

ЗМІСТ

ВСТУП.....	5
1. УЗАГАЛЬНЕННЯ ДОСВІДУ ВИКОРИСТАННЯ ТРИШАРНІРНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ РАМ ДЛЯ КАРКАСІВ БУДИНКІВ.....	10
1.1. Покриття та каркаси будівель.....	10
1.2. Зарубіжний досвід використання рамних конструкцій.....	13
1.3. Досвід використання рамних конструкцій в Україні.....	17
1.4. Досвід використання рамних конструкцій в Молдавії.....	37
1.5. Досвід використання рамних конструкцій в Казахстані.....	38
1.6. Досвід використання рамних конструкцій в Росії.....	40
1.7. Аналіз існуючих рамних конструкцій.....	50
1.8. Оцінка ефективності використання тришарнірних залізобетонних рам.....	54
2. РОЗРАХУНОК, КОНСТРУЮВАННЯ ТА ДОСЛІДЖЕННЯ ТРИШАРНІРНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ РАМ.....	63
2.1. Вибір та обґрунтування конструктивної схеми та об'ємно планувальних рішень каркасних будівель.....	63
2.2. Методика розрахунку тришарнірних залізобетонних рам.....	68
2.3. Вибір розмірів та перерізів елементів піврам.....	74
2.4. Армування суцільних піврам.....	76
2.5. Конструювання елементів піврам.....	80
2.6. Конструювання конкового вузла рам.....	87
2.7. Розробка номенклатури конструкцій піврам.....	91
3. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ ТРИШАРНІРНИХ ЗАЛІЗО- БЕТОННИХ РАМ.....	97
3.1. Коротка характеристика конструкцій піврам.....	97
3.2. Методика і техніка досліджень.....	101
3.3. Оцінка результатів досліджень рам.....	107
3.4. Аналіз результатів досліджень рам.....	139
4. МЕТОДИКА ПО ПРОЕКТУВАННЮ ЕКОНОМІЧНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ.....	155
4.1. Загальні положення.....	155
4.2. Технічно-економічні показники.....	157
4.3. Визначення вартісних та арматурних показників.....	158
4.4. Визначення оптимальних розмірів залізобетонних елементів.....	162
4.5. Порівняння залізобетонних конструкцій.....	167
4.6. Визначення оптимальних розмірів стержневих конструкцій.....	168
5. ПРОЕКТУВАННЯ БАГАТОПРОЛЬОТНИХ ТА БЛОКОВАНИХ РАМНИХ КАРКАСІВ.....	172
5.1. Дослід розробки та застосування багатопрольотних та блокованих рамних каркасів.....	172
5.2. Проектування каркасів багатопрольотних будівель з залізобетонних лінійних елементів.....	179

5.3. Аналіз результатів випробувань і досліджень блокованих та багатопрольотних рамних каркасів.....	187
5.4. Нові каркасні будинки з тришарнірних залізобетонних рам.....	193
6. ПРОЕКТУВАННЯ КОНСТРУКЦІЙ ПОКРИТТЯ, СТІН І ФУНДАМЕНТІВ КАРКАСНИХ БУДІВЕЛЬ.....	202
6.1. Конструктивні рішення покриттів.....	202
6.2. Розрахунок та конструювання залізобетонних таврових прогонів.....	208
6.3. Розробка конструкцій стінових панелей.....	213
6.4. Дослід розробки та використання конструкцій фундаментів.....	216
6.5. Розробка конструкцій палевих фундаментів.....	232
7. ПРОЕКТУВАННЯ РАМНИХ КАРКАСІВ ЗАЛЬНИХ ПРИМІЩЕНЬ СІЛЬСЬКИХ ГРОМАДСЬКИХ БУДІВЕЛЬ.....	246
7.1. Проектування зальних приміщень сільських громадських будівель в рамних конструкціях.....	246
7.2. Техніко-економічна ефективність зальних приміщень в рамних конструкціях.....	261
7.3. Проектування зальних приміщень з використанням конструкцій ферм.....	262
8. ПРОЕКТУВАННЯ РАМНИХ КАРКАСІВ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД АЕРОДРОМІВ СІЛЬГОСПАВІАЦІЇ.....	270
8.1. Аналіз конструктивних схем сільськогосподарських промислових будівель та досвід впровадження їх при проектуванні та будівництві будівель і споруд аеродромів сільгоспавіації.....	270
8.2. Аналіз типових проектів будівель і споруд аеродромів сільгоспавіації.....	276
8.3. Аналіз типових проектів складських будівель і споруд мінеральних добрив і отрутохімікатів.....	279
8.4. Проектування захисту від корозії будівельних конструкцій складів мінеральних добрив.....	285
В И С Н О В К И.....	288
СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ.....	294

ВСТУП

Будівництво сільськогосподарських промислових комплексів по виробництву м'яса, молока і яєць, спеціалізації господарств і концентрації сільськогосподарського виробництва, а також створення в господарствах необхідної матеріально-технічної бази хімізації (будівництво складів хімдобрив, пунктів технічного обслуговування автомашин, майстерень по ремонту льотної техніки та ін. об'єктів) дає можливість ефективно використовувати плановані капітальні вклади, знизити трудомісткість і вартість будівництва.

Для сільського господарства необхідні спеціальні промислові будинки каркасного типу, обладнані системами механізованого приготування і роздачі корму, водопостачання, забезпечуючи при необхідності проїзд мобільного транспорту і, в цілому, сприятливі умови для вирощування і утримання птиці і тварин в приміщенні.

Вибір несучих і огорожуючих конструкцій для таких будівель обумовлений не лише фізико-географічними факторами, як розрахункове навантаження від снігу і вітру, розрахункові зовнішні температури, глибина промерзання ґрунтів, гідрогеологічні умови площадки та ін.

Досить суттєвий вплив чинять економіко-географічні фактори, до яких відносяться: ступінь розосередженості об'єктів будівництва, стан і протяжність транспортних зв'язків, наявність місцевих ресурсів та ін. Із вказаних дуже важливими являються транспортні фактори, які обумовлюють витрати, що залежать не лише від відстані транспортування матеріалів і конструкцій, але і від якості доріг, ґрунтових і погодних умов. Транспортні витрати по доставці будівельних матеріалів і конструкцій в сільському будівництві досягають 50-80% їх вартості.

У зв'язку з викладеним, великого значення набуває зниження об'єму працезатрат на будівельній площадці, що досягається застосуванням збірних елементів споруд підвищеної заводської готовності. Всі елементи заводського виготовлення повинні мати підвищену транспортабельність. До їх габаритних розмірів потрібно ставити жорсткі вимоги, що забезпечують цілісність конструкції при доставці на великі відстані, найчастіше по дорогам з ґрунтовим покриттям.

Зниження вартості каркасів будівель і споруд може досягатись за рахунок удосконалених конструкцій залізобетонних піврам, сталезалізобетонних ферм, плит і прогонів покриття, стінових панелей і фундаментів (зниження їх маси за рахунок використання легкогоніздруючого бетону, високоміцної арматурної сталі та інш.), а також за рахунок широкого використання місцевих будівельних матеріалів.

Поряд зі зниженням вартості будівництва зниження працезатрат при монтажі і транспортних витрат-головні задачі сільського будівництва. Їх вирішення можливе лише при використанні ефективних матеріалів, що дозволяють отримати полегшені конструкції максимальної заводської готовності.

Для сільськогосподарських будівель промислового призначення збірні конструкції повинні мати мінімальну масу, бути технологічними у виготовленні, транспортабельними, підвищеної заводської готовності.

При розробці нових конструктивних рішень особливу увагу потрібно приділити вирішенню наступних основних задач:

- вибору конструктивної схеми і основних параметрів каркасу, що забезпечують уніфікацію конструкцій;
- вибору покриття і огороження, що відповідає експлуатаційним вимогам при мінімальній його масі і економному використанні ефективних і недефіцитних матеріалів;
- застосування бетонів підвищеної і високої міцності і попередньо напруженої арматури.

На конфігурацію конструкцій суттєвий вплив здійснюють невелика висота сільськогосподарських промислових будівель, необхідність влаштування вентиляваних покриттів, широко застосовують дахи із азбестоцементних хвилястих листів та інші фактори.

На вибір несучих конструкцій каркасів також впливає їх мала чутливість до нерівномірних просадок фундаментів, відносно невеликі габарити і об'ємна маса монтажних елементів, що відповідають реальній промисловій базі, вантажопідйомність механізмів і транспортних засобів, що використовуються пересувними механізованими колонами.

Врахування специфіки сільськогосподарських промислових будівель і вплив регіональних факторів призводить до створення нових конструкцій, що відрізняються від використовуваних в промисловому та цивільному будівництві. Необхідність будівництва великих ферм і сільськогосподарських комплексів при безперервному вдосконаленні технології виробництва сільськогосподарської продукції вимагає

створення просторих приміщень без проміжних опор, що дозволяють розміщувати любі технологічні лінії і виробляти наступну їх модернізацію без реконструкції будівельної частини будинків.

У сільськогосподарському будівництві України отримали розповсюдження будинки без проміжних опор шириною 12, 18 і 21м з використанням тришарнірних залізобетонних рам. Робочі креслення напіврам розроблялись місцевими проектними організаціями на різне навантаження, використовувались різні конструктивні схеми покриття, в результаті чого конструкції піврам суттєво відрізнялись між собою за витратами бетону, сталі та іншими показниками.

Застосування тришарнірних залізобетонних рам для каркасів будинків промислового призначення дозволяє ефективно використовувати внутрішній об'єм приміщень, підвищити рівень індустріалізації будівництва, скоротити терміни і знизити ціну будівництва в порівнянні з аналогічними будинками з неповним каркасом з стоїчно-балочними конструкціями.

Крім того каркасні будинки прольотом 12, 18 і 21м з тришарнірних залізобетонних рам знаходять широке застосування для зальних приміщень сільських громадських будівель і споруд аеродромів сільгоспавіації.

У зв'язку з цією актуальною народногосподарською проблемою являється постановка задачі по розробці раціональних рішень і методів розрахунку каркасних будівель з тришарнірних залізобетонних рам для будівництва сільськогосподарських промислових будівель, зальних приміщень сільських громадських будівель і споруд аеродромів сільгоспавіації.

Мета дослідження. Робота присвячена комплексній проблемі зниження матеріалоемності будівництва каркасних будівель і споруд в рамних конструкціях, що вирішена шляхом розробки, випробування і залучення в будівництво широкої номенклатури конструкцій тришарнірних залізобетонних рам для сільськогосподарських промислових будівель, зальних приміщень сільських громадських будівель і споруд аеродромів сільгоспавіації.

Задачі досліджень:

- експериментальні випробування міцності, жорсткості і тріщиностійкості тришарнірних залізобетонних рам прольотом 18 і 21м з використанням різних методик випробувань;
- розробка і вдосконалення методів розрахунку міцності, жорсткості і тріщиностійкості рамних конструкцій;
- розробка ефективних одно і багато-прольотних рамних конструкцій зі зменшенням матеріалоемності;
- розробка ефективних типів конструкцій покриття, стін і фундаментів;
- визначення раціональних областей застосування каркасних будівель в рамних конструкціях;
- залучення ефективних рамних конструкцій в практику проектування.

Для вирішення поставлених задач були розроблені конструктивні схеми каркасних будівель з тришарнірних залізобетонних рам, вивчена дійсна робота рамних конструкцій каркасів, розроблених конструкцій вузлів однопрольотних і багатопрольотних рамних каркасів і методи їх розрахунку.

Автором проведені експериментальні і теоретичні випробування рамних конструкцій прямокутного і таврового перерізу прольотом 12, 18 і 21м.

Отримані результати дозволили залучити їх в практику проектування і будівництва. В наш час ефективність і перспективність тришарнірних залізобетонних рам визнали. На них отримані авторські свідоцтва /54, 56, 57, 59, 62/, вони введені в каталоги /7, 8, 67/, в рекомендації /44, 46, 106/, в технічних умовах /33, 34, 55/ і т. д.

При вивченні напружено-деформованого стану рамних конструкцій застосовувались однакові методи випробувань і способи обробки результатів. Використовувались сучасні методи експериментального і теоретичного випробування.

В експериментальних випробуваннях застосовувались методи руйнуючих навантажень, що створюються штучними вантажами, баками з водою, гідродомкратами, а також тензометричні, оптичні і ультразвукові методи.

У теоретичних випробуваннях застосовувався сучасний підхід до вивчення міцності: врахування останніх розробок в області створення теорії деформованого залізобетону з тріщинами, в теорії граничної рівноваги і в теорії крихкої міцності.

У результаті були отримані надійні дані про напружено-деформований стан рам при симетричних і несиметричних навантаженнях. Використання цих результатів дозволило створити методи розрахунку міцності рамних конструкцій каркасів з урахуванням фізичної і геометричної нелінійності залізобетону, а також при текучих напружено-деформованих станах.

Одночасно були розроблені нові найбільш ефективні і менш матеріалоємні конструкції тришарнірних залізобетонних рам, на які отримані авторські свідоцтва .

Конструктивні рішення рамних конструкцій пройшли всі стадії: від досвідченої перевірки через експериментальне будівництво з наступним включенням в каталог індустріальних виробів і конструкцій.

Підготовка обґрунтованих рекомендацій з розробки раціональних конструктивних рішень каркасних будівель із тришарнірних залізобетонних рам дозволило створити ефективні проекти сільськогосподарських промислових будівель, забезпечити використання резервів міцності і зниження маси конструкції.

Наукову новизну дослідження складають:

- Широкий комплекс дослідження по оцінці напружено-деформованого стану, міцності, жорсткості і тріщиностійкості тришарнірних залізобетонних рам прольотом 12, 18 і 21м;
- Встановлені загальні положення напружено-деформованого стану і виявлений ряд нових ефектів при підвищенні навантаження до вичерпання міцності конструкцій тришарнірних рам;
- Пропозиції по розрахунку міцності, жорсткості і тріщиностійкості каркасних будівель з тришарнірних залізобетонних рам прольотом 12, 18 і 21 м з урахуванням фізичної і геометричної нелінійності залізобетону з використанням ПК LIRA, SKAD та ін.
- Пропозиція по конструюванню залізобетонних рам, карнизних, конкових і опорних вузлів по а. с. №681168, 781287, 815182, 1028811.
- Розробка, дослідження і впровадження в практику проектування і будівництва каркасних будівель з тришарнірних залізобетонних рам.
- Розроблений і науково обґрунтований уніфікований сортамент піврам, які дозволяють в невеликій кількості металоформ, за рахунок зміни марки і армування, виготовити всю номенклатуру піврам.
- Розроблені і впроваджені нові конструктивні схеми каркасів будівель і споруд.
- Розроблена методика експериментального дослідження напружено-деформованого стану рамних конструкцій.
- Розроблені рекомендації по обліку впливу особливості форм поперечного перетину і характеру армування при розрахунку міцності, жорсткості і тріщиностійкості рамних конструкцій.
- Розроблені нові конструктивні рішення рам і їх вузлів (а.с. №781287, 815182, 1028811, 854813), спосіб їх виготовлення (а.с. №681168, 1813860) і спосіб їх зведення (а.с. №1738979).

Результати дослідження залучені в практику проектування і будівництва сільськогосподарських промислових будівель, зальних приміщень сільських громадських будівель і споруд аеродромів сільгоспавіації з економічним ефектом відповідно 0,412 і 2,940 млн. крб. і введені в 7 нормативних документів.

В результаті проведених НДР і ОКР були отримані:

- результати розробки нових конструктивних рішень рамних каркасів, дослідження їх дійсного напружено-деформованого стану, розробку способів розрахунку, конструювання і залучення в практику проектування і будівництва каркасних будівель з тришарнірних залізобетонних рам;
- результати експериментальних досліджень міцності, жорсткості і тріщиностійкості конструкцій рам при підвищенні навантаження до руйнування;
- методика розрахунку міцності, жорсткості, тріщиностійкості і поточного напружено-деформованого стану плоских одно- і багатопрольотних рамних конструкцій каркасів;
- методика розробки уніфікованих сортаментів піврам прямокутного і таврового перерізу, яка дозволяє в обмеженій кількості типів розмірів виготовляти всю необхідну номенклатуру піврам.
- розробка конструкцій піврам і методика розрахунку вузлів спряження рамних конструкцій каркасів;
- нова конструктивна схема рам;
- способи армування і конструювання піврам;
- методика і установки для проведення дослідження;
- методика експериментальних досліджень і розрахунок міцності, жорсткості і тріщиностійкості при різних схемах навантаження плоских і просторових рамних конструкцій;
- особливості роботи рам конкового, карнизного і опорного вузлів, отриманих в результаті натуральних досліджень і врахування їх при розрахунку по деформованій схемі;
- розробки в області дослідження і розрахунку залізобетонних піврам з урахуванням їх фізичної і геометричної нелінійності;
- методика оцінки економічності рамних конструкцій.

Практична значимість роботи міститься в наступному:

--залучення в розроблені по результатам досліджень індивідуальні, що повторно використовуються і типові проекти рамних конструкцій, затверджені постановами Держбуду України;

--залучення в затверджені державні та галузеві нормативні документи, каталоги /7, 8, 33, 34, 44, 46, 55, 67, 106/;

--залучення результатів досліджень при будівництві сільськогосподарських промислових будівель, зальних приміщень сільських громадських будівель в системі к. Укрміжколгоспбуд, к. Мінсільбуд України та будівель і споруд аеродромів сільгоспавіації в системі к. МЦА СРСР;

--залучення в навчальний процес КПЦА, КМУЦА, Національного авіаційного університету при читанні лекцій з дисципліни «Будівельні конструкції», в навчальному посібнику /18/, в дипломне проектування;

--визначення раціональних областей застосування каркасних будівель з трьохшарнірних залізобетонних рам для народного господарства України;

--залучення розробленого способу виготовлення арматурних каркасів рамних залізобетонних конструкцій по а. с. №681168;

--залучення розроблених міцних методів досліджень рамних конструкцій, які дозволили максимально наблизити їх роботу при дослідженні до природи;

--залучення удосконалених програм -розрахунків рам на ПК ЛІРА та SCAD;

--залучення рамних конструкцій в практику проектування і будівництва з економічним ефектом відповідно 0,412 та 2,910 млн. крб.

Практична цінність і достовірність досліджень міститься в тому, що вперше був виготовлений значний об'єм досліджень, технологічних і проектних робіт, що дозволило розробити і залучити ефективні рамні конструкції для будівництва каркасних будівель і споруд. Все це дало можливість знизити вартість і трудомісткість будівництва, скоротити витрати бетону і сталі каркасних будівель, підвищити якість, надійність і довговічність. Крім того були розроблені вузли і з'єднання піврам, дані рекомендації по їх розрахунку.

Виконання намічених досліджень має велике народно господарське значення. Залучення отриманих результатів в практику проектування і будівництва сільськогосподарських комплексів, опорних пунктів ПАНХ, сільгоспаеродромів в господарстві, зальних приміщень сільських громадських будівель дозволило отримати значний економічний ефект, підвищення рівня індустріалізації, ріст продуктивності праці, зниження витрат сталі в собівартості конструкцій будівель і споруд. Крім того, розробка раціональних конструктивних рішень каркасів будівель і споруд дозволить ліквідувати на будівництві застосування тяжкої фізичної праці, підвищити рівень техніки безпеки, а також максимально скоротити втрати міндобрих при транспортуванні, зберіганні і внесенні їх в ґрунт.

Реалізація роботи. Результати випробувань залучені в нормативні документи РСН, ТУ /23,34,55,106/, в методичні рекомендації /44,46/, каталоги /7,8,67/, в системі колишнього Укрміжколгоспбуду, к. Мінсільбуду, Міністерства цивільної авіації СРСР, а також опублікованих в монографіях /50,74/, в навчальному посібнику /18/ і в 38 статтях, матеріали яких отримали залучення в практику проектування філіалів к. інститутів Укрколгоспроект, УкрНДДіпросільгосп, ГПІиНІИГА Аеропроект та інших організацій.

За участі автора розроблені наступні альбоми робочих креслень:

→ «Складові залізобетонні піврами РЖС для промислових сільськогосподарських будівель шириною 18 і 21 м» (шифр 1.800- РЖС), розроблених інститутами Гипрооргсельстрой, ЦНИИПсельстрой і НИИЖБ за участю в дослідженнях, доведені та залучення конструкції рам Технічних управлінь к. Мінсільбуду і к. Укрміжколгоспбуду, інститутів к. УкрНДДіпросільгосп, НДІБК і к. Укрколгоспроект, к. треста Укроргтехсільбуд, к. об'єднання Кримоблміжколгоспбуд і Вінницькоблміжколгоспбуд. Робоче креслення і номенклатура 12 піврам затверджені Постановою Держбуду України.

→ «Залізобетонні піврами РЖ для промислових сільськогосподарських будівель шириною 18 і 21м(шифр 1.800 – РЖ) по а. с. №681168, розроблених інститутами к. Гипрооргтехсельстрой, ЦНИИЭПсельстрой і НИИЖБ за участю в дослідженнях, доведені та залучення конструкції рам Технічних управлінь к. Мінсільбуду і к. Укрміжколгоспбуду, інститутів к. УкрНДДіпросільгосп і к. Укрколгоспроект, к. треста Укроргтехсільбуд і Кримсільбуд.

Робочі креслення і номенклатура 12 піврам затверджені Постановою Держбуду України.

→ «Залізобетонна піврама РЖк –21 –1600 для промислових сільськогосподарських будівель шириною 21 м» (шифр 1.800 – РЖ) по а.с. №681168, розроблених інститутами к. Укрколгоспроект,

к. УкрНДІДіпросільгосп , за участі к. Дніпропетровського облміжколгоспбуду і Дніпропетровської філії інституту Укрколгоспроект.

→ «Прогони залізобетонні таврові ПЖТ-5,5-250; ПЖТ-5,5-375; ПЖТ 5,5-500 » (шифр 1.800- ПЖТ), розроблених інститутами к. УкрНДІДіпросільгосп і Херсонською філією к. Укрколгоспроект. Робоче креслення прогонів затверджені Постановою Держбуду України.

→ «Прогони залізобетонні таврові ПЖТ-6-600; ПЖТ-5,5-600» (шифр 1.800-ПЖТ), розроблених інститутами УкрНДІДіпросільгосп і к. Вінницьким облміжколгоспбудом. Робочі креслення і номенклатура 12 піврам затверджені Постановою Держбуду України.

Розроблена номенклатура 25 типорозмірів суцільних і складених піврам , з яких 5 типорозмірів залучені к. Укрміжколгоспбудом і к. Мінсільбудом при будівництві сільськогосподарських будівель, зальних приміщень сільських громадських будівель і споруд аеродромів сільгоспавіації в вісімнадцяти областях України. В відповідності до плану залучення нової техніки к. Укрміжколгоспбудом і

к. Мінсільбудом побудована 9, 85 млн.м² промислових будівель в рамних конструкціях.

Використання результатів досліджень дало можливість отримати наступний фактичний економічний ефект за 1972-1985рр.: економія металу -13, 6 тис. т.; економія цементу -66, 2 тис. т.; скорочення трудовитрат -148,1 тис люд.-днів.

Отриманий економічний ефект від залучення результатів роботи в проектуванні - 0,412 млн.крб., в будівництво - 2,910 млн.крб.

Робота проводилась у відповідності з планом розробки нової техніки Укragenбуду (к. Укрміжколгоспбуд і к. Мінсільбуд) в наступних організаціях:

- в лабораторії будівельних конструкцій к. інституту УкрНДІДіпросільгосп ;
- в відділі будівельних конструкцій інституту УкрНДІПцивільсільбуд ;
- на кафедрі будинків і споруд к. КПЦА, КМУЦА, а тепер - кафедрі комп'ютерних технологій будівництва Національного авіаційного університету /НАУ/.

В проведенні експериментальних дослідів, відмічених в роботі, під керівництвом і безпосередній участі автора, брали участь наступні наукові співробітники та інженери: Г.А.Попович (к. інститут УкрНДІДіпросільгосп), Д.Н.Пекус-Сахнівський (НДІБК), Л.Є.Дроб'язко, І.Л.Шик, М.Г.Смирнова (к. інститут Укрколгоспроект), Л.Н.Ярін, В.С.Єськов (ЦНИИЭПсельстрой, Гипрооргсельстрой), Г.М. Носов, А.М. Дудник (к. трест Укроргтехсільбуд), І.І. Гаращенко (к. Вінницький облміжколгоспбуд), А.Я. Барашиков, Н.І. Доброхлоп, Ю.А. Климов (КІБІ). Експериментальні досліди проводились на заводах ЗБК Кримського, Вінницького, Донецького, Черкаського, Дніпропетровського, Київського та Хмельницького облміжколгоспбудів системи к.Укрміжколгоспбуду та на заводі ЗБК тресту Кримсільбуд к.Мінсільбуду .

При запровадженні нових рамних конструкцій активну участь брали В.Г.Набойченко (к.Укрміжколгоспбуд), В.С.Єськов, Л.Н.Ярін (к. Гипрооргсельстрой, ЦНИИЭПсельстрой), Л.Є. Дроб'язко, І.Л. Шик, М.Г. Смирнова, Е.В. Сапожніков, І.Г. Любченко(к.Укрколгоспроект та його філії), Г.А. Попович(к. УкрНДІДіпросільгосп), В.Я.Пінчук, Г.М.Носов (к.трест Укроргтехсільбуд), І.І. Гаращенко (к.Вінницький облміжколгоспбуд), а також Кримський, Вінницький, Донецький, Черкаський, Дніпропетровський, Київський та Хмельницький облміжколгоспбуду системи к. Укрміжколгоспбуду та трест Кримсільбуду к. Мінсільбуду .

РОЗДІЛ 1. УЗАГАЛЬНЕННЯ ДОСВІДУ ЗАСТОСУВАННЯ ТРИШАРНІРНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ РАМ ДЛЯ КАРКАСІВ БУДІВЕЛЬ

1.1. Покриття та каркаси будівель

При будівництві сільськогосподарських споруд виробничого призначення застосовують переважно три типи покриттів, що вентилуються. Найбільш розповсюдженими є покриття з застосуванням збірних залізобетонних плит, на які в будівельних умовах укладають пароізоляцію, обрешітку, утеплювач з мінеральних плит та покрівля з хвилястих азбоцементних листів (табл. 1.1., варіант 1). Такі покриття довговічні і відповідають експлуатаційним вимогам. До недоліків такого рішення відносяться: значна маса та великі затрати праці на влаштування пароізоляції, укладку утеплювача та влаштування покрівлі в будівельних умовах.

Більш легкими є покриття із застосуванням в якості несучих елементів для покрівлі хвилястих азбоцементних листів з утеплювачем між ними, що вкладаються по прогонам (табл.1.1., варіант 2). Однак зниження маси такого покриття не компенсує, в порівнянні з першим варіантом, підвищених затрат на працю при монтажі, тому застосування таких покриттів обмежене.

Третій тип покриттів з застосуванням азбоцементних плит на дерев'яному каркасі (типу АКД) по несучим елементам має меншу масу. Однак малий крок несучих конструкцій (3м) не сприяє їх широкому застосуванню.

Більш легке та ефективне покриття отримується при укладанні азбоцементних плит на залізобетонні прогони з прогоном 6 м розміщені на відстані 3 м один від одного по скату (табл.1.1., варіант 3).

З усіх цих типів покриттів найбільш легким та індустріальним є третій тип покриття з кроком 6 м, що отримав розповсюдження в сільськогосподарському виробничому будівництві.

Уніфікація габаритних та конструктивних схем одноповерхових сільськогосподарських виробничих споруд привела до наступних основних конструктивних рішень їх каркасів:

- споруди стояково-балочної схеми (рис.1.1.а);
- споруди із застосуванням сталезалізобетонних ферм (рис.1.1.б);
- будівлі із застосуванням залізобетонних безрозкісних ферм (рис.1.1.в);
- будівлі із застосуванням тришарнірних залізобетонних рам (рис.1.1.г)

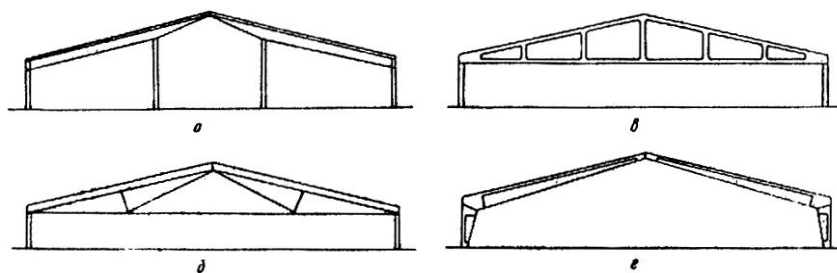


Рис. 1.1. Основні схеми каркасів сільськогосподарських виробничих споруд:
а – стояково-балочна; б, в – стояково-фермова; г – тришарнірна рама

Стояково-балочна система має суттєвий недолік – наявність консольно-балочних внутрішніх опор, котрі створюють утруднення в розміщенні та експлуатації технологічного обладнання та ефективного використання корисної площі /50/, що дозволяє відмовитися від її подальшого розгляду.

Стояково-фермова схема із застосуванням стропильних ферм, котрі виготовляються сталевими або залізобетонними. Сталеві ферми в сільському будівництві застосовуються в обмеженій кількості через їх велику металоємність та необхідності влаштування надійного антикорозійного захисту. Стале-

залізобетонні ферми потребують менших витрат сталі і є перспективними конструкціями, однак, як показує досвід сільського будівництва, застосовуються в невеликому об'ємі.

Застосування наскрізних ферм для відносно низьких, приосадуватих сільськогосподарських споруд недоцільно, оскільки нижні пояси ферм перерізують по висоті корисний об'єм приміщень, що ускладнює в'їзд та переміщення мобільного транспорту. Окрім того, обмежене застосування схеми з використанням сталезалізобетонних ферм також пояснюється недостатньою глибиною проробок конструкції, особливо її вузлів, складністю антикорозійного захисту сталевих елементів ферм, внутрішньою статичною невизначеністю би-матеріальних конструкцій, що потребують підвищеної точності виготовлення та зміцненої зборки півферм /71/.

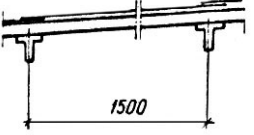
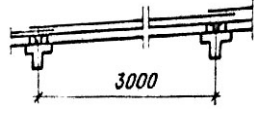
Стояково-фермова схема із застосуванням залізобетонних, попередньо напружених безрозкісних ферм з прольотом 12 та 18 м, хоча і позбавлені деяких недоліків, що притаманні сталезалізобетонним фермам, однак перевищують їх за масою, трудомісткістю виготовлення та важкістю транспортування і тому також не отримали широкого застосування в будівництві.

Для масового будівництва сільських виробничих споруд необхідні конструкції більших прогонів, та в першу чергу рамні конструкції, котрі вдало вписуються в контур однопрогонової споруди.

Схема у вигляді тришарнірної залізобетонної рами заслужено отримала найбільше поширення в сільськогосподарському виробничому будівництві та ряді інших республік СНД.

Таблиця 1.1

Типи покриттів, що застосовуються

Варіанти	Ескіз покриття	Склад покриття	Нахил покритті	Маса, кг	Вартість, крб/м ²
1		Хвилястий азбестоцементний лист УВ-6 Утеплювач – мінеральна вата Пароізоляція Залізобетонна плита типу СПР	1:4	190	13,53
2		Хвилястий азбестоцементний лист УВ-6 Утеплювач – мінеральна вата Пароізоляція Хвилястий азбестоцементний лист УВ-6 Залізобетонні прогони	1:4	110	14,07
3		Хвилястий азбестоцементний лист УВ-6 Азбестоцементна плита на дер. каркасі Залізобетонні прогони	1:4	90	12,96

Перші тришарнірні залізобетонні рами призначалися для відносно невеликих прогонів (10-12 м). На цьому етапі впровадження ретельно відпрацьовувались як конструкції піврам, так і технологія їх виготовлення, транспортування та монтажу.

При розробці рам з прогоном 18 і 21м були враховані недоліки, що дозволило розробити й впровадити у сільське будівництво досить ефективні рамні конструкції.

У табл.1.2 наведені техніко-економічні показники двох варіантів каркасів сільськогосподарських виробничих споруд, в одній із яких основним несучим елементом є безрозкісна попередньо-напружена залізобетонна ферма, а в іншому - тришарнірна рама. З таблиці видно, що рамний каркас більш економічний варіант в порівнянні з безрозкісною фермою, особливо по трудомісткості монтажу. Одним з показників, що характеризують ефективність конструкції, є витрата матеріалів на її виготовлення.

У табл.1.3 наведені порівняльні витрати бетону й сталі на несучі конструкції із трьома розглянутими вище схемами поперечників. Витрата матеріалів, зроблена в даній таблиці для сталезалізобетонних ферм взятих з альбому робочих креслень, розроблених інститутом ЦНИИЭПсельстрой /випуск 3/; для безрозкісних ферм - з альбому, розробленого інститутами Промстройпроект, НИИЖБ, ЦНИИЭПсельстрой і Гипронисельхоз /ферми ФБ18-3А111в/, для рам - з альбому, розробленого інститутами Промстройпроект, Гипрооргсельстрой і НИИЖБ /піврами РЖС-18-1600/. Для порівняння взяті каркаси шириною 18 м.

З табл.1.3 видно, що в рамній конструкції витрата бетону й сталі значно нижча, ніж у випадку застосування безрозкісних ферм. Порівнюючи рамний каркас із варіантом, що передбачає сталезалізобетонні ферми, відзначимо, що при приблизно однаковій витраті бетону для варіанта з такими фермами потрібна значно більша витрата сталі.

Слід зазначити, що для рамних конструкцій потрібні фундаменти, що сприймають розпір. Конструкція таких фундаментів складніша, ніж фундаментів під колони для будинків, що перекривають фермами. Незважаючи на це, тришарнірні рами володіють рядом вище перерахованих переваг і досить доцільні в каркасах сільськогосподарських споруд різного призначення.

Грунтуючись на техніко-економічних показниках і обліку специфіки сільськогосподарського будівництва, найкращим рішенням каркасу виробничих будинків варто визнати каркас із застосуванням тришарнірних залізобетонних рам.

Таблиця 1.2

Порівняння техніко-економічних показників залізобетонних рам і ферм

Схема несучих конструкцій	Найменування конструкцій	Витрати матеріалів		Вартість, крб.	Трудомісткість монтажу, чол./год.
		Бетон, м ³	Сталь, кг		
	Фундаменти	1,164	27,6	45,16	2,91
	Колони	0,756	55,4	45,11	14,15
	Ферма без розкісна залізобетонна	3,540	823,8	398,9	14,00
	Всього	5,46	906,8	483,46	31,06
	Фундаменти	2,15	219,0	106,2	5,37
	Рама залізобетонна	2,714	687,4	306,8	15,20
	Всього	4,864	906,2	437,8	20,57

Тришарнірні рами мають ухил ригелів 1:4, розроблені під покрівлю з хвилястого шиферу. Таке покриття вентилязоване й відповідає виробничому призначенню споруд.

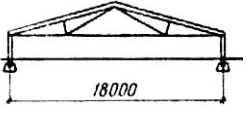
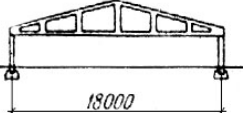
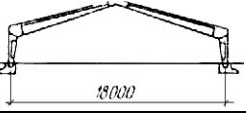
Аналіз техніко-економічних показників вищевказаних схем показав, що рамні конструкції є найменш матеріалоемними і найбільш ефективними несучими конструкціями незважаючи на те, що для останніх необхідні фундаменти, що сприймають розпір /50%. Крім того, каркас з тришарнірних залізобетонних рам є найбільш перспективним, тому що він ураховує специфіку сільського будівництва, а також вимоги, пропоновані до каркасних будинків для сільського виробничого будівництва.

Споруди без внутрішніх опор дозволяють здійснювати гнучке планування, тобто робити монтаж будь-якого устаткування, а також вимагають меншої кількості типорозмірів збірних елементів.

Конструкції каркасних споруд з використанням рамних конструкцій в теперішній час знаходять широке застосування в нашій країні як у залізобетоні /50/, так і в дереві /6/ і в металі /81/.

Таблиця 1.3

Зіставлення конструктивних рішень за матеріалоемністю

Схеми поперечників	Найменування елементів	Витрати матеріалів на 1 м ² конструкції	
		Бетон, м ³	Сталь, кг
	Сталезалізобетонна ферма Колони Фундаменти Всього	0,0081	7,37
		0,0027	0,68
		0,0076	0,101
		0,0184	8,151
	Безрозкісна ферма Колони Фундаменти Всього	0,0206	5,07
		0,0027	0,68
		0,0076	0,101
		0,0309	5,854
	Піврами Фундаменти Всього	0,0146	3,89
		0,0129	0,52
		0,0275	1,41

Перевагою рамних каркасів є:

- найменша кількість типорозмірів (ригель, стійка або піврама і фундамент);
- найменша кількість затрат на працю по зведенню каркаса;
- економічність за вартістю, матеріалоемності в порівнянні зі стояково-балковим каркасом;
- не потрібно антикорозійного захисту.

Недоліки:

- складне оснащення;
- трудомісткий процес виготовлення Г-образних елементів піврам;
- перевезення піврам може здійснюватися тільки на спеціально обладнаному транспорті;
- складні фундаменти через наявність розпору.

Разом з тим рамні конструкції варто віднести до перспективних конструкцій. Це обумовлює доцільність вивчення наявного досвіду їхнього проектування й будівництва з метою виявлення кращих варіантів і шляхів їхнього вдосконалення. Як показує аналіз, конструктивна схема будинку буде залежати від конструкції його каркасу.

1.2. Закордонний досвід застосування рамних конструкцій

Рамні залізобетонні конструкції знаходять широке застосування в закордонному будівництві. Цьому сприяло й те, що утворення жорстких вузлів у залізобетоні досягається значно простіше, ніж у рамах з інших матеріалів.

У закордонному будівництві широко застосовуються полегшені рамні конструкції для одноповерхових безкранових цехів і для складських приміщень різного призначення.

Так, наприклад, у Нігерії, у м. Апапе було споруджено чотири склади розміром у плані 137х60м /1/. Конструкція попередньо напруженої залізобетонної безшарнірної рами має наступні характеристики: прогін 45,7 м, довжина консолей 12 м, крок рам 7,6 м, ригель таврового перетину з шириною полиці 50 см і висотою перетину від 60 до 120 см. Клас бетону В45, тимчасовий опір дротів 1600 МПа, контрольована величина попереднього напруження 1100 МПа. Попередня напруга ригелів і стійок здійснюється дровими пучками по 12 дротів діаметром 7 мм із натягом на бетон (рис.1.2). Розпір сприймається попередньо напруженою зтяжкою, армованою одним пучком /1/. Покриття складу містить у собі переднапружені залізобетонні прогони двотаврового перетину з укладанням по них хвилястих азбестоцементних листів.

Оригінально вирішена конструкція каркаса складу в м. Брістолі (Англія) у вигляді тришарнірної рами з наступними характеристиками: прогін - 31,2 м, довжина консолі -6м, крок рам -6 м, перетин ригелів і стійок - прямокутне із шириною 20 см і змінною висотою /4/ (рис.1.3). Залізобетонна рама є попередньо-напруженою з використанням натягу арматурних елементів на бетон з наступною ін'єкцією цементного розчину в канали. По матеріалоемності розглянута конструкція значно уступає конструкціям складу в Нігерії .

В ФРН застосовуються двошарнірні рами з прогоном 12,5м й 15,0 м, що складаються з п'яти частин - двох стійок і трьох елементів ригеля, що з'єднують металевими стилями (рис.1.4). Рами двотаврового перетину зі змінною товщиною стінки встановлювалися із кроком 5м і з'єднувалися між собою підкрановими й об'язувальними балками, а також елементами покриття. Застосовувалися також аналогічні рами з прогоном 10,0 м, конструкція яких складалася із трьох елементів - двох стійок і ригеля /30/.

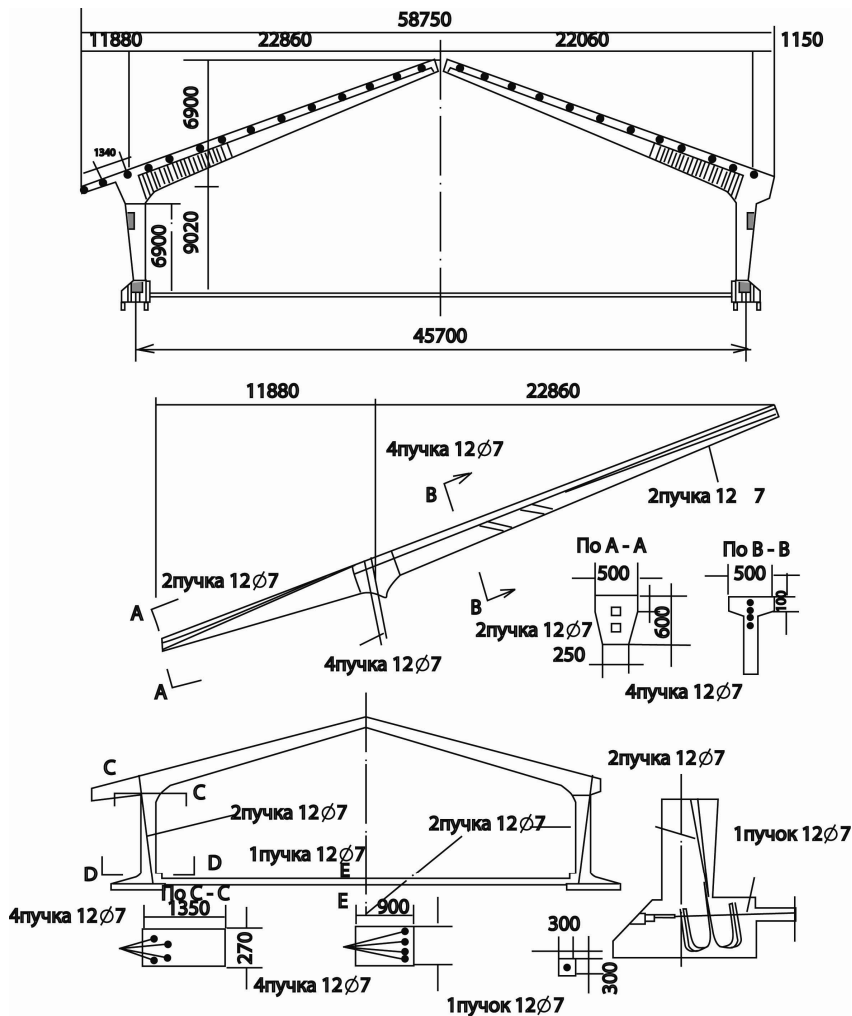


Рис. 1.2. Схема рамного каркасу сховища в Апапі /Нігерія/

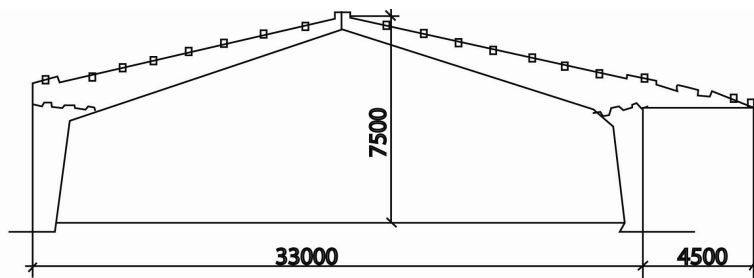


Рис. 1.3. Схема рамної конструкції сховища в Брістолі /Англія/

Фірма "Atcost Ltd" одна з перших у Великобританії почала виготовлення залізобетонних рамних конструкцій для сільських виробничих споруд /88/. Фірма виготовляє й поставляє кілька типів залізобетонних рам з наступними характеристиками: форма рам - П- подібна з ламаним ригелем, прогін від 4,57 до 18,29 м, поздовжній крок - 4,57 м, висота до звису покрівлі - 6,71 м, ухил покрівлі - 22,5°, поперечний переріз ригелів - прямокутне і таврове, стійки з консолями вильотом 10 і 15 см. Останнім часом стали виготовляти рами з прогонами 19,81 і 21,34 м при ухилі покрівлі 14°.

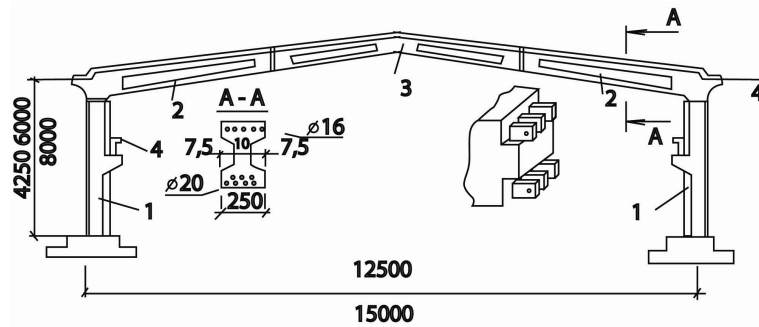


Рис. 1.4. Схема каркасу промислової споруди з двошарнірними збірними складеними рамами /ФРН/ 1 - стійки, 2 – крайні елементи ригеля, 3 – середній елемент ригеля, 4 – підкранові балки

Залізобетонні стійки рам - прямокутного поперечного перерізу з розмірами 17,8x25,4 й 17,8x54,9 см, залежно від величини прогону рами. Ригелі - змінного перетину з трикутним потовщенням в опорній частині кріплять до стійок болтами (рис.1.5) і з'єднують за допомогою шарніра в конку. По ригелях рам укладаються залізобетонні прогоны, які кріпляться один до одного, а також до ригеля за допомогою зварювання закладних деталей. Покрівля - профільовані азбестоцементні аркуші з висотою хвилі 15 см.

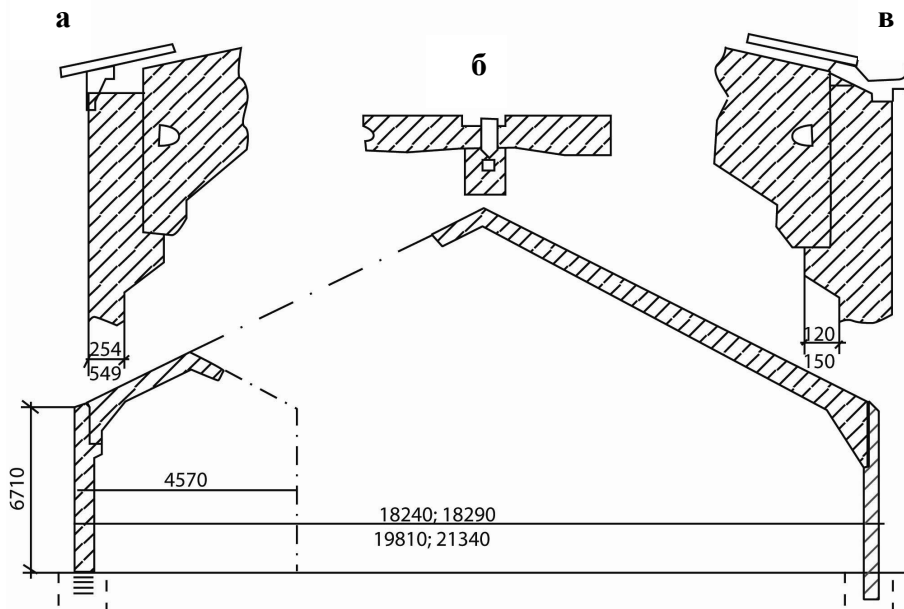


Рис. 1.5. Схема однопролітної залізобетонної рами /Великобританія/
 а – деталь пристрою карнизного вузла з прогоном фасонного перетину;
 б – деталь кріплення прогонів; в – деталь влаштування карнизного з прогоном фасонного перетину, що є водовідвідним жолобом

Зазначені піврами вигідно відрізняються простотою виготовлення прямокутних стійок. Проте ці піврами навряд чи можуть бути визнані оптимальними через досить громіздкі форми ригеля, що має "Г"-подібну форму, і складного рішення болтового з'єднання ригеля зі стійкою.

В якості каркасів споруд у Нідерландах застосовуються залізобетонні тришарніри рами із двосхилим ригелем з прогоном 17 м, із кроком 4,8 м, з висотою стійок до 3,5м /94/.

Суцільні збірні рами знайшли застосування також у США та інших країнах. Збірні суцільні рами, на думку американських фахівців, є більш економічними в порівнянні зі складеними у зв'язку з відсутністю необхідності виконувати дорогі стики з'єднань ригелів або ригелів зі стійкою /30/.

Італійською фірмою «Джи і Джи» розроблена каркасно-панельна рамна конструкція для будівництва свинарських комплексів. Основною несучою конструкцією є залізобетонні рами прогоном 16,2 і 17,7 м із кроком 3 м /87/.

Стіни запроектовані із тришарових залізобетонних самонесучих панелей з утеплювачем з пінопласту. Покриття - з керамзитобетонних панелей з утеплювачем з пінопласту. Покрівля із хвилястих азбестоцементних листів. Фундаменти - монолітні залізобетонні.

Залізобетонна рама складається із двох "Г" - образних піврам і передбачена під снігове навантаження 15,0 МПа. Ригелі і стійки піврами мають тавровий, двотавровий і трапецієподібний перетин. Ширина піврами із зовнішньої сторони дорівнює 16см, а із внутрішньої змінюється від 10 см у конковому вузлі до 35см у карнизному вузлі.

Вузол сполучення ригеля і стійки піврами армується гнучими стрижнями з відгинами під кутом 45°, які поєднуються в просторовий каркас замкнутими хомутами (рис 1.6).

Показники на одну півраму: клас бетону В35, витрата бетону 1,1 м³, арматурної сталі 197 кг. З метою зниження матеріалоемності ригелі і стійки піврами виконані складної форми, а армування передбачене за допомогою гнутих стрижнів з відгинами. Разом з тим, вищевказані конструктивні заходи ускладнили метало-оснащення по виготовленню піврам, а показники їх значно уступають вітчизняним піврамам (по витраті сталі до 30%, бетону до 50%).

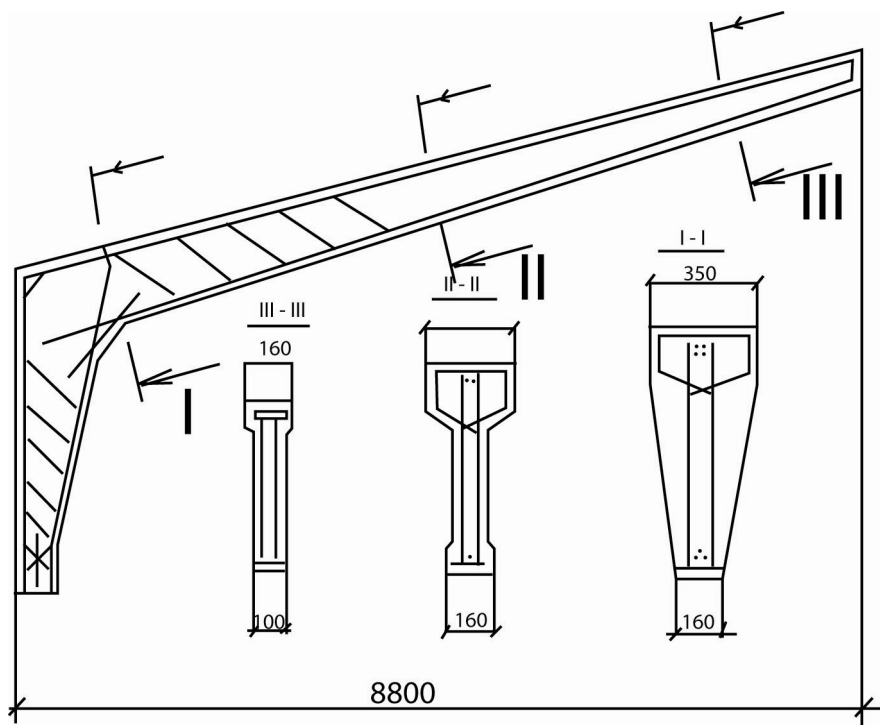


Рис. 1.6. Основні розміри і схема армування піврами, що розроблена фірмою «Джи і Джи» /Італія/

Слід також зазначити на нераціональне конструктивне рішення вузлів каркаса споруд італійської фірми:

- вузол оперття п'яти рами у фундамент забитий жорстко, що не відповідає розрахунковій схемі /шарнірна робота/;
- вузол сполучення ригеля зі стійкою складний у виготовленні;
- вузли кріплення стінових панелей до стійок піврам передбачені на болтах з нульовими допусками, що унеможливує їхнє здійснення.

У цілому слід зазначити, що розглянуте конструктивне рішення каркасних споруд італійської фірми «Джи і Джи» без корінної переробки не було рекомендовано до використання в практику вітчизняного будівництва.

За проектом італійської фірми «Джи і Джи» в Польщі широко використовується конструктивна система «Fermbet» для будівництва тваринницьких споруд /94/.

Як несучі конструкції покриття використовуються тришарнірні гратчасті арки трикутного обрису (ухил 20°) зі сталевим затягуванням прольотами 12,6; 16,5; 18,0; 19,5 м.

Конструкція покриття містить у собі: залізобетонні «Т» - образного перетину прогони, хвилясті азбестоцементні листи посиленого профілю. Колони двотаврового перетину із кроком 3 м жорстко затиснені у залізобетонних фундаментах. Стіни із тришарових залізобетонних панелей з утеплювачем з пінополістиролу.

На думку авторів досягається зниження маси наземних конструкцій, скасування в процесі монтажу зварювальних робіт, зведення до мінімуму мокрих процесів.

Разом з тим слід зазначити, що металева затяжка перерізує корисний обсяг будинку, що перешкоджає руху мобільного транспорту. Крім того, необхідне проведення спеціальних заходів щодо забезпечення антикорозійного захисту металевого затягування.

Аналогічні конструктивні схеми з деякими модифікаціями застосовуються в Угорщині, Чехії, Словаччині, ФРН.

1.3. Досвід застосування рамних конструкцій в Україні

Укрдідпросільбудом були розроблені конструкції залізобетонних рам з прогоном 6 і 9 м для споруд різного сільськогосподарського призначення /95/. Рами склалися із трьох типів ферм і призначалися для покриття з рулонною покрівлею, а також для покриття з більш крутою покрівлею із хвилястих азбестоцементних листів (рис.1.7).

Тришарнірні залізобетонні рами, що складаються із ригелів і стійок у вигляді гратчастих трикутних ферм, виконані з бетону класу В20 і сталі марок Ст.3 і Ст.5. Передбачено два варіанти стикування елементів рам: на зварюванні і на болтах. По верхньому поясі рам кріпляться залізобетонні бруски, які служать елементом покриття, а заповнення його може виконуватися з місцевих матеріалів. Окрім того, передбачалося покриття з ребристих залізобетонних плит.

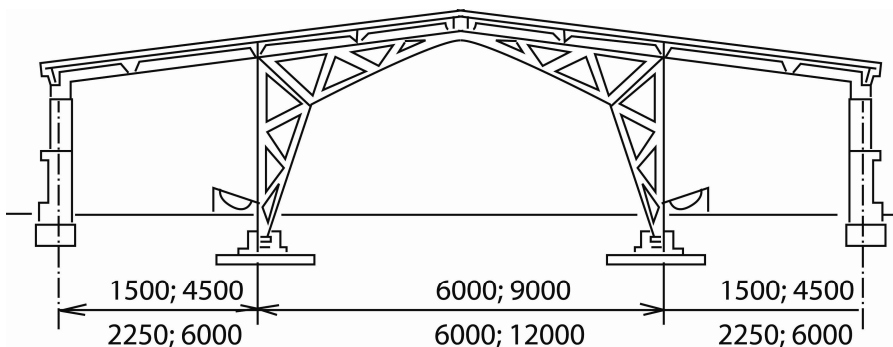


Рис. 1.7. Схема каркасу сільськогосподарської споруди із застосуванням тришарнірних рам

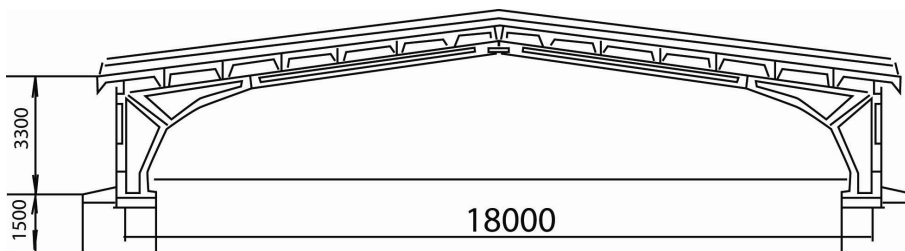


Рис. 1.8. Схема рамного каркасу сільськогосподарської споруди

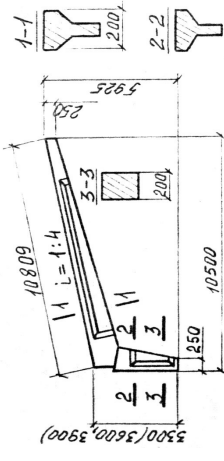
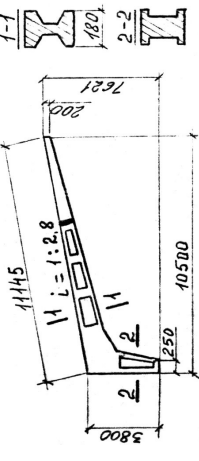
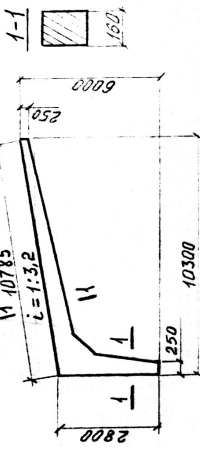
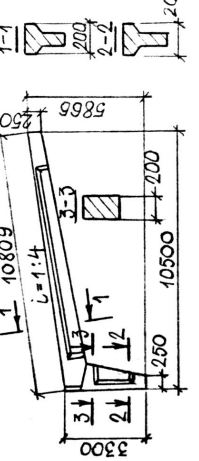
У Миколаївській, Одеській та інших областях було побудовано понад 300 промислових і тваринницьких споруд із тришарнірних залізобетонних рам описаної конструкції /96/. Слід зазначити, що ґратчаста конструкція залізобетонних рам мала невеликі прогони, займала багато вільного простору споруди, що було менш економічно для аналогічних споруд з несучими поздовжніми стінами.

Подальший розвиток і удосконалювання рамних конструкцій знайшло відбиття в проектній пропозиції, розробленій в АБіА разом з УкрНДДіпросільгоспом. Основною несучою конструкцією покриття була тришарнірна залізобетонна рама, що збирається із двох піврам (рис.1.8). Прогін рами 18 м, крок - 6м. По рамах передбачається укладання залізобетонних плит або прогонів, а по останнім-заповнення з місцевих матеріалів. Рама складається з шести окремих елементів (два типорозміри), які мають двотавровий перетин. Армування елементів передбачено плоскими зварними каркасами /96/.

Нижче розглянемо досвід застосування тришарнірних залізобетонних рам. Для зручності була складена зведена таблиця 1.4, куди були поміщені показники залізобетонних піврам, застосовуваних у сільськогосподарському будівництві України, Росії, Молдавії та інших країнах. Тут використані також матеріали узагальнення, розроблені к. ГипроНИИСельхоз /16/.

Таблиця 1.4

Показники залізобетонних піврам

№	Автор розробник, умовні позначення	Схема піврами	Суцільні або складені піврами	Проліт, м	Крок, м	Розрахункові навантаження на ригель, кН/м	Маса, т	Об'єм бетону, м ³ , клас бетону	Витрата сталі, кг, клас роchoї арматури
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	ЦНИИЭПсельстрой, Гипрооргсельстрой, НИИЖБ		Складені	21,0	6,0 (4,5)	7,5	1,87	0,75 В30	160,6 А-Ш
2	Проектний інститут Омькоколгосп-проект		Складені	21,0	3,0	10,0	2,50	0,99 В30	206,9 А-Ш
3	Запорізька філія інституту Укрколгосп-проект		Суцільні	20,6	6,0	13,5	2,30	0,92 В30	173,0 А-Ш
4	ЦНИИЭПсельстрой, НИИЖБ, Кримоблміжколгосп-буд		Складені	21,0	6,0 (4,5)	13,5	1,88	0,75 В30	222,3 А-Ш

Таблиця 1.4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	Одеський Облміжколгосп- буд		Складені	21,0	6,0	14,0	2,35	$\frac{0,94}{B30}$	$\frac{300,6}{A-III}$
6	Главприокк- строй, трест Оргпромстрой		Суцільні	21,0	4,0	14,0	2,80	$\frac{1,12}{B30}$	$\frac{274,3}{A-III}$
7	Гипрооргсель- строй, НИИЖБ, Молдавкол- хозпроект		Складені	21,0	6,0 (4,5)	14,5	1,87	$\frac{0,75}{B30}$	$\frac{263,3}{A-II}$
8	Иркутсккол- хозпроект		Суцільні	21,0	4,0	15,0	3,25	$\frac{1,30}{B30}$	$\frac{317,75}{A-III}$
9	ЦНИИЭПсель- строй		Суцільні	21,0	6,0	15,0	3,25	$\frac{1,30}{B20}$	$\frac{217,7}{A-III}$ $\frac{268,0}{A-II}$
10	Полтавська філія інсти- туту Укркол- госпроект		Суцільні	21,0	4,0	15,0	2,62	$\frac{1,05}{B30}$	$\frac{237,0}{A-III}$

Таблиця 1.4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	Гипроорг-сельстрой		Складені	21,0	6,0	15,0	2,15	0,86 B30	242,3 А-Ш 314,4 А-Ш 396,7 А-Ш
12	Укрколгосп-проект, УкрНДЦ-Діпросільгосп-за участю Дніпропетровського Облміжколгосп-буду і філії Укр-колгосппроект		Суцільні	21,0	6,0	16,0	2,35	0,94 B30	266,0 А-Ш
13	Гипроорг-сельстрой, НИИЖБ		Складені	21,0	6,0 (4,5)	16,0	1,87	0,75 B30	272,8 А-Ш
14	Молдавський Межколхозстрой-проект		Суцільні	21,0	6,0	16,0	3,12	1,25 B30	246,5 А-Ш
15	Татколхоз-проект		Суцільні	21,0	6,0	16,3	3,0	1,20 B20	312,1 А-П

Таблиця 1.4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
16	Харківська філія інституту Укрколгосп-проект		Суцільні	20,6	6,0	16,9	2,74	$\frac{1,10}{B30}$	$\frac{271,5}{A-III}$
17	УкрНДДіпр-сілгосп (керамзитобетонна піврама)		Складені	21,0	6,0	18,5	1,69	$\frac{0,94}{B30}$	$\frac{361,1}{A-III}$
18	Миколаївська філія інституту Укрколгосп-проект		Суцільні Суцільні	21,0 21,0	6,0 6,0	19,6 20,4	2,75 3,38	$\frac{1,10}{B30}$ $\frac{1,35}{B30}$	$\frac{414,8}{A-III}$ $\frac{481,3}{A-III}$
19	Чернігівська філія інституту Укрколгосп-проект		Суцільні	21,0	6,0	19,7	3,20	$\frac{1,28}{B30}$	$\frac{272,95}{A-III}$
			Суцільні	21,0	6,0	26,0	3,68	$\frac{1,47}{B30}$	$\frac{414,0}{A-III}$

Таблиця 1.4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
20	ЦНІІЕПсель- строй, НИИЖБ, Черкаський Облміжкол- госпбуд і філія Укрколгосп- проекту		Суцільні	21,0	6,0	19,0	3,25	$\frac{1,30}{B30}$	$\frac{308,3}{A-III}$
21	Херсонська філія інститу- ту Укрколгосп- проект		Складені з решітча- тими стій- ками	18,0	3,0	6,0	1,7	$\frac{0,68}{B30}$	$\frac{240,0}{A-III}$
22	ЦНІІЕПсель- строй		Суцільні	18,0	3,0	8,0 9,0 12,5	1,78	$\frac{0,71}{B30}$	$\frac{150,7}{163,4}$ $\frac{210,8}{A-III}$
23	Кримська філія інституту Укрколгосп- проект		Складені з решітча- тими стій- ками	18,0	4,0	12,6	1,94	$\frac{0,78}{B30}$	$\frac{222,6}{A-III}$
24	Трест Курск- сельхозстрой		Складені з решітча- тими стій- ками	18,0	4,0	13,0	1,65	$\frac{0,66}{B30}$	$\frac{217,7}{A-III}$

Таблиця 1.4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
25	Приволжгіпрор- сельхозстрой		Суцільні	18,0	3,0	14,8	3,20	$\frac{1,30}{B30}$ $\frac{1,30}{B30}$	$\frac{220,7}{A-III}$ $\frac{313,9}{A-III}$
26	Гипрооргсель- строй		Складені	18,0	6,0	15,0 18,0 21,0	1,88	$\frac{0,75}{B30}$	177,8 239,8 $\frac{307,6}{A-III}$
27	Молдавський Межколхозстрой- проект		Суцільні	18,6	4,8	11,5	2,34	$\frac{0,94}{B30}$	$\frac{176,0}{A-II}$
28	Росколгоспбуд об'єднання, Крайколхоз- проект		Суцільні	18,6	4,0	12,45	2,20	$\frac{0,88}{B30}$	$\frac{228,5}{A-II}$
29	Молдавський інститут Кол- хозстройпроект		Суцільні	18,6	6,0	15,0	2,35	$\frac{0,89}{B30}$	$\frac{234,0}{A-III}$

Таблиця 1.4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
30	Полтавська філія інституту Укрколгоспроект		Суцільні	18,0	6,0	15,0	1,85	$\frac{0,74}{B30}$	$\frac{192,0}{A-III}$
31	Главпріоксельстрой інститут Колхозпроект		Суцільні	18,6	4,0	15,37	1,85	$\frac{0,74}{B30}$	$\frac{156,9}{A-III}$
32	Гидроорг-сельстрой, НИИЖБ, ЦНИИЭПсельстрой		Суцільні	18,0	6,0	16,0	1,98	$\frac{0,79}{B30}$	$\frac{211,9}{A-III}$
33	Татколхоз-проект		Суцільні	18,6	4,0	16,20	2,63	$\frac{1,05}{B20}$	$\frac{319,3}{A-II}$
34	РосглавНИИ-стройпроект, Южуралгипро-сельхозстрой, Башкирский філіал		Суцільні	18,6	4,0 6,0	16,84	2,30	$\frac{0,92}{B30}$	$\frac{218,3}{A-III}$

Таблиця 1.4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
35	Пензенський інженерно-будівельний інститут		Суцільні	18,6	4,0	21,90	2,60	$\frac{0,99}{B30}$	$\frac{446,0}{A-III}$
36	Всесоюзний заочний інженерно-будівельний інститут, Вінницький Облміжколгосп-буд		Складені	21,0	6,0	12,0	2,15	$\frac{0,86}{B20}$	$\frac{330,7}{A-III}$
37	Гіпронисельхоз, ЦНИИЭП-сельстрой, НИИЖБ,		Суцільні	21,0	6,0	18,0 21,0 24,0 26,5	3,4	$\frac{1,36}{B30}$	$\frac{332}{AIII}$ $\frac{362}{AIII}$ $\frac{422}{AIII}$ $\frac{507}{AIII}$ $\frac{230}{AIII}$ $\frac{270}{AIII}$ $\frac{277}{AIII}$ $\frac{340}{AIII}$
38	Куйбышев-сельхозпроект		Суцільна	18,6	6,0	26,0	2,63	$\frac{1,05}{B30}$	$\frac{398,8}{A-III}$

Таблиця 1.4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
39	ЦНИИЭПсель- строй, НИИЖБ		Складені	18,0	6,0	21,0	1,95	$\frac{0,77}{B35}$	$\frac{335}{A-III}$
				21,0	6,0 (4,5)	15,0	2,0	$\frac{0,79}{B35}$	$\frac{286}{A-III}$
				21,0	6,0	21,0	2,05	$\frac{0,82}{B35}$	$\frac{399}{A-III}$
40	Укрколгосп- проект, КІБІ		Складені	18,0	6,0	14,5	2,3	$\frac{0,92}{B30}$	$\frac{222,3}{A-III}$
				21,0	6,0	19,0	2,3	$\frac{0,92}{B35}$	$\frac{260,9}{A-III}$
						14,5	2,45	$\frac{0,98}{B30}$	$\frac{299,6}{A-III}$
						19,0	2,45	$\frac{0,98}{B35}$	$\frac{354,8}{A-III}$

Рама з прольотом 21 м

Для будівництва сільськогосподарських виробничих споруд к. Одеським Облміжколгоспбудом впроваджені складні залізобетонні рами (автор - інженер Марков Д.И.) з прогоном 21 м (рис. 1.9).

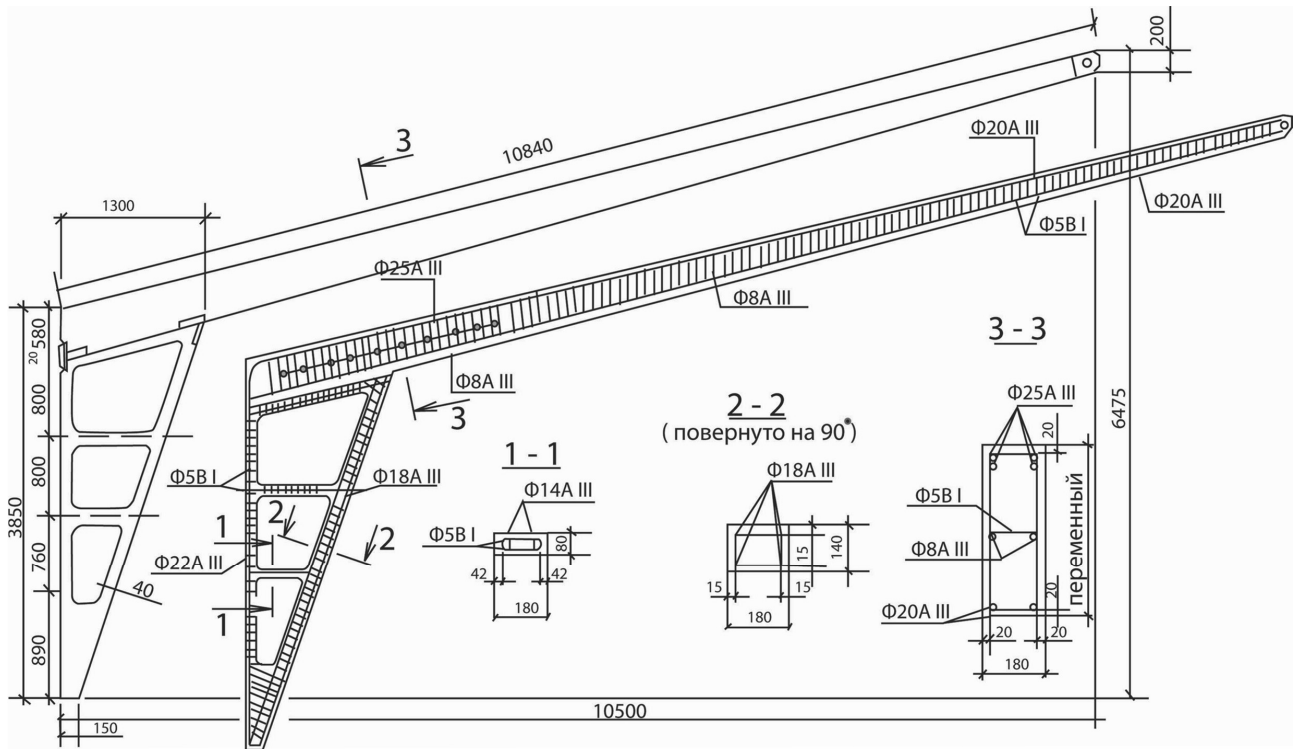


Рис. 1.9. Складена піврама РЖ-21 / к.Одеський Облміжколгоспбуд/

Рама збирається із двох наскрізних стійк та двох ригелів зі змінним по висоті перерізом. Розміри перерізу у карнизному вузлі 180 на 560 мм. Ригелі зі стойками з'єднуються за допомогою монтажних болтів та електрозварки закладних деталей. Стойки і ригелі виготовляються на заводі залізобетонних виробів к. Одеського Облміжколгоспбуду /6/. Технічно-економічні показники наведені в табл.1.4 варіанти 5, 24.

На кафедрі виробництва залізобетонних конструкцій Одеського інженерно-будівельного інституту були проведені випробування залізобетонних тришарнірних рам з прольотом 21м, зібраних з решіткових стійок та ригелів на території заводу - виробника. Результати дослідження підтвердили достатню несучу можливість, жорсткість, та тріщиностійкість випробуваної рами, обраної з рядової продукції заводу.

Одеським філіалом к. інституту Укрколгоспроект широко застосовуються залізобетонні рами з прольотом 21м у проектах споруд промислового значення. Була проведена прив'язка 76 проектів споруд з каркасами із зазначених рамних конструкцій. Біля 30 споруд збудовано. В тому числі: склад на заводі залізобетонних виробів к. Одеського Облміжколгоспбуду; круглий в плані павільйон на Одеській обласній будівельній виставці; три споруди свинарників шириною 21 м і довжиною 180 м кожна для вирощування 15 тис. свиней у колгоспі ім. Кутузова с. Солгани, Білгород-Дністровського району Одеської області; критий тік у тому ж колгоспі тощо.

Було збудовано більше 100 сільськогосподарських споруд /6/.

Запорізьким філіалом к. інституту Укрколгоспроект розроблена конструкція залізобетонної рами, що збирається із суцільних піврам з прольотом 20,6 м та з кроком 4 м під навантаження 13,5 кН/м, на основі якої був розроблений проект „Універсальна споруда каркасного типу з несучими тришаровими залізобетонними піврамами прямокутного перерізу”.

Ригель та стойка піврами прямокутного перерізу. Висота стойки зовні 2800мм. Ширина перерізу по всій довжині піврами постійна і дорівнює 160мм, максимальна висота – в вузлі спряження ригеля і стойки -940мм. Армування піврами передбачено зварювальними каркасами та окремими стержнями. Витрати матеріалів на півраму (див. табл.1.4, варіант 3).

Конковий шарнір утворюється двома кінцевими закладними деталями піврам, виконаним у вигляді трубчастого півциліндра, звареного з двома циліндрами по напрямляючим.

Піврами виготовляються в касетах по сім штук у кожній. Виготовлення їх було організовано на Каларовському заводі ЖБІ. На тому ж заводі Дніпропетровський інженерно-будівельний інститут провів випробовування рами. Після експериментальної перевірки налагоджений випуск рамних конструкцій у Веселовському та Гуляйпільському к. міжколгоспних будівельно-монтажних управліннях /97/.

До недомогів конструкції рами слід віднести не модульні розміри прольоту – 20,6м та кроком рам – 4,0м /6/. Конструкція карнизного вузла рами з використанням гнутих закладних деталей є нераціональною. Рациональніше використовувати конструкцію по типу в рамках РЖС-21-1350. Радіус закруглення робочої арматури у карнизному вузлі рами у багато разів перевищує рекомендований, у результаті чого різко зменшується корисна висота перерізу по бісектрисі карнизного вузла. Рационально було б розмістити робочу арматуру по периметру зовнішнього кута з вигином її по колу радіусом, що дорівнює 10 діаметрам стержня арматури, що вигинаємо. Висота стойки, що дорівнює 2,8м, недостатня. У відповідності до рекомендацій „Каталогу” /8/ висота стойки з внутрішньої сторони повинна бути не менша 2,4м. Уквіт ригеля піврами прийнятий 1:3,2 замість загальноприйнятого для азбестоцементних крівель 1:4 і т.ін.

У зв'язку із зазначеним, к. інститут УкрНДДіпросільгосп у своєму висновку, підготовленому за участі автора, не рекомендував Держбуду України конструкцію залізобетонної рами з прольотом 20,6м, розроблену Запорізьким к. філіалом Укрколгоспроєкта, до повторного використання для споруди сільськогосподарських виробничих споруд в Запорізькій області. Рекомендовано перейти на використання конструкцій рам, затверджених Держбудом України.

Інститутом ЦНИИЭПсельстрой спільно з НИИЖБ та к. об'єднанні „Кримоблміжколгоспбуд” розроблена конструкція складеної, що має розріз у вузлі спряження ригеля зі стойкою, залізобетонної піврами РЖС-21-1350 (автор – інженер В.С. Єськов) для каркасів сільськогосподарських виробничих споруд завширшки 21м /5/ (рис.1.10.).

Конструктивне рішення сільськогосподарської споруди шириною 21м та з каркасом зі складених піврам РЖС-21-1350 і залізобетонним покриттям за даними к. Укрколгоспроєкта економніше стійко - балочного рішення (з консольними балками), використовуване у системі к. Укрміжколгоспбуд, по витратам бетону на 19%, по трудомісткості на 17%, по вартості на 5,5%, а при покритті із азбестоцементних хвилястих листів по прогонам відповідно: по бетону на 5%, по сталі на 4%, по трудомісткості на 33%, а по вартості на 29%.

Конструкція тришарнірної залізобетонної рами складається з двох Г-образних піврам РЖС-21-1350, простих у виготовленні, зручних для транспортування та монтажу. Ригель та стойка піврами передбачені прямолінійними, таврового перерізу з перемінною по довжині елементів висоти стінки, що переходить у прямокутний переріз, шириною, яка дорівнює полиці у місцях спряження ригеля зі стойкою, у п'ят та у конкового шарніру (рис.1.10).

Бетон у збірних елементах піврам класу В30. Армвання елементів передбачено зварювальними каркасними і сітками. Розрахункове навантаження на ригель – 13,5 кН/м. Технічно-економічні показники наведені в табл.1.1 варіант 4.

Розробці робочих креслень залізобетонної складеної піврами передувало експериментальне дослідження вузла спряження ригеля зі стойкою, а також конкового вузла на дослідних зразках. Випробовування натурної тришарнірної залізобетонної рами, зібраної із двох піврам РЖС-21-1350, виготовлялось ЦНИИЭПсельстрой, Гипрооргсельстрой, к. УкрНДДіпросільгосп за участі автора на Бахчисарайському заводі ЖБІ комбінату „Будіндустрія” к. Кримоблміжколгоспбуд” /17,42/.

Методика випробовувань буде описана у 3 главі.

Позитивні результати досліджень піврами РЖС-21-1350 поклали підґрунтя для будівлі першої експериментальної виробничої споруди корівника в Кримській області з використанням таких конструкцій.

Розроблена залізобетонна піврама РЖС-21-1350 є рациональною конструкцією, вона послугувала основою для подальшого покращення рамних конструкцій каркасів сільськогосподарських промислових споруд.

Полтавським філіалом к.Укрколгоспроєкт по аналогії з конструкцією рами з прольотом 18,6м розроблена тришарнірна залізобетонна рама з прольотом 21м, що збирається з двох суцільних піврам/98/. Ригель та стойка рами передбачені прямокутного перерізу зі змінною по довжині висоти. Конструкція піврами має наступні характеристики. Висота стойки із зовнішньої сторони 3120мм,

Випробовування натурної конструкції рами з прольотом 21м проводились к. інститутом ДонпромбудНДІпроект Донецького Облміжколгоспбуд /21/. Крім того, окремі піврами випробовувались в НДІБК Держбуду України. Випробовування дослідних конструкцій показали позитивні результати, у зв'язку з чим Держбуд України дозволив застосовувати їх у зазначених областях для будівництва сільських виробничих споруд.

К. Київський Облміжколгоспбуд виготовив 40 комплектів конструкцій для повнозбірних споруд. У двох касетних установках виготовляють 11 піврам.

У к. Донецькому Облміжколгоспбуд було збудовано 125 об'єктів у рамних конструкціях. Піврами виготовляються у трьох касетних установках по шість піврам у кожній.

Слід зазначити, що прийнятий клас бетону В20 для піврам РЖ-21-1500 – недостатній. Як показує досвід застосування вказаних піврам у Донецькій області, при класі бетону В20 та 70% відпускнуї міцності при розпалубці, складуванні та транспортуванні виявляються волосні тріщини, відколи кутів та ребер. Напевно, слід підвищити клас бетону до В25-В30. Згідно робочих креслень, РЖ-21-1500 передбачено виготовляти в горизонтальному положенні, що є малопродуктивним. Тому потрібно вважати вірним перехід до касетного виготовлення піврам у вертикальному положенні. Однак розміщення трьох робочих стержнів у верхній зоні піврами буде заважати нормальному проходженню бетонної суміші. Тому замість одного стержня раціональніше застосовувати два стержні, еквівалентних за січенням, та встановити їх у площині арматурних каркасів.

Миколаївським філіалом к. Укрколгоспроекта розроблена конструкція залізобетонної рами двотаврового перерізу, що збирається з двох піврам, прольотом 21м, з кроком 6м, під навантаження 19,6 кН/м.

Висота стойки з зовнішньої сторони 3500 мм. Ширина перерізу по всій довжині піврами постійна і дорівнює 180 мм, максимальна висота у вузлі спряження ригеля зі стойкою – 750мм. Армвання піврами передбачено зварними каркасами та окремими стержнями. (див. табл. 1.4, варіант 18). Конковий шарнір формується двома кінцевими закладними деталями піврам з двома накладними пластинами, оснащеними виточками в формі півциліндрів.

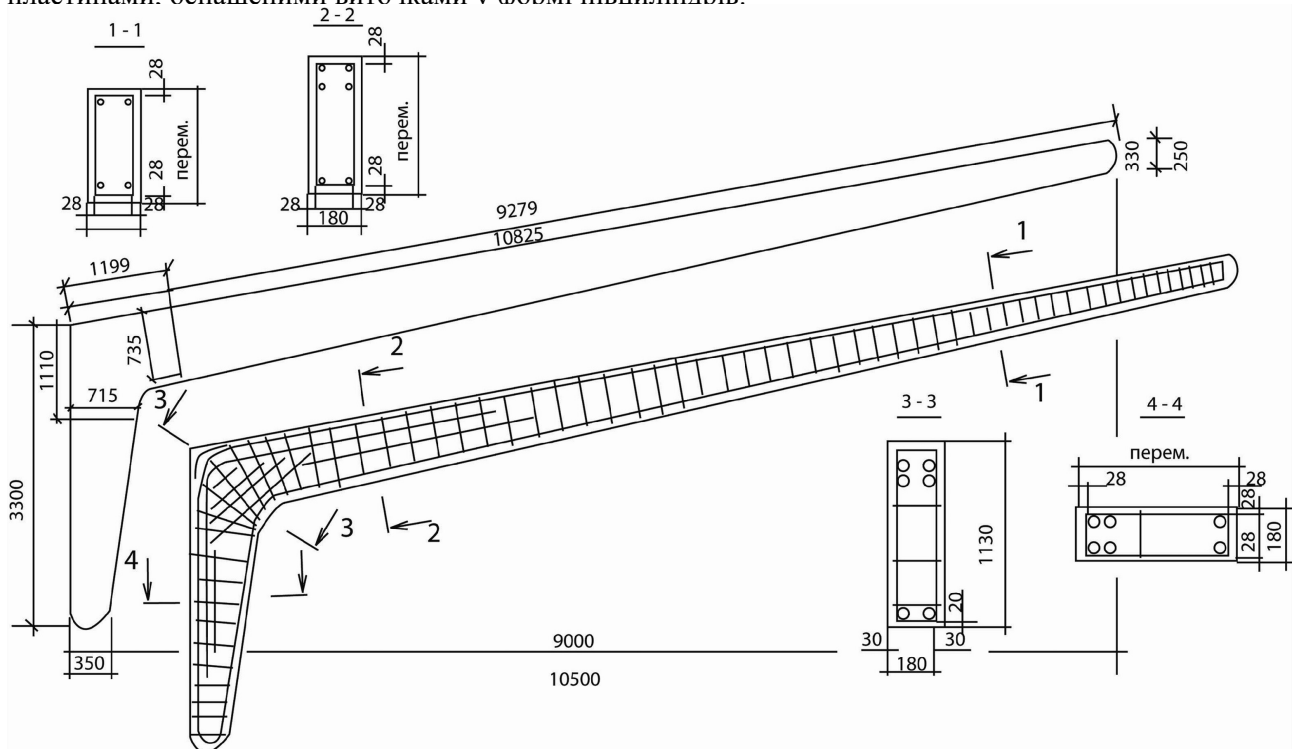


Рис. 1.11. Суцільна піврама РЖ-21-1500 /ЦНИИЭПсельстрой, НИИЖБ, к. Мордовколгоспбуд/

Слід зазначити, що дана конструкція рами достатньо матеріаломістка щодо бетону, сталі.

Використовуючи дану раму було розроблено проект „Ферма нетелей від 7 до 24 місяців на 3 тис. голів” для колгоспу ім. Мічурина Братського району Миколаївської області. Випробовування рами проведені кафедрою виготовлення залізобетонних конструкцій Одеського інженерно – будівельного Інституту показали відповідний результат. Конструкція рами дозволена Держбудом України до використання у каркасах сільськогосподарських споруд Миколаївської області.

Чернігівським філіалом к. Укрколгоспроекта розроблена конструкція суцільної залізобетонної піврами прямокутного перерізу з прольотом 21м, кроком 6м, під навантаження 26,0 кН/м (табл. 1.4 варіант 19).

На основі цих конструкцій були розроблені проекти: „Повнозбірна промислова споруда сільськогосподарського призначення із збірних залізобетонних тришарнірних рам прольотом 21м (крок рам 6м)”; „Корівник на 408 голів у блоці з молочним блоком на 12 т”; „Приміщення на 600 голів молодняку КРС” та здійснено їх будівництво у Чернігівській області.

Розглядаючи конструкцію розробленої тришарнірної залізобетонної рами, слід зазначити, що вміст забетонованої стержневої зтяжки на рівні підлоги для погашення розпору рами є невдалим рішенням як з конструктивної, так і з експлуатаційної сторони.

Вузол спряження ригеля зі стойкою армуваннями гнутими арматурними стержнями, під якими, на ділянці їхнього згину діє доволі значний місцевий тиск, здатний розколоти бетон. Наявна додаткова конструктивна арматура, що підвищує надійність вузла, ускладнює його армування, це робить неможливим використання механізованого виготовлення арматурного каркасу.

Розроблений варіант пристрою зварювальних фундаментів під п'яти тришарнірної залізобетонної рами, що виключає пристрій зтяжок та покращує техніко-економічні показники споруди, заслуговує уваги, але потребує доопрацювання та експериментальної перевірки.

З урахуванням висловлених к. інститутом „УкрНДДіпросільгосп” зауважень, проект повнозбірного промислової споруди сільськогосподарського призначення із збірних залізобетонних тришарнірних рам прольотом 21,0 м, з кроком 6,0 м, розроблений Чернігівським філіалом к. Укрколгоспроекта, була допущена Держбудом для будівництва експериментальних сільськогосподарських, промислових споруд в Чернігівській області.

Рами з прольотом 18 м

Херсонським філіалом к.Укрколгоспроект по аналогії з конструктивним рішенням одеського Облміжколгоспбуд (рис.1.9.) розроблені тришарнірні залізобетонні рами для каркасів сільськогосподарських виробничих споруд шириною 18 м (див. табл. 1.4, варіант 21, 23), які покладені в основу проектів: „Свинарник-маточник на 198 маток”; „Універсальні сільськогосподарські, промислові споруди” та ін. Дослідний зразок такої рами був випробуваний Каховським філіалом Одеського інженерно-будівельного інституту /41,43/.

Складаючи тришарнірні залізобетонні рами прольотом 18 м, з решітковими стойками застосовують на будівництві промислових об'єктів в Херсонській, Кримській та інших областях.

Полтавським філіалом к.Укрколгоспроект розроблена конструкція тришарнірної залізобетонної рами прольотом 18,6 м, що збирається з двох суцільних піврам у вигляді „Г”. Ригель і стойка передбачені прямокутного перерізу зі змінною по довжині елементів висоти. Піврама Р-18,6 має наступні характеристики: висота стойки із зовнішньої сторони – 2800 мм, висота перерізу піврами у карнизного вузла – 600 мм, у п'ят – 250 мм, у конковому вузлі – 220 мм, радіус заокруглення з внутрішньої сторони карнизного вузла 800 мм, ширина прямокутного січення ригеля та стойки – 140 мм.

Армування обґрунтоване зварними каркасами з використанням арматури класу А-III і А –I. Техніко-економічні показники піврами приведені в табл.1.4, варіант 30. Розрахункове навантаження на ригель з розрахунком його маси 15,0 кН/м . Конковий вузол розв'язаний з використанням втопленої в бетон полу круглої закладної деталі. При монтажі піврам і конкового вузла накладаються сталеві накладки на болтах. Конструкція піврами прийнята по типу піврами , розробленої к. проектним інститутом Оргпромбуд Мінпромбуду України і відрізняється від вказаної наявністю закладних деталей для приварки плит покриття, збільшенням висоти рами на 250 мм, зміною повздовжнього армування.

При цьому було використано досвід проектування та впровадження рам в Тульській, Мінській, Гродненській областях.

При розробці проектів споруд прийняті: крок рам 4,0 м, покриття із збірних залізобетонних плит ПР-2 за кресленнями Тульського інституту Оргпромбуд, утеплювач з карболітових чи комишитових плит, вентилярована стріха з хвилястих азбестоцементних листів, стіни самонесучі цегляні, чи з велико бетонних блоків. Розроблені також конструкції фундаментних чобіт та балок.

Виготовлення піврам та допоміжних елементів каркасу організовано на Полтавському заводі ЖБК треста Промбудматеріали к.Облміжколгоспбуд. Виготовлення піврам провадиться у двох касетах по шість елементів кожна з паровими рубашками. Місячний випуск продукції забезпечує комплектацію 5 споруд розміром в осях 18,6 на 72 м.

Слід відзначити, що суцільна піврама в порівнянні зі складеною має деяку перевагу в технології виготовлення, а саме можливість групового їхнього виготовлення в касетних формах.

Перевезення піврам виконується на напівпричепах вантажопідйомністю 12 т по 6 піврам одночасно. Збірка тришарнірних рам із двох піврам ведеться за допомогою пересувної монтажної вишки.

Полтавським к.Облміжколгоспбуд побудовано 16 споруд із застосуванням рам. По витраті матеріалів на 1 м² площі забудови, за даними Полтавської філії к. Укрколгоспроект, конструктивне рішення сільськогосподарських споруд з прогоном 16,6 м з каркасом із суцільних піврам зі збірним залізобетонним покриттям економічніше стояково-балочного рішення за типовим проектом 801-124, тип.4, по витраті збірного залізобетону на 19%, по сталі - на 25%, і приблизно однаково по трудомісткості й вартості.

Випробування дослідної конструкції залізобетонної рами робилось кафедрою залізобетонних конструкцій Полтавського інженерно-будівельного інституту й були отримані позитивні результати.

Із застосуванням зазначених рам Полтавською філією к.Укрколгоспроект розроблені проекти тваринницьких споруд і складських приміщень, зокрема, проект споруди з відгодівлі молодняка на 336 голів, проект телятника на 500 голів окремого вирощування та ін.

До недоліків вищеописаної конструкції рами відносяться: не модульний прогін - 18,6 м і не модульний крок - 4,0 м рам.

Конструкція залізобетонної рами Р-18,6 була допущена Держбудом України для експериментального будівництва сільськогосподарських виробничих приміщень у Полтавській області.

В Черкаській області отримали поширення конструкції суцільних піврам типів РЖ-18-1900 і РЖ-21-1900, розроблені ЦНИИЭПсельстрой, НИИЖБ і Черкаською філією к.Укрколгоспроект (рис. 1.12). Конструкція тришарнірної залізобетонної рами з прогоном 21,0 м складається із двох суцільних "Г" - образних піврам. Стійка і ригель піврами передбачені прямокутного перетину зі змінною по довжині елементів висотою. Висота стійки із зовнішньої сторони 3300 мм. Висота перетину ригеля піврами в карнизного вузла 735 мм, у конкового вузла 250 мм. Висота перетину стійки в карнизного вузла - 715 мм, у п'яти -350 мм. Радіус закруглення із внутрішньої сторони карнизного вузла - 872 мм. Ширина прямокутних перетинів ригеля і стійки складе 180 мм. Армування передбачене зварними каркасами із застосуванням арматур класу А-Ш й А-1 (див. табл. 1.4, варіант 20). Розрахункове навантаження на ригель із урахуванням його маси - 19,0 кН/м. Крок рам -6 м. Конковий вузол вирішений із застосуванням металевих закладних деталей товщиною 16 мм і круглої сталі класу А-1 Ø32. При монтажі на конковий вузол накладаються сталеві накладки на болтах.

Конструкція тришарнірної залізобетонної рами 18,0 м аналогічна конструкції описаної рами з прогоном 21,0 м. Піврами РЖ-18-1900 виготовляють у касетній установці для виготовлення піврам РЖ-21-1900, для чого використовуються вкладиші із внутрішньої сторони ригеля. Висота перетину ригеля піврами в конкового вузла 330 мм. Ширина прямокутних перетинів ригеля і стійки становить 180 мм. Армування передбачене зварними каркасами із застосуванням арматур класу А-Ш й А-1 (рис.1.12). Клас бетону Б30. Розрахункове навантаження на ригель із урахуванням його маси - 19,0 кН/м. Крок рам - 6 м, конковий вузол вирішений аналогічно рамі Р1-21-1900.

Розрахунок залізобетонних рам прольотом 18 й 21 м виконувався ЦНИИЭПсельстрой.

Випробування рам виконувалося ЦНИИЭПсельстрой на полігоні Черкаського заводу ЗБК, для чого була змонтована одна секція із трьох рам РЖ-18-1900 з прогоном 18 м і друга секція із трьох рам Р1-21-1900 з прогоном 21 м. На підставі позитивних результатів випробувань Держбуд України дозволив їхнє застосування в Черкаській області.

Черкаською філією к. інституту Укрколгоспроект були прив'язані проекти семи будівель з використанням рамних конструкцій. Черкаським к. Облміжколгоспбуд побудовано близько 100 будівель у рамних конструкціях. На Черкаському заводі ЗБК виготовлене устаткування і введена технологічна лінія по виготовленню піврам у двохкасетних установках по 5 виробів у кожній. Черкаською філією к. Укрколгоспроект розробляється також досвідна конструкція залізобетонної рами з прогоном 24 м для експериментального дослідження.

Слід зазначити, що застосування двох різнотипних рішень по площі покриття, з одного боку, залізобетонних плит типу СПШ 1,5 х 6 м, розміщених у шаховому порядку, а з іншого боку, настилу з азбестоцементних хвилястих листів, що заповнюють проміжки між ними, не є вдалим і єдино можливим рішенням. Необхідно продовжити пошук у напрямку зниження власної маси покриття і застосування однотипних рішень, не виключаючи таких варіантів, як застосування плит типу АКД по залізобетонних прогонах, азбестоцементних хвилястих листів як настил та ін.

Всесоюзним заочним інженерно-будівельним інститутом разом з к. Вінницьким Облміжколгоспбуд розроблена конструкція розрізної піврами таврового перетину РЖР-21-5.15-1200 (типу РЖС-21) для каркасів сільськогосподарських виробничих споруд. Відмінною рисою конструкції піврами є збільшена висота стійки (5.15 м замість 3,3 й 3,6 у РЖС) (рис.1.14).

Розрахунок зроблений на спільну дію повного розрахункового навантаження, рівної 12,0 кН/м на ригель рами з умов влаштування холодних покриттів при кроці рам 6,0 м, включаючи його власну масу (1,4 кН/м), і нормативного снігового навантаження 70 кг/м². Техніко-економічні показники складеної залізобетонної піврами з підвищеною залізобетонною стійкою (див. табл. 1.4, варіант 36).

Робочі креслення рами РЖР-21-5.15-1200 розроблені в розвиток робочих креслень рами РЖС-21-1600, котрі призначені для будівництва тваринницьких споруд з прогоном 21 м, з висотою стійки рами 3,3 м і розрахунковим навантаженням 16,0 кН/м на ригель із урахуванням власної маси рами.

Як відзначалося вище, в Україні накопичено великий позитивний досвід застосування рам РЖС-21-1600 у сільському будівництві й зараз є значний запас парку форм.

При розробці рам РЖР-21-5.15-1200 ставилося завдання підібрати максимальну висоту стійки, не змінюючи ригеля рами РЖС-21-1600, для того, щоб не міняти форми й не вносити змін у налагоджену технологію виготовлення ригелів.

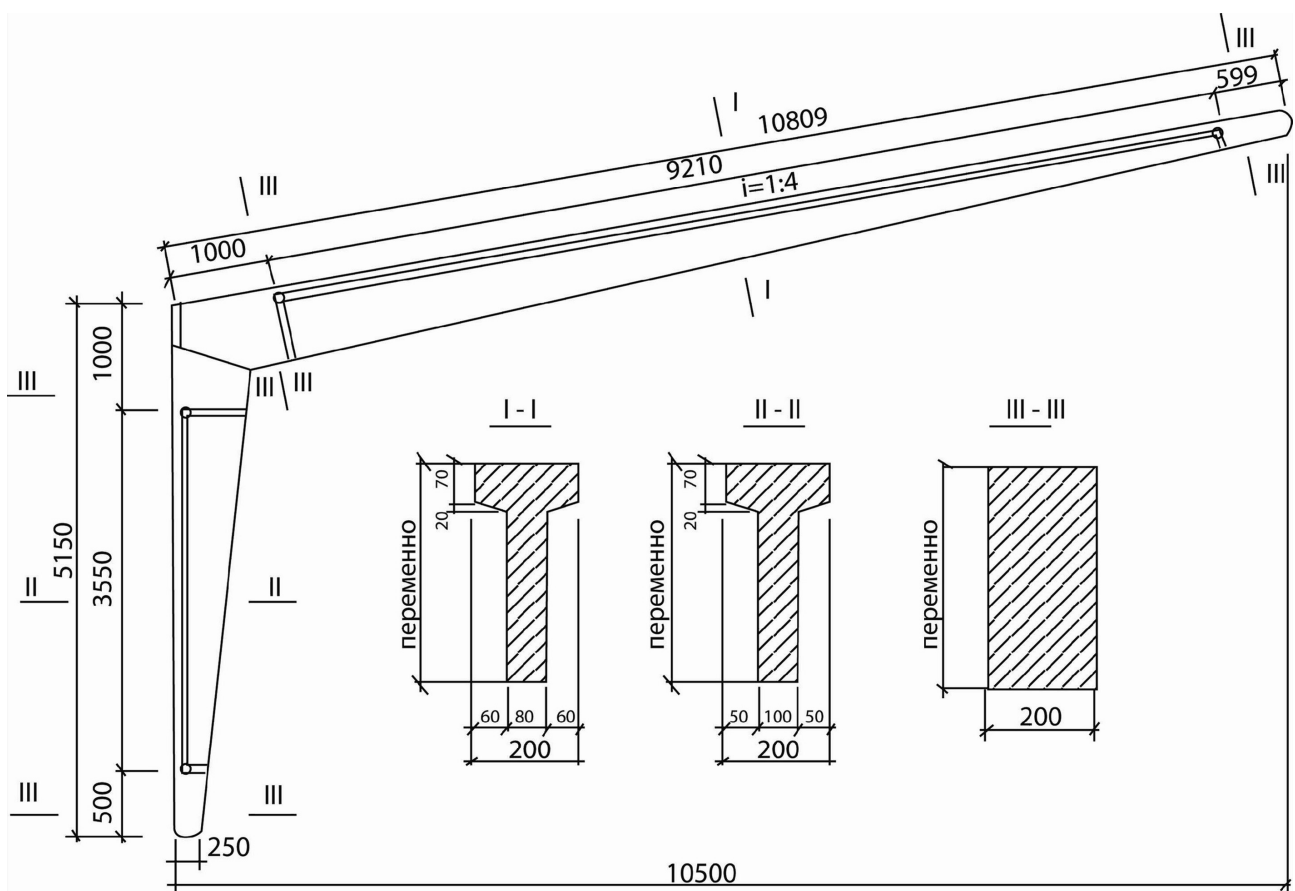


Рис. 1.14. Складена піврами РЖС-21-5,15-1200 /ВЗІСІ, Вінницький к.Облміжколгоспбуд/

Було проведено експериментальне дослідження фрагмента рами, що складається з подовженої стійки й відрізка ригеля довжиною 4,25 м. Дослідні зразки готувалися на заводі ЗБК к Вінницького Облміжколгоспбуд. Випробування показали позитивні результати.

К. інститутом Укрколгоспроект при участі КІБІ та НДІБК розроблена уніфікована серія залізобетонних рам для каркасів сільськогосподарських виробничих споруд основного підсобного й допоміжного призначення з урахуванням зональних особливостей України (Шифр 1.800 - РЖУ).

Універсальність конструкцій забезпечується тим, що піврами всіх типорозмірів мають однакову форму й розміри відповідних перетинів, при цьому ригель і стійка піврами мають ділянки постійного по висоті перетину /66,74/. Таким чином, типи піврам можна виготовити в одному оснащенні, обладнані кінцевими вкладишами (рис.1.15).

Прогони тришарнірних рам, що складаються з 2-ох піврам --9,0; 12,0; 18,0 і 21,0 м, висота стійки - 3,6; 4,2; 5,1 і 5,7 м, що дає можливість зводити споруду павільйону типу шириною 9-21 м, а також двох- і багатопрогонові поперечники шириною 18-42 м (табл. 1.4, варіант 40).

Рами встановлюються із кроком 6 м, розрахованим на зональні снігові навантаження, а також на навантаження від взаємозамінних типів покриттів: залізобетонних і легкобетонних плит, азбестоцементних плит і хвилястих азбестоцементних листів по залізобетонних прогонах (табл.1.5).

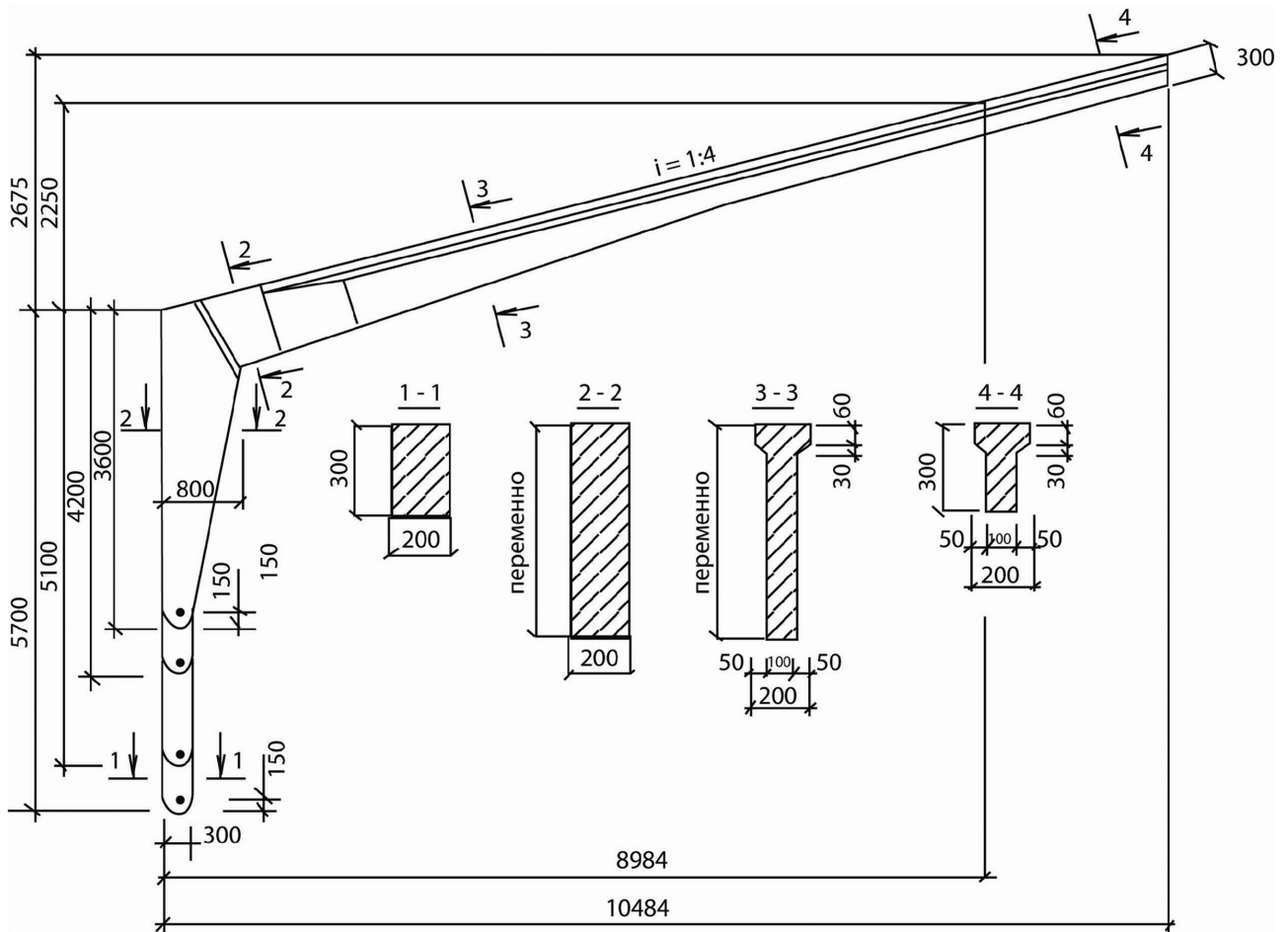


Рис. 1.15. Уніфікована піврама (Укрколгоспроект, КІБІ)

Таблиця 1.5

Розрахункові еквівалентні навантаження на ригель рами (крок 6 м) при різних типах покриття, кН/м

Нормативне снігове навантаження	Залізобетонні плити	Легкобетонні плити	Азбестоцементні плити по залізобетонним прогонам для «тепліх споруд»	Азбестоцементні плити по залізобетонним прогонам для «холодних споруд»	Азбестоцементні хвилясті листи по дерев'яному настилу і залізобетонним прогонам для «холодних споруд» (зерносховища)
0,7	19,0	16,5	14,5	12,5	14,5
0,5	16,5	14,5	12,5	10,5	12,5

Економічна ефективність від впровадження уніфікованих піврам досягається завдяки наступним факторам:

- облік зональних умов України при визначенні опалубних розмірів конструкцій рам (снігове навантаження 0,7 МПа замість 1,5 МПа, прийнятих по серії 1.822-2);

- заміна матеріалоемних стояково-балкових або типових рамних конструкцій каркаса зональними піврамами (наведена витрата металу й цементу на уніфіковану півраму висотою 3,6 м, з прогоном 10,5 м відповідно на 9 і 22% нижче, ніж на типову півраму серії 1.822 з аналогічним покриттям);

Випробування головних зразків піврам підтвердили їхню надійність і відповідність теоретичним розрахункам з використанням діаграмних комплексів.

В к. Укрміжколгоспбуд при обсязі будівництва 2 млн. м² площ сільськогосподарських виробничих споруд впровадження уніфікованих рамних конструкцій дозволить знизити кошторисну вартість будівництва сільськогосподарських споруд на 3,2 млн. крб. (14,7%), заощадити металу 2,9 тис. т. (10,5%), цементу 6,1 тис. т (10,5%), скоротити трудові витрати на 33,7 тис. чол.-днів (20,7%) /66 /.

За дорученням Держбуду України к. Укрміжколгоспбуд затвердив номенклатуру збірних залізобетонних уніфікованих рамних конструкцій і робочі креслення залізобетонних уніфікованих рамних конструкцій (табл.1.6).

За узгодженням з Держбудом України, Укragробуд здійснює будівництво сільськогосподарських виробничих споруд на звичайних і просадних ґрунтах першого типу із застосуванням уніфікованих рамних конструкцій.

В Молдавії спочатку були розроблені й одержали поширення по всій території республіки рами з прогоном 12 м, що складаються із двох суцільних піврам прямокутного перетину. Крок рам 4,8 м. Проекти споруд і залізобетонні конструкції каркаса розроблені к. Інститутом Молдміжколгоспбудпроект. Залізобетонні піврами виготовляються заводами залізобетонних виробів

к. Міжколгоспбуд. Стійка I ригель піврами постійної товщини - 160 мм і змінного по висоті перетину. Висота перетину піврами в конковому шарнірі і у п'яти -- 250 мм, у вута карнизного вузла -- 500 мм. Армування піврами звичайне зварними каркасами зі сталі класу А-Ш і А-1. Клас бетону В20. Розхід бетону на півраму -102 кг. Вага піврами 1,47 т. Розрахункове навантаження на ригель- 12,8 кН/м.

Таблиця 1.6

Техніко-економічні показники збірних залізобетонних уніфікованих рам

Марка рами	Прогін рами	Висота стійки	Еквівалентне навантаження/без врахування власної маси ригеля/, кН/м	Маса, т Клас бетону	Витрати матеріалів на виготовлення рами	
					бетон, м ³	сталь, кг
1	2	3	4	5	6	7
РЖУ-21-3, 6-5	21,0	3,6	19,0	4,9/В35	1,96	629
РЖУ-18-3, 6-5	18,0	3,6	19,0	4,6/В35	1,84	455
РЖУ-12-3, 6-5	12,0	3,6	19,0	4,0/В35	1,60	237
РЖУ-9-3, 6-5	9,0	3,6	19,0	3,7/В35	1,48	169

1.4. Досвід застосування рамних конструкцій у Молдавії

Покриття споруд із застосуванням залізобетонних рам влаштовується по залізобетонних прогонах і складається з азбестоцементного хвилястого настилу, пароізоляції й утеплювача з мінеральної вати. Покрівля виконується із хвилястих азбестоцементних листів. Стіни з місцевого пиляного вапняку.

Молдавським проектним інститутом к. Міжколгоспбудпроект були також розроблені аналогічні залізобетонні рами з прогоном 18,6 м для каркасів сільськогосподарських виробничих споруд. Поздовжній крок рам - 4,8 м. Стійка і ригель піврами однакової товщини - 160 мм і змінного по висоті перетину. Висота перетину піврами в конковому шарнірі й п'яти -250 мм; у вута карнизного вузла –

650 мм. Армується піврама зварними каркасами зі сталі класу А-Ш і А-1 (див.табл.1.4, варіант 27). Розрахункове навантаження на ригель 11,5 кН/м.

Покриття влаштовується їх несучих хвилястих азбестоцементних листів, покладених по полицям залізобетонних прогонів. По аркушах і пароізоляції укладається рівномірним по товщині шаром мінераловатний утеплювач. Покрівля із хвилястих азбестоцементних листів.

Залізобетонні піврами виготовляються в касетній формі по 12 піврам одночасно. При бетонуванні верхні грані ригелів піврам перебувають у горизонтальній площині. Складаються піврами в положенні «на ребро». В такому ж положенні вони на спеціальних трейлерах по 5 піврам на кожному перевозяться до місця монтажу. Зборка тришарнірних рам із двох піврам здійснюється за допомогою тимчасової опори, що пересувається вздовж споруди по осі прольоту, що монтується.

Прикладом широкого впровадження рамних конструкцій в Молдавії є будівництво Чимишенської свиновідгодівельної фабрики на 54 тис. голів. Споруджуваний комплекс складається з 5 споруд репродукторної частини довжиною від 218 до 270 м кожна і 5 споруд відгодівельної частини довжиною по 234 м.

Несучий каркас всіх споруд виконаний із тришарнірних залізобетонних рам з прольотом 18,6 м. Поздовжній крок рам 4,8 м. По ригелях рам розташовані залізобетонні прогони таврового перетину полицею вниз, по них - несучі хвилясті азбестоцементні листи з утеплювачем з мінеральної вати. Покрівля - із хвилястих азбестоцементних листів, покладених по залізобетонних прогонах. Стінові панелі тришарові залізобетонні з утеплювачем з пінопласту ПСБ-С.

ЦНИИЭСельстрой розроблені для експериментального будівництва, а Молдавським інститутом к. Міжколгосбудпроект застосовані тришарнірні залізобетонні рами прольотом 21 м для каркасів сільськогосподарських виробничих споруд як з неагресивним, так і з середнім агресивним середовищем. Поздовжній крок рам 6,0 м.

Стойка і ригель піврами однакової товщини -- 180 мм і змінного по висоті перетину. Висота перетину піврами в конково шарніра -- 250 мм, у вута карнизного вузла -- 750 мм і у п'яти -- 350 мм (рис.1.16). Піврами законструйовані у двох варіантах: армування сталлю класу А-П і сталлю класу А-Ш. Клас бетону В20. Витрата сталі на півраму при А-Ш -- 218 кг, а при А-П -- 268 кг. Розрахункове навантаження на ригель 15,0 кН/м (див. табл.1.4, варіант 14).

Залізобетонні піврами виготовляються на Ваду-Луй-Водському заводі залізобетонних виробів. Рами застосовані для будівництва гаража на території заводу виготовлювача. При будівництві одна зі змонтованих рам була піддана випробуванню. Залізобетонні рами прольотом 21 м із кроком 6 м застосовані в колгоспі ім. С.Лазо, с. Малаешти Григориспільського району для каркасів двох споруджуваних виробничих будівель ферми на 530 голів великої худоби безприв'язного боксового змісту.

По ригелях рам змонтовані залізобетонні прогони таврового перетину. По прогонах покладений несучі азбестоцементні хвилясті листи. По них - пароізоляція і мінераловатний утеплювач. По прогонах і прокладкам з пінополістиролу споруджена покрівля із хвилястих азбестоцементних листів. У середній частині будинку по залізобетонних рамах влаштована чітка в статистичному відношенні система металевих зв'язків, що забезпечує просторову міцність рам і поздовжню стійкість споруди. Стіни одного будинку виконані з місцевого піляного вапняку; іншого - із тришарових панелей довжиною 6 м на висоту споруди.

1.5. Досвід застосування рамних конструкцій у Казахстані

Інститутом к. Казміжколгоспроект розроблена конструктивна схема каркасної споруди сільськогосподарського призначення із застосуванням збірних залізобетонних рам прольотом 18, 21, 24, 27, 30 м з кроком 6м. Каркас складається з лінійних елементів колон і ригелів /100/. Головною особливістю конструкції рами є наявність карнизної консолі, що сприяє виключенню розпірної сили за рахунок рівності моментів у вузлі рами /100/.

Рами прийняті тришарнірні й одношарнірні. На думку авторів тверде защемлення колон у фундаментах дозволяє відмовитися від постановки вертикальних зв'язків, у зв'язку із чим скорочується витрата сталі на споруду.

Рами розраховані на дію статичних і сейсмічних навантажень для умов Казахстану. Розрахункове навантаження прийняте: при прольоті 18-21 м -- 15-30 кН/м; при 24 м -- 15-17 кН/м; при 27-30 м -- 15-24 кН/м.

Ухил ригеля 1:4. Висота від підлоги до низу внутрішнього карнизного кута -- 2,4 м. Сполучення ригеля зі стійкою жорстке. Стінові панелі розміром 3,2 x 6,0 м підвішуються до консолі ригеля /рис.1.17/.

Конструкція покриття містить у собі: збірні залізобетонні плити 1,5 х 6,0 або 3,0 х 6,0 м; утеплювач-- ефективний матеріал з об'ємною масою не більше 200-250 кгс/м³; покрівля із хвилястих азбестоцементних листів. Огородження - з легкобетонних двошарових панелей або комплексних панелей з ефективним утеплювачем.

КазпромбудНДПроектом були проведені натурні випробування фрагменту споруди 12 х 27 м із застосуванням збірної залізобетонної рами з консолями, що врівноважують, з прольотом 27 м. Випробування показали позитивні результати.

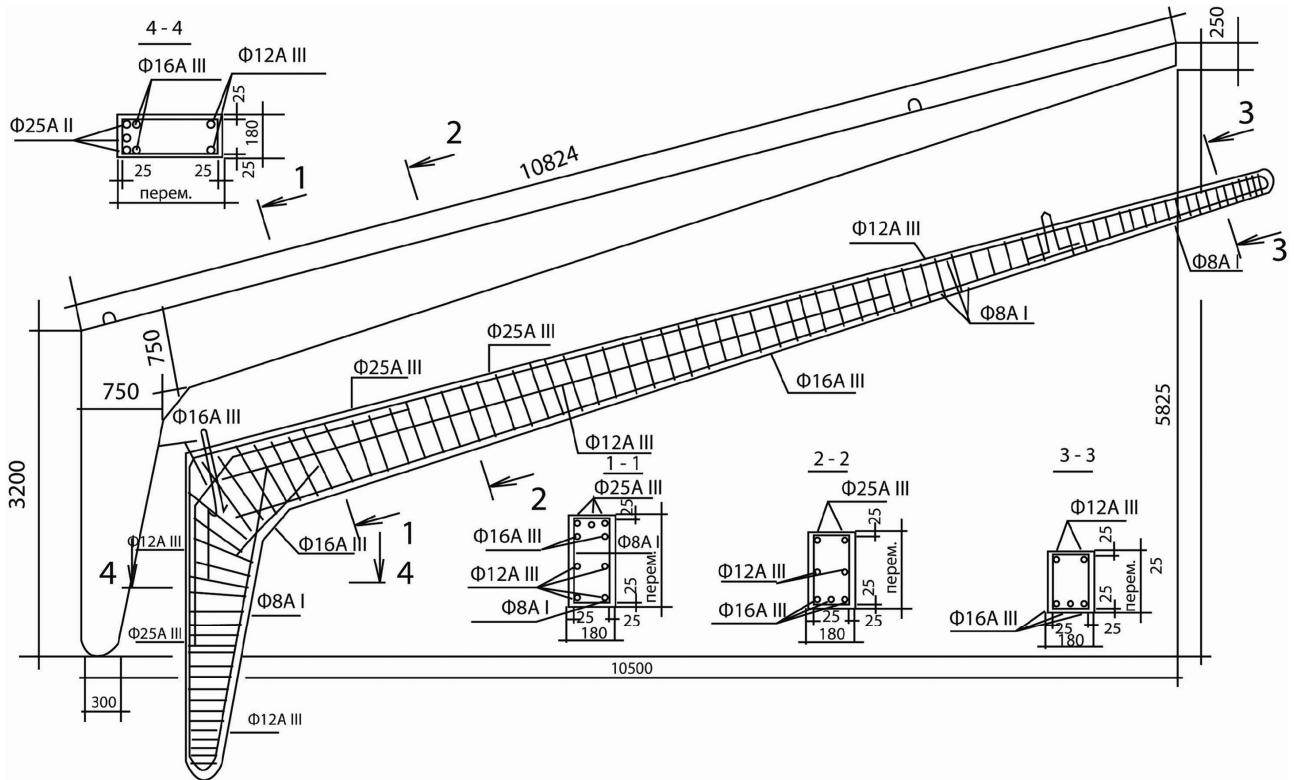


Рис. 1.16. Суцільна піврама /к. Молдміжколгоспбудпроект/

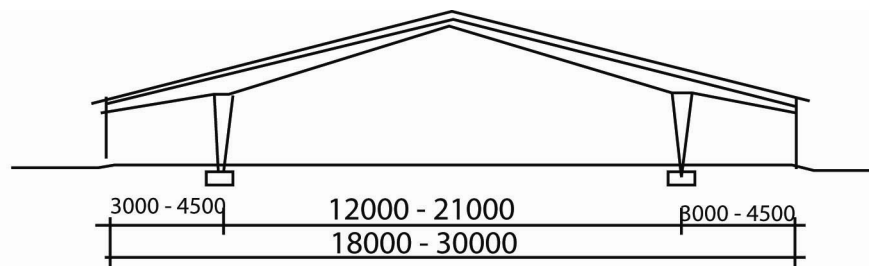


Рис. 1.17. Схема однапрогонної споруди /к. Казміжколгоспроект/

Порівняння безрозпірних одношарнірних рам зі стояково-балочним каркасом по серії 1.800 і з типовими рамами по серії 1.822 показало ефективність перших, відповідно по витраті бетону на 50% (40%) і по витраті сталі на 20% (35%). Із зазначеним рамним каркасом побудовано будівлю молодняку КРС на 500 голів у колгоспі ім. Кірова Талди-Курганської області.

Інститутами ЦНИИЭПсельстрой спільно з к.Казміжколгоспроект розроблені робочі креслення рам з консолями, що врівноважують, з прольотом від 18 до 30 м під розрахункове навантаження 24,0 кН/м.

Інститутом ЦНИИЭПсельстрой разом з Гипронисельхоз розроблена тришарнірна рамно-панельна конструкція сільськогосподарської виробничої споруди для умов Казахстану з прольотами 12 й 18 м /35/.

Рамно-панельна конструкція складається із двох Г - образних панелей шириною 3 м, з'єднаних в конку шарніром. Г - образна панель складається з несучих ребер - піврам, стінової панелі і панелі

перекрыття. Рамно-панельна конструкція, сполучаючи в собі функції несучих елементів та елементів, що огорожують споруду, можуть виконуватися з керамзитобетону класу В15 для 12 м і В20 -- для 18-м споруд, 5 із яких побудовано в Алматинській області (рис.1.18). Стіни й покриття рамно-панельних елементів передбачаються одношаровим з керамзитобетону класу В5 щільністю 900 кг/м.³

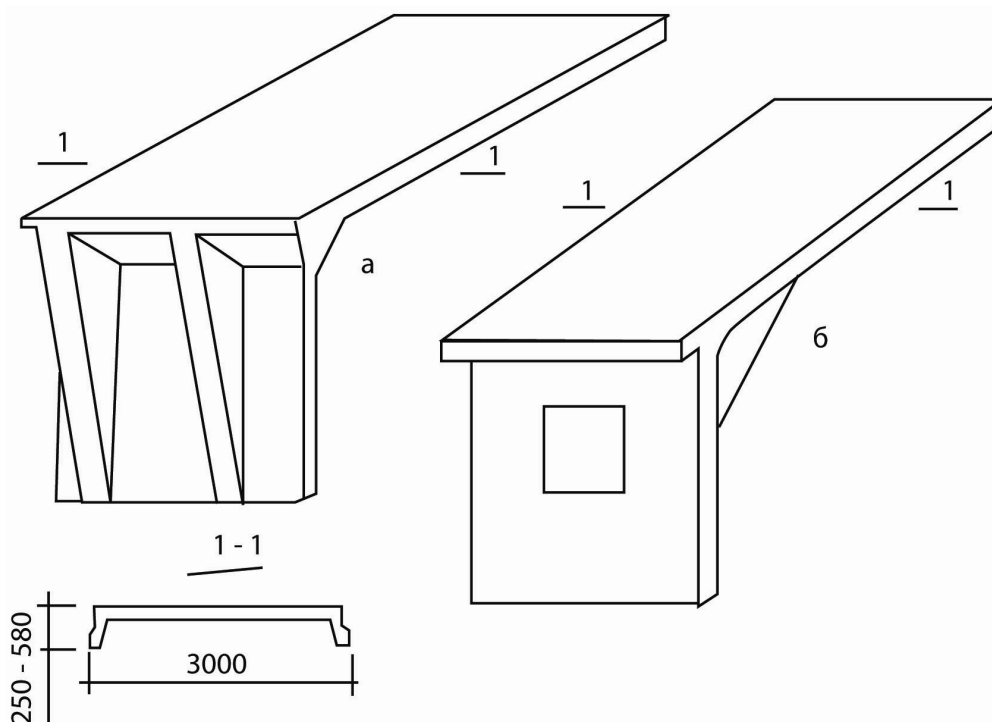


Рис. 1.18. Рамно-панельна конструкція елементів споруди з прольотом: а – 12 м; б – 18 м

Рамно-панельний елемент з прольотом 12 м має конструктивну відмінність від елемента 18 м: у першому випадку несуче ребро змінного перетину виступає із площини стіни як усередині так і зовні споруди. Фундаменти - збірні залізобетонні стрічкові із блоків, що укладають на бетонну підготовку, причому передбачається обпирання двох сусідніх стійок на один блок. Монтажна вага «Г» - подібного елемента для прольоту 18 м близько 7 т.

Перевагою рамно-панельних конструкцій є істотне зниження трудомісткості зведення споруди (до 5 разів). Поряд із цим слід зазначити складність у виготовленні, транспортуванні, необхідності в механізмах великої вантажопідйомності, що в остаточному підсумку не дає зниження вартості й економії матеріалів.

1.6. Досвід застосування рамних конструкцій в Росії

Багато конструкцій тришарнірних залізобетонних рам, розроблені головними інститутами ЦНИИЭПсельстрой, Гипрооргсельстрой і НИИЖБ, успішно впроваджуються в Україні, Молдавії і Казахстані.

Нижче опишемо конструкції, які одержали поширення в Росії. Одна з перших залізобетонних рам була виготовлена в 1931 році на Уралмашбуді. Це була важка збірна безшарнірна рама з похилим ригелем з прольотом 10,6 м, середньою висотою 9,0 м і масою 21 т /30/. Рами бетонували у вертикальному положенні. Надалі застосовувалися збірні суцільні рами тільки щодо невеликих прольотів і маси до 10т як правило в складі багатопверхових споруд.

Пензенським інженерно-будівельним інститутом розроблені й удосконалені конструкції залізобетонних тришарнірних рам з прольотом 18,6 й 20,6 м. Рама з прольотом 18,6 м застосовується із кроком 4,0 м під навантаження 21,9 кН/м. Покриття-плити ПР-2-5 розміром 4,0 х 2,0 м. Бетон рам - класу В20. Ширина перетину ригеля і стійки - 160 мм (див.табл.1.4, варіант 35) Рама з прольотом 20,6 м аналогічна прольоту 18,6 м. Бетон класу В30.

Описані конструкції залізобетонних рам використовуються для будівництва сільськогосподарських об'єктів у Пензенській області.

Наявність розпору в статистично визначених тришарнірних залізобетонних рамах приводить до деякого ускладнення конструкцій фундаментів. Інститутом Гипрооргсельстрой (автор - інж.

С.В.Архангельський) були розроблені конструкції безшарнірних залізобетонних рам з жорсткими вузлами, з прольотами 18м і 21м при кроці в поздовжньому напрямку 6м, з варіантами армування при уніфікованих розрахункових навантаженнях 10,5 , 15,0 , 18,0 і 21,0 кН/м (рис. 1.19). Це дозволяє застосовувати їх для будівництва в зонах зі сніговими нормативними навантаженнями до 150 кгс/м² включно, передбачаючи покриття із великорозмірними легкими панелями з азбестоцементу, профільованого цинкового настилу або алюмінію, а також з полегшених плит 3 х 6 м з конструктивного керамзитобетону.

Безшарнірна рама з метою забезпечення виготовлення і транспортування розрізана на чотири елементи – «Г»- подібні стійки й прямолінійні ригелі: що визначається специфічними умовами будівництва на селі, де транспортні витрати складають 30-50% всієї вартості, а заводи ЗБК оснащені ще недостатньо. Розріз в прольоті передбачений в точках, де згинальні моменти порівняно малі й близькі до нуля, що скорочує металоємність і трудомісткість стиків, передбачених на болтах (табл.1.4, варіант 11, 26).

В опалубних формах трьох типорозмірів: для фундаментного башмака, «Г» - подібної стійки й прямолінійного елементу ригеля, з необхідним набором вкладишів і зміною армування виготовляються вироби для каркасів виробничих сільськогосподарських будинків з прольотом 18 і 21 м різного призначення за звичайною поточно-агрегатною технологією.

Рами виготовляються з бетону класу В30 або конструктивного керамзитобетону того ж класу. Витрата бетону при застосуванні каркаса з безшарнірних рам, по підрахункам автора, скорочується в порівнянні з типовими конструкціями стояково-балкового типу серії 1.800-1 в 2 рази, а сталі від 8 до 30%. Тільки на каркас із рам витрачається 23-25 м³ бетону на 1000 кв. м споруди, а при стояково-балочному рішенні -- більше 45 куб. м.

Перші зразки елементів безшарнірних рам були виготовлені на орловському заводі ЗБК № 2 тресту Орелсільбуд у полігонних умовах. Випробування, зроблені на цьому заводі за участі НІИЖБ, показали позитивні результати.

Одна з перших споруд пташника на 25 тис голів, з каркасом із безшарнірних рам з прольотом 18 м і варіантом зі збірних башмаків побудовано трестом Орелсільбуд у радгоспі Урицького району Орловської області замість пташника на 20 тис. курей по типовому проекту № 805-17/66 стояково-балкової конструкції. Місткість пташника у зв'язку з відсутністю стійок збільшилася на 20%.

Для покриття цього пташника використані панелі Енерготехпрому 3 х 6 м із профільованого оцинкованого настилу з попередньо напруженими сталевими шпренгелями, пінопластовим утеплювачем і пароізоляцією, виконаними в заводських умовах. Стіни виконані з керамзитобетонних панелей ПСЛ 1,8х6м у два яруси. Товщина панелей -- 24см при об'ємній масі конструктивно-теплоізоляційного керамзитобетону 900-950 кг/м³.

Слід зазначити, що конструкції безшарнірних рам знайшли обмежене застосування у зв'язку з неможливістю їхнього застосування на просадних ґрунтах, складними конструкціями фундаментів, що сприймають опорні моменти і т. ін. З огляду на ці обставини інститутом Гипрооргсельстрой була перепроектована конструкція залізобетонної рами із пристроєм шарнірного з'єднання в конковому вузлі (рис.1.19).

Аналогічне конструктивне рішення має тришарнірні залізобетонні рами з прольотом 12, 18 і 21 м, розроблені інститутом Омколгоспроект, де переріз прийнятий в прольоті ригеля в місці близького до нуля моменту, що призводить до скорочення металоємності стиків (рис.1.20). Зазначені рами одержали широке поширення в Омської обл., в Алтайському краї й ряді інших областей Західного й Східного Сибіру при зведенні промислових і сільськогосподарських споруд.

Кафедрою гідротехнічних споруд Омського сільськогосподарського інституту(доц.В.Н. Чистяков) були розроблені конструкції залізобетонних рам з прольотом 12 і 15 м, а заводом ЗБК Омскцілинбуду початий їх масовий випуск на спеціальних касетних установках. Виготовлено вертикальний стенд, розроблена методика для їх випробувань.

Основні технічні дані конструкції рами прольотом 12 м: проліт 11,75 м /по розрахунковій осі/, висота 3,1 м /по осі/, кут нахилу ригеля 16°, розрахункове навантаження 13,88 кН/м, крок рам 3 м, вага піврами 1,26 т, витрата бетону 0,51 м³, клас бетону В20, витрата арматури наведеної до Ст. 3 -- 101,5 кг.

Горизонтальні зусилля від розпору рами передаються основі силами тертя із частковим використанням пасивного тиску ґрунту зворотного засипання. За рахунок ексцентричного додатка вертикальної реакції стійки, удалося домогтися прямокутної епюри нормальних напруг у основі башмака практично при будь-яких сполученнях навантажень.

Рама із прольотом 15 м представляють комбінацію двох піврам із прольотом 12 м і двох добірних елементів. При цьому підвищується клас бетону до В30 і клас арматури до А-III.

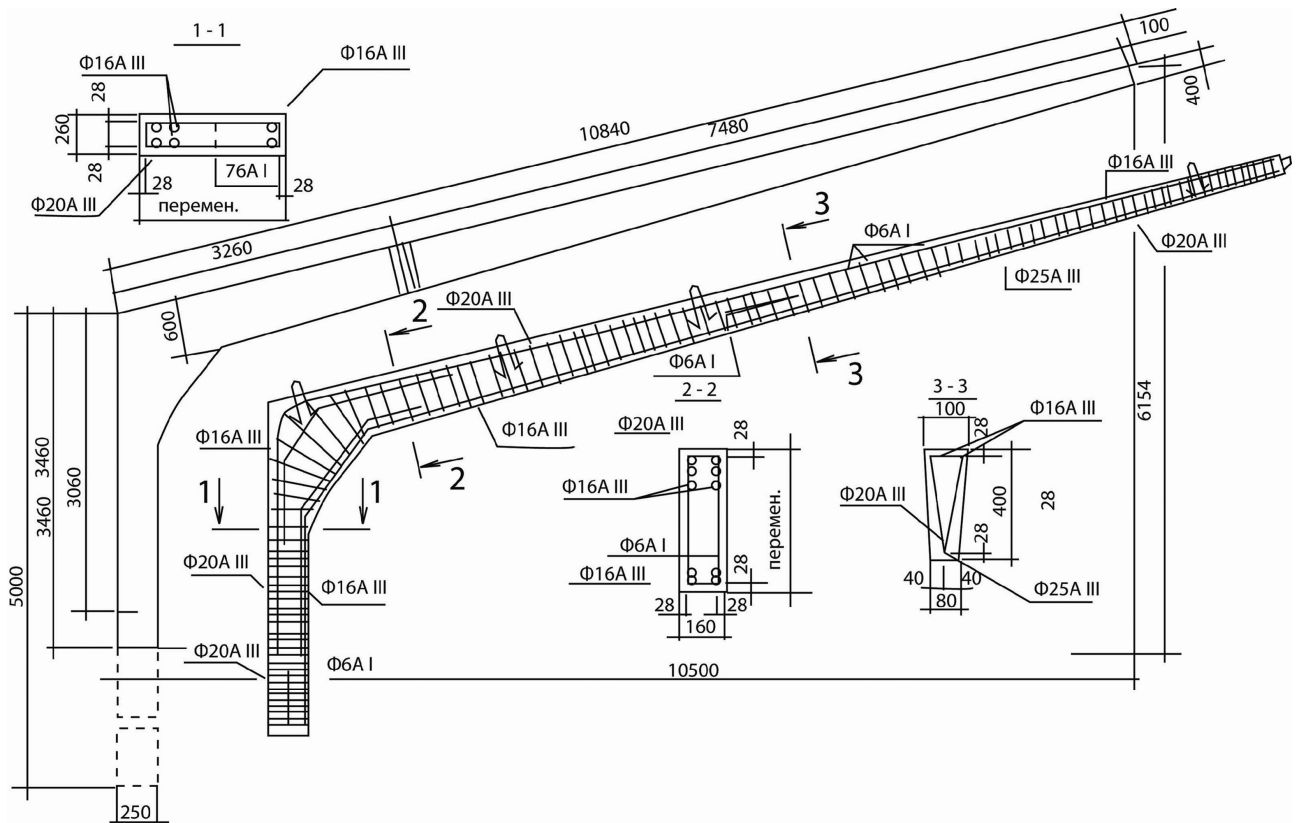


Рис. 1.19. Складена піврама УЖБ-21-1500 /Гипрооргсельстрой/

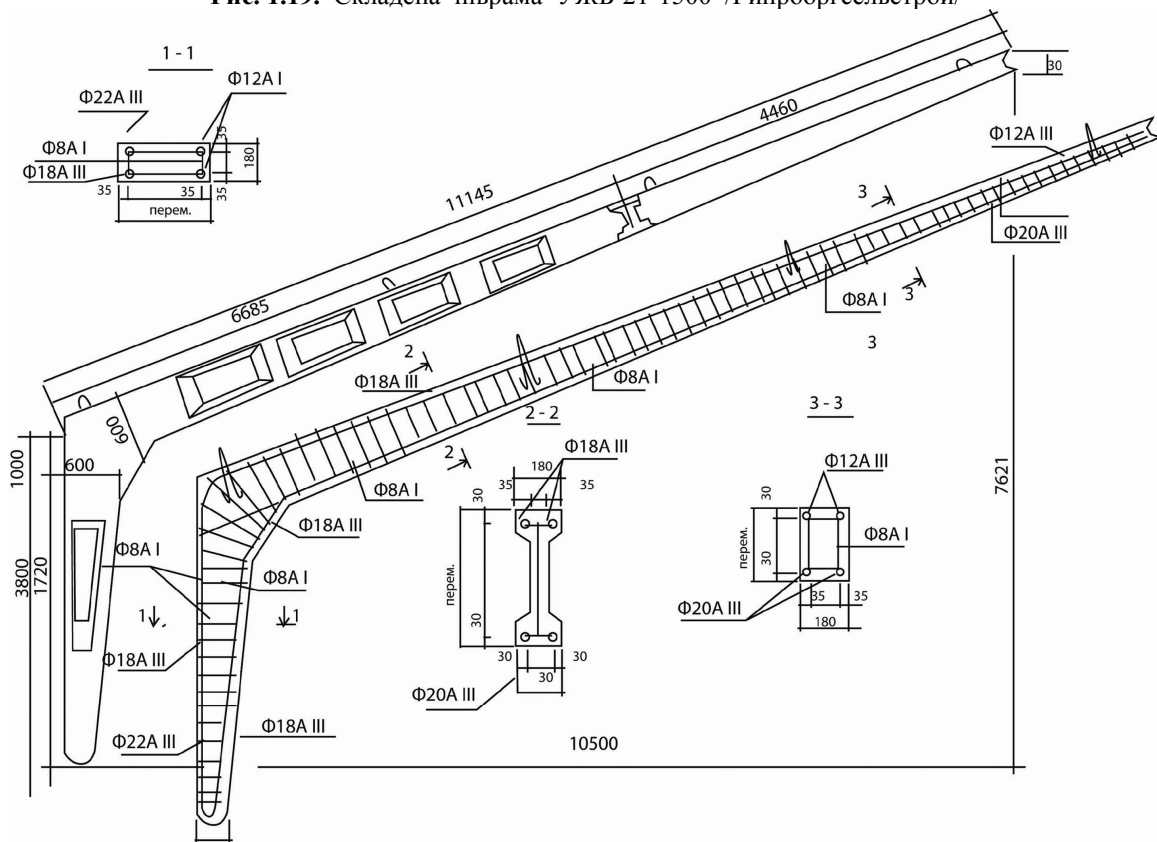


Рис. 1.20. Складена піврама Р-21-1000 /к. Омсколгоспроект/

Проектним інститутом к. Омсколгоспроект разом з Омським сільгоспінститутом була розроблена конструкція рами з прольотом 18 м з наступними характеристиками; проліт --17.75 м (по осі), висота стійки 3,5 м, кут нахилу ригеля 21°20', розрахункове навантаження 15 кН/м, клас бетону

V30 (табл. 1.4, варіант 2). Аналогічною була конструкція розробленої рами з прольотом 21,0 м (рис.1.20).

З умов транспортування готових виробів через переїзди електрифікованих залізниць - піврами двоелементні. З основних елементів комбінується рама з прольотом 12 м із кроком 6 м з покриттям із залізобетонних плит, фундаменти башмаки передбачені трапецієдального перетину з ексцентричним розташуванням стакану й розв'язаний передньою стінкою. Вага башмака - 1,2 т. Клас бетону B15. Об'єм бетону 0,49 м³. Витрата сталі 12 кг.

Розглянуті вище конструкції піврам показали гарні результати при випробуваннях і широко застосовуються в сільськогосподарському будівництві в Омської та інших областях.

ЦНИИЭПсельстрой розроблені конструкції суцільних двотаврових залізобетонних рам для сільськогосподарських будинків з прольотом 12; 16,2; 18 і 21 м по серії 1.800-2/74, випуск 3 (рис.1.21). Залізобетонні рами призначені для влаштування каркаса із кроком у поздовжньому напрямку 3 м з розрахунковою сейсмічністю до 8 балів, під навантаження 8,0; 9,0; 10,0; 12,5 кг/м. Піврами запроєктовані з важкого бетону класу B30 /101/. В якості робочої арматури застосовується арматурна сталь класу А-Ш й А-1. Техніко-економічні показники піврам наведені в таблицях 1.4, варіант 22 та 17.

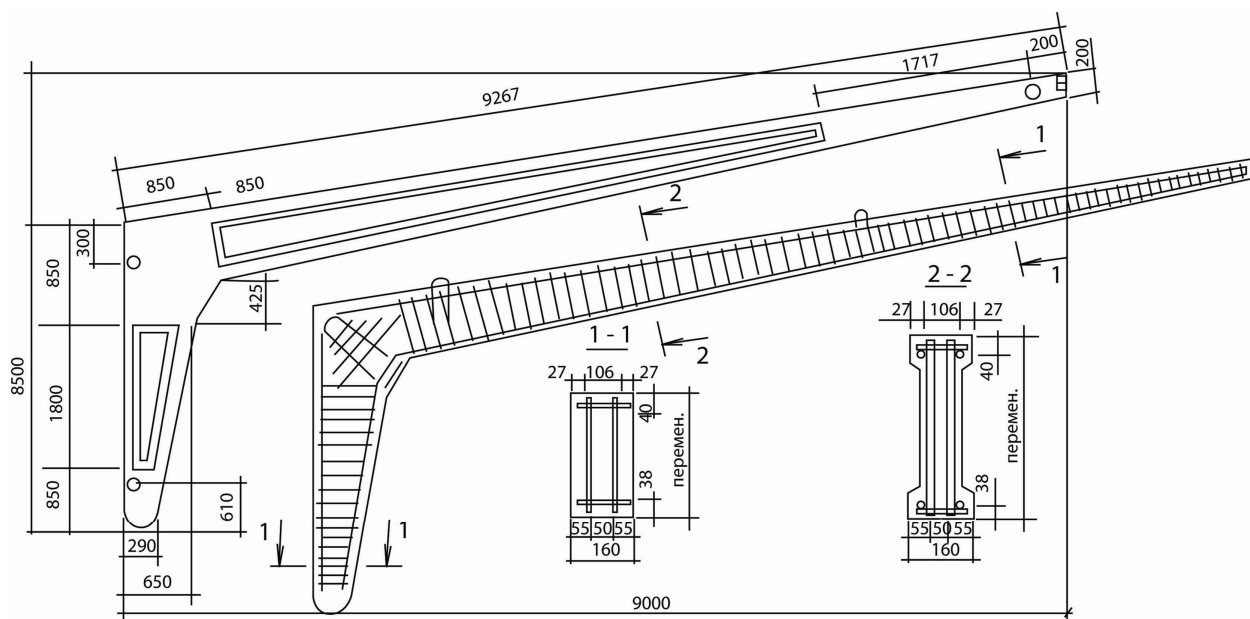


Рис. 1.21. Суцільна піврама /ЦНИИЭПсельстрой/

Випробування рам показали позитивні результати. Виготовлення рам виконується на Миргородському ССК, що оснащений імпортним устаткуванням.

Держбуд України затвердив як типові конструкції залізобетонні рами з прольотами 12, 18 й 21 м для однопрогонових сільських виробничих будинків з ухилом покрівлі 1:4 (рис. 1.22). Робочі креслення залізобетонних рам розроблені інститутами Гипронисельхоз, ЦНИИЭПсельстрой і НИИЖБ.

Тришарнірні залізобетонні рами призначені для каркасів сільськогосподарських виробничих споруд з покриттям по збірних залізобетонних плитах розміром 1,5x6 і 3x6м. Поздовжня жорсткість каркасу забезпечується приваркою залізобетонних плит до закладних деталей ригелів рам і бетонуванням швів між ними.

Рами складаються із двох піврам, шарнірно з'єднаних у конковому вузлі та із шарнірним обпиранням на фундаменти. Рами застосовують в однопрогонових спорудах з покрівлею виконаної з азбестоцементних хвилястих листів при ухилі 14°. Рами можуть застосовуватися в приміщеннях з неагресивними, слабо і середньо агресивними середовищами за умови виконання заходів по антикорозійному захисту у відповідності з СНиП /32/ у районах з сейсмічністю не більше 6 балів.

Піврами запроєктовані з важкого бетону класу B30 з ригелем і стійкою прямокутного перетину й вутом між ними. Армують піврами звареними каркасами, робоча арматура із круглої гарячекатаної сталі періодичного профілю класу А-Ш. Рами розраховані на рівномірно розподілені розрахункові

навантаження 18,0 , 21,0 , 24,0 , 26,5 кН/м без обліку власної маси піврами (табл.1.4, варіант 37 і табл. 1.8).

Розрахунок рам виконаний на вертикальні рівномірно розподілені навантаження по двох схемах завантаження:

- повне завантаження розташоване на всьому прольоті;
- постійне навантаження розташоване на всьому прольоті, а тимчасова-снігова - на половині прольоту. Вітрові навантаження на підбір перетинів рам не впливають.

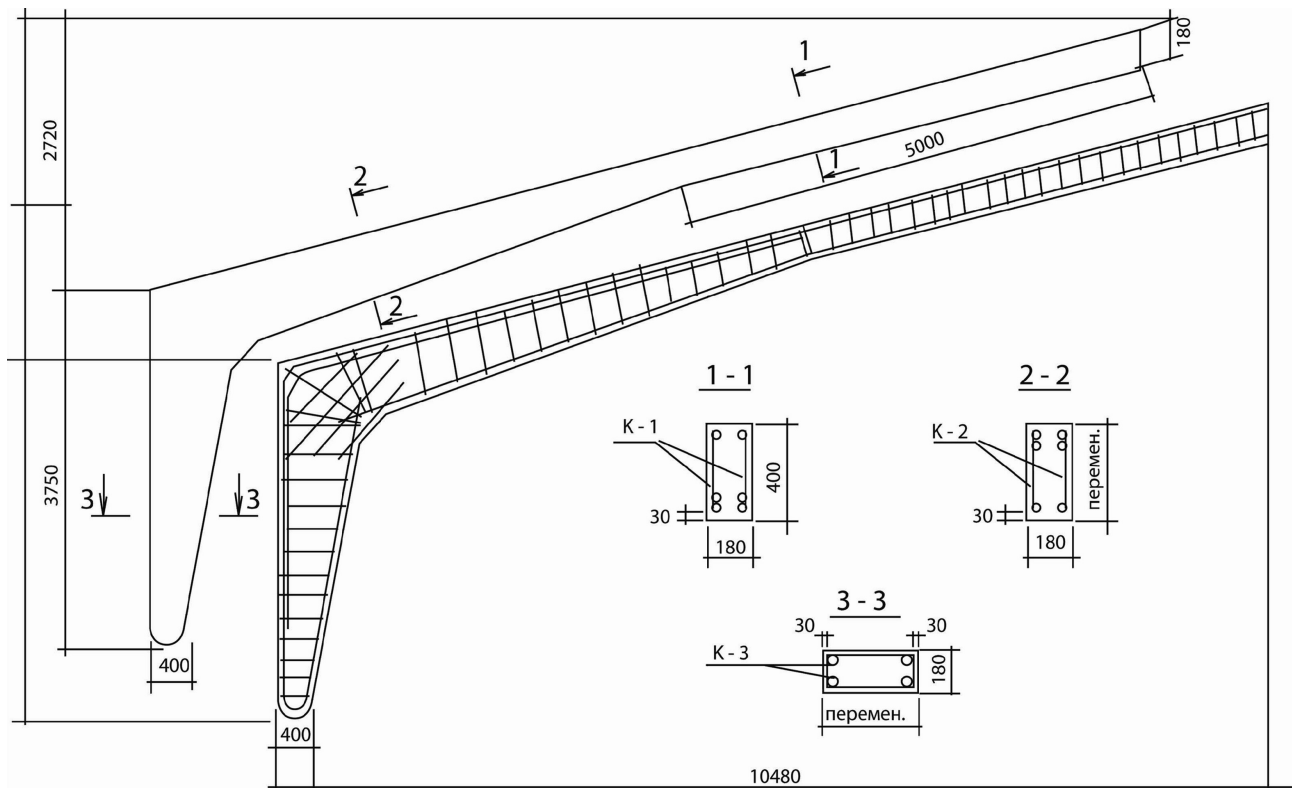


Рис. 1.22. Суцільна піврама / Гипронисельхоз, ЦНИИЭПсельстрой, НИИЖБ/

Рами були розраховані за деформованою схемою за допомогою програми, складеної в ЦНИИЭПсельстрой.

Максимальна ширина розкриття тріщин у піврамах прийнята з умови впливу середньо агресивного середовища – 0,2 мм.

Виготовлення піврам передбачене в умовах заводів залізобетонних конструкцій або обладнаних полігонів відповідно до вимог діючих нормативних документів і стандартів. Піврами можуть виготовлятися по касетній або стендовій технології.

Закладні деталі в піврамах повинні бути захищені металевими або комбінованими покриттям відповідно до вказівок СНиП /32/.

Для оцінки якості рам передбачається проводити контрольні статичні випробування відповідно ГОСТ /3/ двох рам (у зборі), а надалі при серійності виготовлення випробовувати по дві рами від партії в 100 піврам. Контрольні випробування рам для перевірки міцності, жорсткості та тріщиностійкості повинні також проводитися при заміні матеріалів і змін технології виготовлення конструкцій.

Перевозять піврами транспортними засобами, обладнаними спеціальними інвентарними пристосуваннями. Складають їх у вертикальному положенні. У процесі монтажу повинна бути забезпечена стійкість рам тимчасовим розкріпленням до приварки плит і створення жорсткого диска покриття.

Ретельний аналіз типової конструкції піврами виявив нераціонально запроєктовані, на наш погляд, конковий вузол з використанням для утворення шарніра гнутих закладних деталей і карнизний вузол з використанням гнутих арматурних стрижнів, що сприяють розколюванню бетону в найбільш напруженій частині піврами.

На основі типової серії залізобетонних рам 1.822-2 вказаними інститутами були розроблені вдосконалені конструкції залізобетонних тришарнірних рам для каркасів

сільськогосподарських виробничих споруд шириною 12; 18 і 21 м з висотою приміщень 2,4 й 2,7 м.

Піврами передбачені прямокутного перетину, змінної висоти перетину ригеля і стійки під розрахункові навантаження від 12,0 до 27,0 кН/м для 1-1У снігових районів. Маса піврам від 2 до 3,4 т, залежно від призначення. Висота стійки 3,75 м. Бетон класу В35. Армування передбачене просторовим каркасом з арматурної сталі класу А-Ш. Залізобетонні піврами виготовляються як у касетах, так і у положенні на боці в існуючих формах типових рам.

Робочі креслення рам серії 1.822.1--2/82 випуски 1-4 затверджені для масового будівництва. ЦНИИЭПсельстрой також розробив технічні умови на рами і робочі креслення 4-місної касети для виготовлення піврам.

Досягнуто наступні економічні показники:

- прольоти рам, м	12	18	21
- витрата бетону на півраму, м ³	0,76	1,25	1,36
- витрата сталі на півраму залежно від навантаження, кг	99-168	146-299	212-446

У порівнянні зі старою серією залізобетонних рам 1.822-2 вип.5-6 в новій серії 1.822.1-2 вип.1-4 досягнуте зниження витрати сталі на 5-10%, що дозволяє в середньому заощаджувати 0,5кг на квадратному метрі споруди, а також скоротити на 20% сортамент арматурних профілів.

З метою використання вдосконаленої конструкції рами в південних районах країни, а також при легких покриттях Гипронисельхоз були розроблені полегшені залізобетонні рами з ригелем таврового перетину.

Габарити полегшеної піврами прийняті аналогічні вищевказаної удосконаленої конструкції піврами (рис.1.23). Бетон класу В35. Для додання ригелю таврового перетину в касетах встановлюються вкладиші. Рами розроблені під розрахункові навантаження 12,0 і 15,0 кН/м для I, II, III снігових районів. Робочі креслення затверджені к. Держбудом СРСР.

Отримано наступні економічні показники:

- проліт рам, м	12,0	18,0	21,0
- витрата бетону на півраму, м ³	0,64	1,12	1,16
- витрата сталі на півраму залежно від навантаження, кг	96-108	146-169	189-235

Досягнуто зниження витрати бетону на 10-18% в залежності від прольоту.

Для будівництва сільськогосподарських будинків допоміжного призначення (картоплесховища, овочесховища, зерносховища, склади отрутохімікатів, навіси сільгосптехніки, гаражі, майстерні, склади й сараї різного призначення і т.ін.) ЦНИИЭПсельстроем були розроблені складені рами зі збільшеною висотою стійки (рис.1.24).

Техніко-економічні показники рам:

-проліт, м	12,0	18,0	21,0
- висота стійки рам, м	4,75-8,75	4,75-8,75	4,75-8,75
- внутрішня висота приміщення, м	3,6-7,2	3,6-7,2	3,6-7,2
- клас бетону	В35	В35	В35
- витрата бетону, м ³	1,38	1,23-135	1,45-1.58
- витрата сталі залежно від навантаження, кг	459	480-620	421-443
- розрахункове навантаження, кН/м	21,0	21,0	15,0
- висота стійки, м	8,75	6,0	6,0

Таблиця 1.7

Технічна характеристика рам

Марка виробу	Клас бетону	Габарити		Розрахункове навантаження, кг/см ²	Об'єм бетону в одному елементі, м ³	Маса одного елементу, кг	Маса сталі, кг					Номер серії
		Перетин b x h, мм	L, мм				за класами			всього		
							A-I	A-III	Сталь прокатна Ст.3	Загальна маса	В т.ч. зал. дет.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
РЖ120-3	B30	160x350	6175	1000	0,42	1050	17,34	68,18	5,72	91,29	6,75	1.800 -2/ випуск 3
РЖ120-4	B30	160x350	8090	1250	0,68	1700	18,42	74,96	5,77	99,15	6,75	
РЖ162-1	B30	160x350	8090	800	0,71	1780	25,68	87,80	7,09	120,57	8,29	
РЖ162-2	B30	160x350	8990	900	0,76	1900	38,31	95,44	7,09	140,34	8,29	
РЖ162-4	B30	160x350	10490	1250	0,76	1900	38,65	113,94	7,09	159,63	8,29	
РЖ180-1	B30	160x350	8990	800	0,71	1780	35,86	107,78	7,09	150,71	8,29	
РЖ180-2	B30	160x350	8990	900	0,71	1780	35,86	120,48	7,09	163,43	8,29	
РЖ180-4	B30	160x350	10490	1250	0,76	1900	50,93	152,80	7,09	210,82	8,29	
РЖ210-1	B30	160x350	10490	800	0,76	1900	41,56	161,98	8,41	211,95	9,83	
РЖ210-2	B30	160x350	10490	900	0,76	1900	55,65	194,78	8,41	258,84	9,83	
РЖ210-3	B30	160x350	10490	1000	0,76	1900	55,65	247,26	8,41	281,32	9,83	

Типові конструкції залізобетонних піврам серії 1.822-2 (вип. 5.6)

Марка піврами	Рівномірно розподілене навантаження, кН/м				Клас бетону	Витрата матеріалів		Вага, т
	Розрахункова		Нормативна			Бетон м ³	Сталь кг	
	Повна	В т.ч корот.-час.	Повна	В т.ч. корот.-час.				
1	2	3	4	5	6	7	8	9
ПР21-1-1А	18,0	6,0	15,5	4,0	В30	1.36 (1.25)	332(230)	3.4 (3.1)
ПР21-1-1Б							332(230)	
ПР21-1-1В							335(233)	
ПР21-1-1Г							335(233)	
ПР21-2-1А	21,0	8,5	18,5	6,0			362(270)	
ПР21-2-1Б							362(270)	
ПР21-2-1В							364(272)	
ПР21-2-1Г							364(272)	
ПР21-3-1А	24,0	8,5	20,0	6,0			422(277)	
ПР21-3-1Б							422(297)	
ПР21-3-1В							424(300)	
ПР21-3-1Г							424(300)	
ПР21-4-1А	26,5	13,0	22,5	9,0			507(340)	
ПР21-4-1Б							507(340)	
ПР21-4-1В							510(342)	
ПР21-4-1Г							510(342)	
ПР21-1-2А	18,0	6,0	15,5	4,0			326(224)	
ПР21-1-2Б							326(224)	
ПР21-1-2В							328(226)	
ПР21-1-2Г							328(226)	
ПР21-2-2А	21,0	8,5	18,5	6,0			355(263)	
ПР21-2-2Б							355(263)	
ПР21-2-2В							358(266)	
ПР21-2-2Г							358(266)	
ПР21-3-2А	24,0	8,5	20,0	6,0			415(291)	
ПР21-3-2Б							415(291)	
ПР21-3-2В							418(293)	
ПР21-3-2Г							418(293)	
ПР21-4-2А	26,5	13,0	22,5	9,0	501(333)			
ПР21-4-2Б					501(333)			
ПР21-4-2В					503(336)			
ПР21-4-2Г					503(336)			

Примітка: в дужках приведені дані для рам прольотом 18м

Передбачено підвіску кран-балки вантажопід'ємністю 3,2т. Виготовлення піврам передбачається в формах для виготовлення типових піврам по серії 1.822.1.

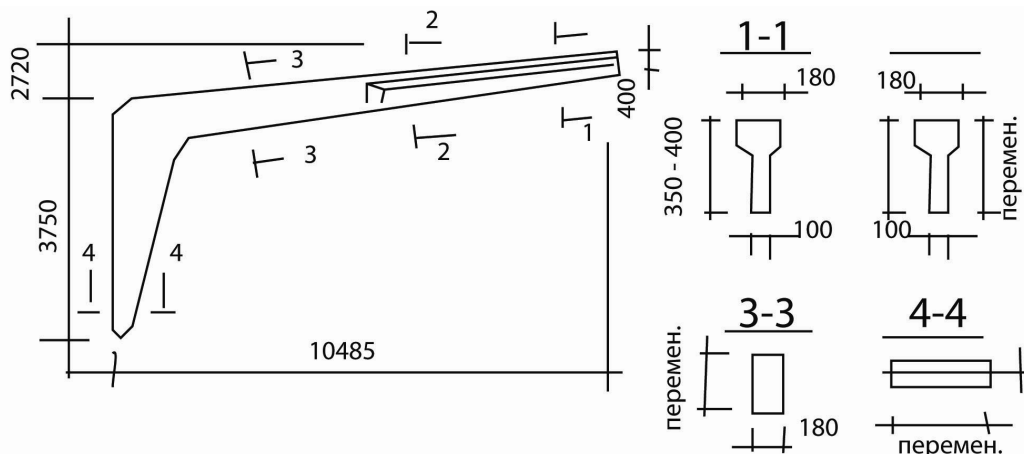


Рис. 1.23. Полегшена суцільна піврама /Гипронисельхоз, ЦНИИЭПсельстрой, НИИЖБ/

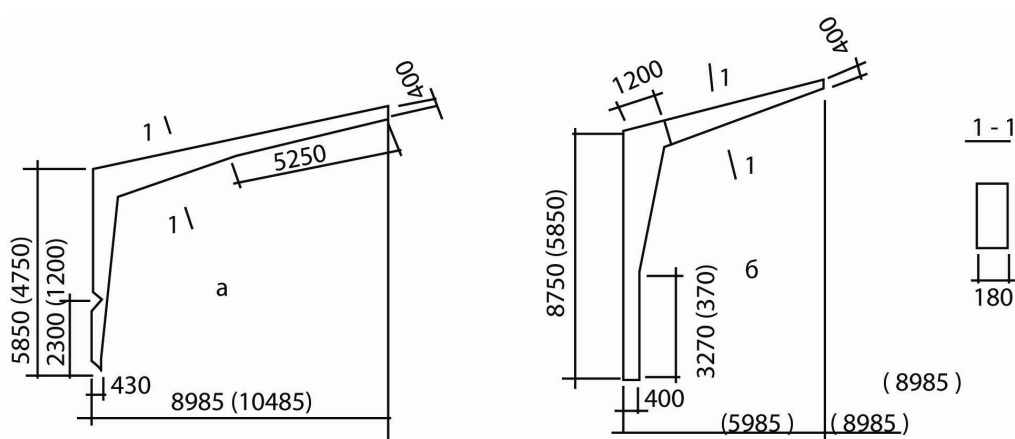


Рис.1.24. Складені піврами з збільшеною висотою стійки /ЦНИИЭПсельстрой/

Збільшення висоти стійки рам досягається або за рахунок її нарощування додатковим елементом, жорстко з'єднаним зі стійкою основної рами (рис.1.24а), або за рахунок виготовлення лінійних елементів стійки й ригеля і сполучення їх у карнизному вузлі (рис. 1.24,б).

Застосування складених рам зі збільшеною висотою стійки дозволяє виключити конструкції промислової номенклатури при будівництві сільськогосподарських споруд допоміжного призначення.

Із зазначеними конструкціями рам ЦНИИЭПсельстроем розроблені робочі креслення наступних споруд:

- ремонтні майстерні на 50 тракторів шириною 12 м;
- зерносховище фуражного зерна шириною 18 м;
- склад продовольчої картоплі шириною 18 м;
- гараж на 50 автомашин шириною 18 м;
- склад аміачної селітри й пестицидів шириною 21 м;
- зерносховище насінного зерна (зберігання в тарі) шириною 21 м;
- сарай для зберігання сіна шириною 18 м;
- навіс для устаткування шириною 9 м і т.ін.

Володимирським політехнічним інститутом разом з НИИЖБ розроблені й впроваджені складчасті рамно-панельні конструкції з прольотом 18 м багатопільового призначення /89/. Споруди складаються з об'ємних блоків розмірами 3 x 18 м, які включають 4 елементи -- 2 типорозміри: ребристу комплексну панель покриття й ребристу тришарову стінову панель(рис.1.25). З метою зменшення будівельного обсягу споруди, ребристі панелі покриття передбачені з ухилом 1:4 з невеликим переломом (5°).

Комплексні вентилявані плити покриття включають пароізоляцію, рубероид, дерев'яні бруски, утеплювач ФРП-1 (фенольно-резорциновий пінопласт), волокнисті азбестоцементні аркуші.

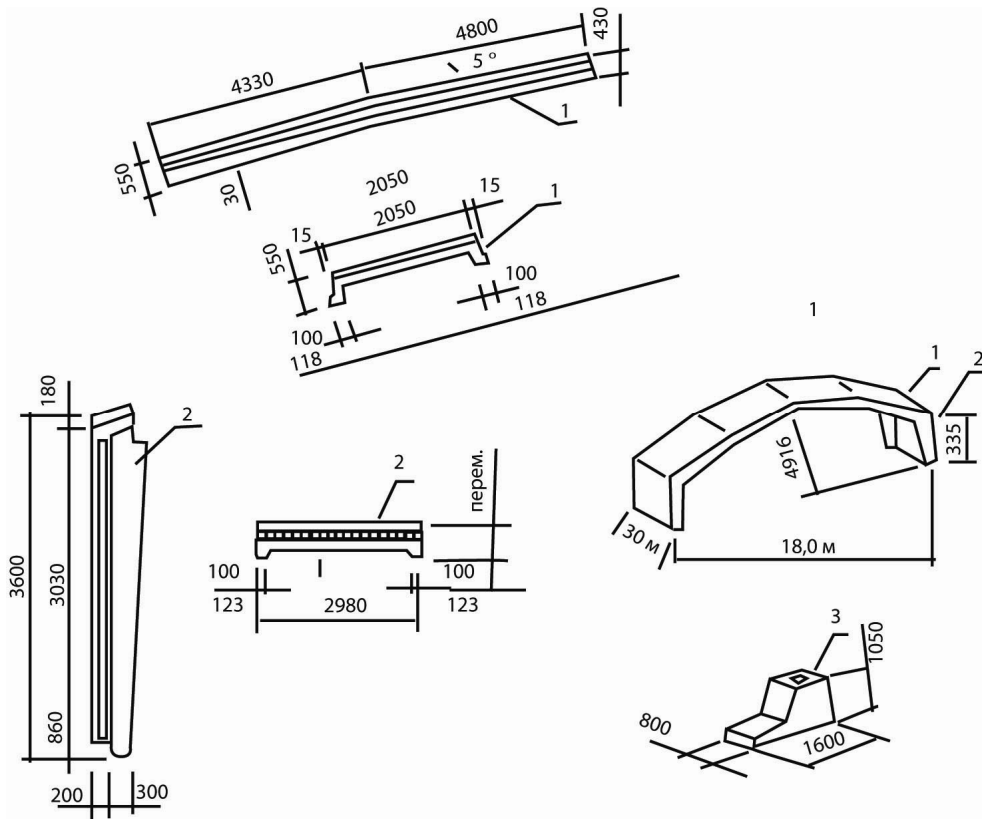


Рис. 1.25. Схема об'ємного блоку 3x18м, його елементів і фундаменту:
1 – елемент покриття; 2 – стіновий елемент; 3 – фундамент

Тришарові стінові панелі на гнучких зв'язках, що включають також утеплювач ФРП-1, з'єднуються із плитами покриття за допомогою електрозварювання закладних деталей і накладок. Ребристі плити покриття разом з ребристими стіновими панелями утворюють несучий об'ємний блок, що працює за схемою двохшарної рами разом із плитами покриття і стінами. Рамно-панельна конструкція призначена для наступних умов будівництва: вага снігового покриву - 1,0 кПа; швидкісний напір вітру - 0,45кПа; розрахункова температура зовнішнього повітря - 33°C; сейсмічність районів - не більше 8 балів; відносна вологість повітря до 85%.

Конструкції виготовляються на ЗБК в Гусак-Кришталевому Володимирській області з бетону класу В30 й арматури класів А-Ш, А-1 і В-1 без попереднього натягу в метало формах за стендовою технологією.

Економічна ефективність у порівнянні з типовими конструкціями на 1 м² підлоги склала: бетону -- 0,095 м³, арматурної сталі --4,413 кг, цементу -- 33,22 кг. Загальний економічний ефект – 9,20 крб. на 1 м² підлоги. Зведено 13 будинків Володимирської птахофабрики.

1.7. Аналіз існуючих рішень рамних конструкцій

Усього було розглянуто і проаналізовано 47 конструкцій рам, у тому числі 26 рам з прольотом 21,0 м, розроблених 24 організаціями, і 21 рама з прольотом 18,0 м, розроблених 20 організаціями.

Проліт рам був прийнятий 21,0 м і 20,6 м (11,5%), а також 18,0 м і 18,6 м (38,1%).

Крок рам при прольоті 21,0 м було передбачено 6м; 4,5 м (3,8%); 4 м (15,4%) і 3 м (3,8%). При прольоті 18,0 м - 6 м; 4,8 м (4,8%); 4 м (33,3%) і 3 м (14,3%).

Розрахункові навантаження на рами були прийняті: при прольоті 21м - від 7,5 до 26,5 кН/м, при прольоті 18 м - від 6,0 до 27,1 кН/м.

Перетин рам був прийнятий трапецієвидним в 3 рамах (6,4%), двотавровим - в 5 рамах (10,6%), тавровим - в 13 рамах (27,7%) і прямокутним - в 26 рамах (55,3%). Ширина перетину рам становила 140, 160, 180 і 200 мм, причому прямокутний перетин перебував у межах 140-180 мм, а тавровий і двотавровий перетин приймався 180-200 мм.

Висота стійки рами по зовнішній грані була прийнята:

- при прольоті 21 м - 2,8; 2,9; 3,06; 3,12; 3,2; 3,3 (46,1%); 3,46; 3,5; 3,6; 3,75; 3,8; 3,85; 5,0; 5,15 м;

- при прольоті 18 м - 2,6; 2,8; 3,06; 3,12; 3,15; 3,3 (14,3%); 3,35; 3,46; 3,5; 3,6; 3,75; (14,3%); 3,77; 3,8; 3,83; 4,05; 5,0 м;

Ухили ригеля рами становили:

- при прольоті 21 м - 1:4 (25%) в 16 рамах з 26, а також 1:4,1 (23%); 1:4,1 (24,4%); 1:3,9 (25,6%); 1:3,6 (28%); 1:3,3 (30%); 1:3,2 (31%); 1:3,0 (33,3%); 1:2,8 (35,7%);

- при прольоті 18 м - 1:4 (25%) в 10 рамах з 21, а також 1:4,3 (23,3%); 1:3,9 (25,6%); 1:3,3 (30,3%); 1:3,2 (31%); 1:3,0 (33,3%); 1:2,9(34,5%); 1:2,8(35,7%).

При прольоті 21 м 15 піврам прийняті суцільними й 11 складеними, а при прольоті 18 м відповідно 13 суцільні і 8 складені. Причому складені піврами мали в основному розріз у вузлі сполучення ригеля зі стійкою. Як правило, карнизний вузол суцільних піврам був посилений вуттом, що є в конструкціях 14 піврам при прольоті 21 м і в 13 - при 18 м.

Висота перетину п'яти в конструкціях рам коливається в межах 150 (гратчаста стійка), 250, 300, 350, 360, 400, 450 мм - при прольоті 21 м і 130 (гратчаста стійка), 220, 250, 290, 300, 350, 400, 450 мм - при прольоті 18 м. Крім того, глибина закладення кінців рамних стійок від нульової оцінки коливалася в межах від 200 до 600 мм.

Висота перетину конка ригеля рами коливається також у проміжках 200, 250, 300, 350 і 400 мм при прольоті 21 м і 200, 220, 250, 265, 300, 330, 350, 450 при прольоті 18 м.

Клас бетону прийнятий при прольоті 18 м - В20 (14,3%); В30 (76,2%) і В 35 (9,5%); а при прольоті 21 м - В20 (11,5%), В30 (77,0%) і В35 (11,5%).

Клас арматурної сталі в піврамах прийнятий в основному А-Ш, а також А-П - 14,2% при прольоті 18 м і 11,5% при прольоті 21 м. По цьому й іншому показниках рами в більшості випадків не відповідають єдиній модульній системі /91, 92, 93/ і не відповідають уніфікованим габаритам схемам сільськогосподарських споруд /75/ (табл. 1.4).

Відповідно до ДСТУ /92/ ширина прольотів споруд приймається - 6, 9, 12, 18 і 21 м. Допускається приймати прольоти шириною 7,5 м у сполученні із прольотом 6 м. Крок колон і рам 6 або 3 м. Висота поверху у випадку застосування каркаса з рам приймається по технологічних вимогах залежно від призначення споруди. Відстань від рівня чистої підлоги до точки перетинання ліній зовнішньої грані стійки й ригеля рами приймається мінімально необхідним і кратним 0,3 м. Ухили покрівель із листових профільованих матеріалів варто приймати від 10 до 25%.

Зіставлення фактичних об'ємно-планувальних рішень рамних каркасів з нормованими /91,92/ наочно показано на рис.1.26.

Слід також зазначити, що конструкції піврам відрізняються за різними прийомами армування і іншим особливостям. Крім того, порушуються принципи уніфікації діаметрів арматури і товщини прокату. Так, наприклад, у конструкції рами Одеського Облміжколгоспбуду застосовано 7 діаметрів арматури класу А-Ш і прокат 4-х товщини /16/. Використовується також у рамах сталь класу А-П, що не рекомендується.

У зв'язку з різноманітністю об'ємно-планувальних і конструктивних параметрів піврам, наведених у таблиці 1.4, детальне зіставлення конструкцій піврам не являється можливим. Однак установлений взаємозв'язок розрахункового навантаження піврам з їх масою, об'ємом бетону й витратою сталі (рис.1.27,а,б). Як видно з рисунків зі збільшенням навантаження на півраму витрата сталі росте в більшій мірі ніж витрата бетону і її маса, необхідні для її сприйняття при великому розкиді техніко-економічних показників.

Найменшу масу й витрату бетону мають піврами типу РЖ і РЖС, найбільшу -- типу ПР. Середнє положення займають піврами типу РЖУ. Що стосується витрати сталі, то проглядається частково-лінійна залежність росту витрати сталі зі збільшенням навантаження на ригель піврами типу РЖ, РЖС і ПР (рис.1.27, 1.28). При цьому піврами РЖУ мають трохи підвищену металоємність, а окремі випадки різкого зростання витрати сталі в піврамах РЖУ з прольотом 18 м пояснюється наявністю підвищеної стійки.

Інститутом УкрНДІДіпросільгосп за участі автора на прохання Держбуду України було підготовлено близько 150 висновків і рецензій по робочих кресленнях конструкцій тришарнірних залізобетонних рам, застосовуваних в Україні і результатам їх випробувань.

Аналіз робочих креслень конструкції піврам дозволив зробити наступні міркування й пропозиції:

- перетинання стрижнів варто здійснювати контактним зварюванням, а не ручною дуговою;
- поздовжній крок рам рекомендується приймати рівним 3,0 або 6,0 м /92,93/, висоти стійок із внутрішньої сторони повинні бути не менш 2,4 м;

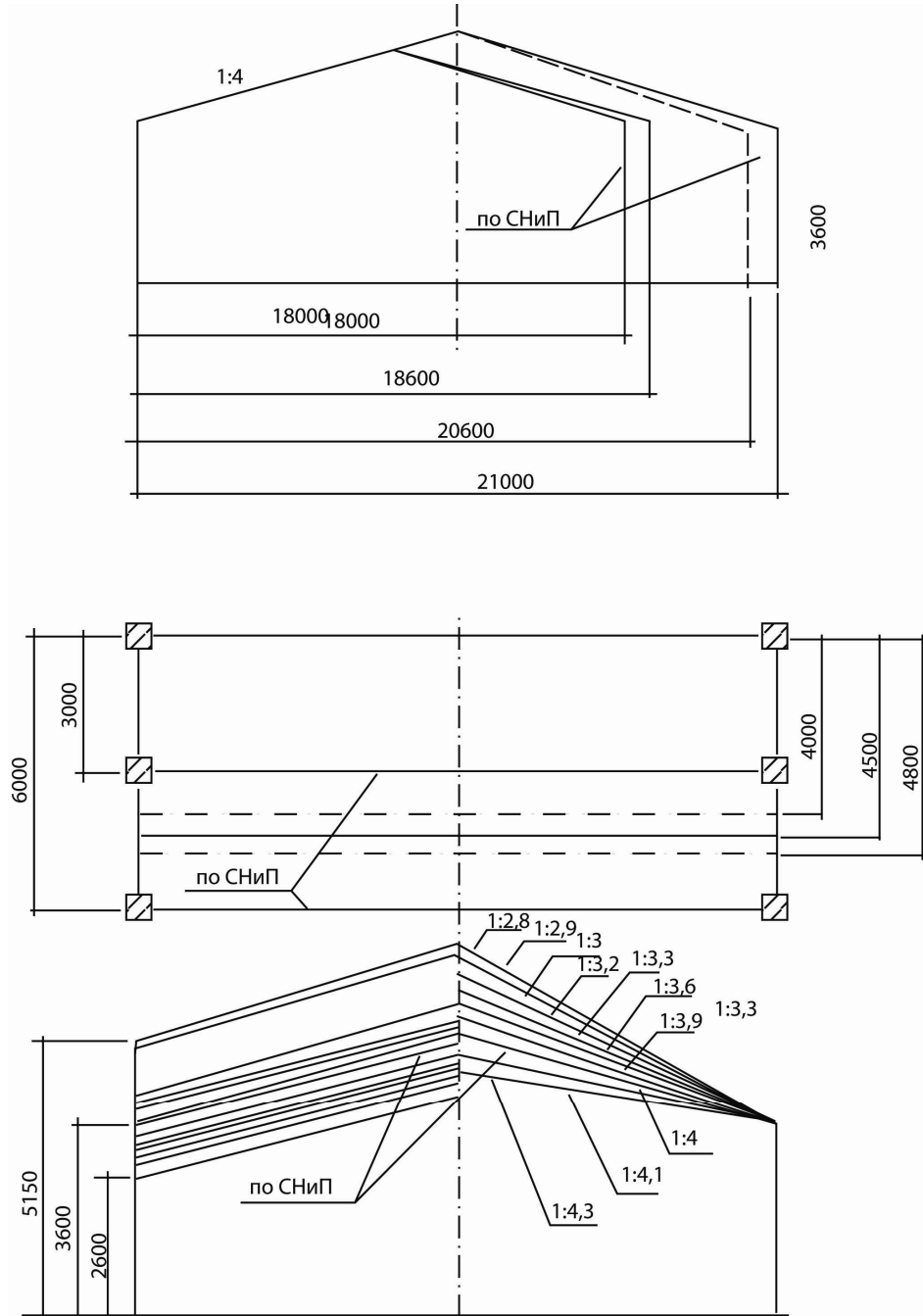


Рис. 1.26. Зіставлення фактичних об'ємно-планувальних рішень каркасних споруд з нормованими

- при виготовленні піврам необхідно строго витримувати проектне положення арматурних каркасів, що забезпечує необхідну товщину захисного шару;
- прив'язку стійок рам у місцях поперечних температурних швів рекомендується виконувати на відстані 500 мм /92/;

- розміщення п'яти рами в закритому із чотирьох сторін стакані фундаменту варто визнати не цілком вдалим. Доцільно, на наш погляд, зробити гніздо повністю відкритим з боку приміщення для полегшення заведення п'яти рами і контролю надійності її обпирання;

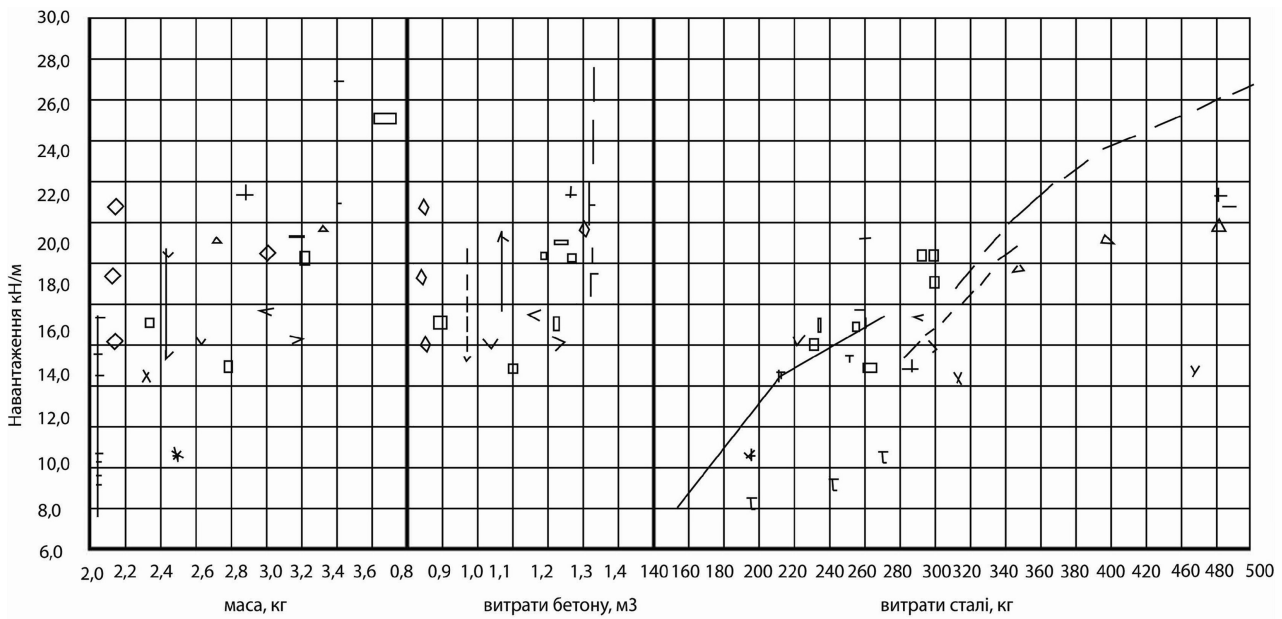


Рис. 1.27. Залежність матеріалоемності піврам 10,5м від розрахункового навантаження
 ----- по значенням піврам РЖ і РЖС (к.Гіпрооргсільбуд, ЦНИИЭПсельстрой, НИИЖБ);
 - - - - теж саме по піврамам ПР (к. Гіпрооргсільбуд, ЦНИИЭПсельстрой, НИИЖБ);
 - . - . - теж саме по піврамам РЖУ (к. Гіпрооргсільбуд, КІСІ)

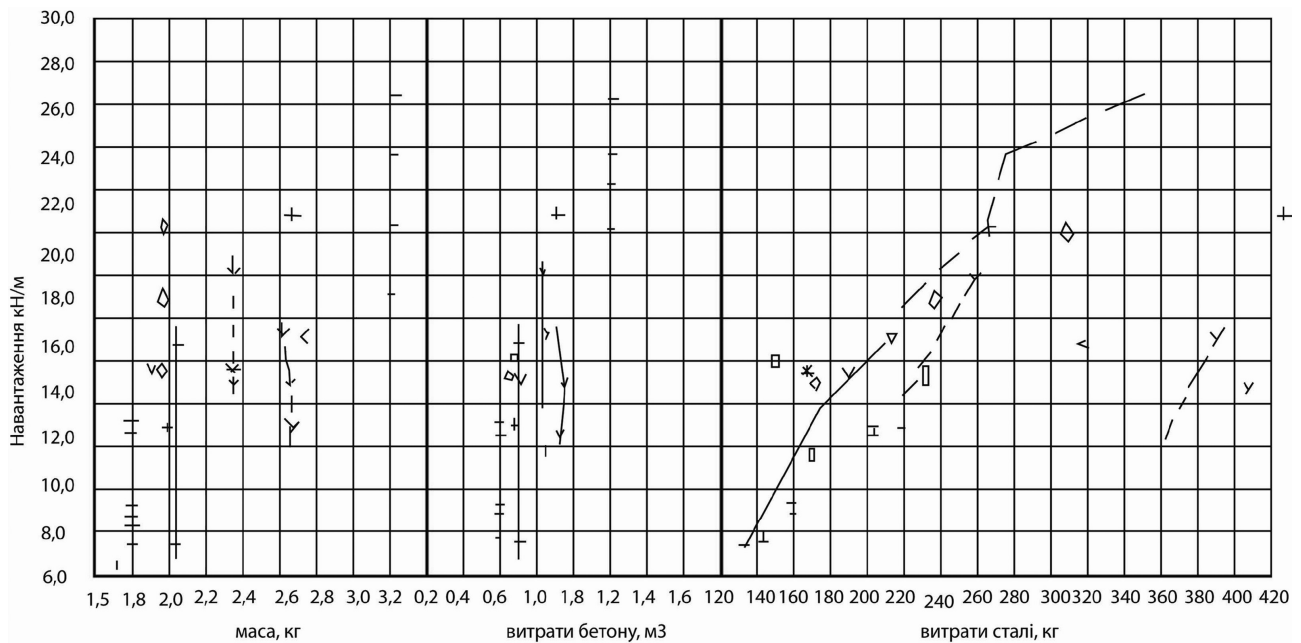


Рис. 1.28. Залежність матеріалоемності піврам 9.0 м від розрахункового навантаження
 ----- по значенням піврам РЖ і РЖС (к.Гіпрооргсільбуд, ЦНИИЭПсельстрой, НИИЖБ);
 - - - - теж саме по піврамам ПР (к. Гіпрооргсільбуд, ЦНИИЭПсельстрой, НИИЖБ);
 - . - . - теж саме по піврамам РЖУ (к. Гіпрооргсільбуд, КІСІ)

- необхідно привести обґрунтування прийнятого співвідношення величин постійних і тимчасових навантажень;

- в альбомах робочих креслень необхідно привести монтажні схеми й креслення конструкцій зв'язків, що забезпечують стійкість елементів рамного каркасу споруди при різних конструктивних рішеннях покриттів, особливо при прогонному і змішаному рішеннях із застосуванням плит АКД;

- у пояснювальній записці проекту варто вказати конструктивні рішення покриттів, кліматичні умови застосування рами, крок рам і т.ін.;

- необхідно передбачити або обмовити установку закладних деталей для кріплення плит, прогонів покриття й зв'язків, а також пристрою отворів для пропуску комунікацій;
- зважити в робочих кресленнях транспортування, зберігання і монтаж залізобетонних піврам строго у вертикальному положенні;
- на робочих кресленнях рекомендується приводити схему випробування рам, величини контрольних навантажень при випробуванні на міцність, жорсткість і ширину розкриття тріщин відповідно до вимог ДСТУ;

Покриття в спорудах з рамними каркасами застосовуються трьох типів: прогонне, плитне, змішане. У першому випадку по залізобетонних прогонах із кроком 1,5 м укладаються азбестоцементні хвилясті листи з пароізоляцією і мінераловатним утеплювачем. Таке покриття має невелику масу, але досить трудомістке при монтажі. В другому випадку при пристрої покриттів із залізобетонними плитами збільшується його маса, витрата бетону і сталі. У змішаному варіанті по залізобетонних прогонах із кроком 3,0 м укладаються полегшені плити типу АКД 3,0x1,5 м. Останній варіант є оптимальним за техніко-економічними показниками /102/.

Розглянуті конструкції залізобетонних рам відносяться до тришарнірних статично визначених конструкцій. Поряд із цим зустрічалися конструкції безшарнірних та одношарнірних рам (інститут к. Гипрооргсільбуд).

Як відомо, шарніри знімають ступінь статичної невизначеності рам, тому додаткові зусилля в рамах від впливу температури, нерівномірного осідання опор, усадки й повзучості залізобетону при шарнірному обпиранні стійок менше, ніж при твердому закладанні опор у фундаментах. В силу цього в шарнірних рамах більш важкі ригелі, а стійки мають змінний перетин з більш легкими фундаментами. При безшарнірному з'єднанні стійок з фундаментами, ригелі більш легкі, стійки більших перетинів при більш важких фундаментах.

Шарнірні сполучення стійок з фундаментами влаштовують при слабких і просадних ґрунтах, а також при значних температурних коливаннях, тому що такі рами менш чутливі до цих явищ і можливих осадів опор. Для перекриттів більших приміщень знаходили застосування рами з прольотом до 30-40 м, а застосовуючи попередню напругу в арматурах прольоти можна збільшити до 50 м. При більших прольотах залізобетонні рами обходяться дорожче, ніж металеві ферми, що пояснюється нераціональними співвідношенням, що виходить у таких випадках, між корисним навантаженням і значною власною вагою.

В Україні застосовуються дві типи залізобетонних піврам - суцільні й складені. Розріз піврам у куті сполучення ригеля зі стійкою, зроблений з метою спрощення технології виготовлення й транспортування складених елементів, призвело до додаткової операції по укрупнювальному складанню.

Зіставляючи складову півраму із суцільною, можна помітити як достоїнства, так і деякі недоліки, оцінка яких приводиться нижче.

До достоїнств складеної піврами можна віднести наступне:

-простота виготовлення арматурних каркасів, що дозволяє налагодити механізоване їх виготовлення з використанням існуючого стандартного устаткування (точкові зварювальні апарати та ін.)

- прості опалубні металеві форми;
- можливість ущільнення бетону в елементах піврам на вібростолах;
- можливість використання пропарювальних камер;
- можливість виготовлення ригелів і стійок піврам у цехах заводів ЗБК з використанням наявних технологічних ліній;
- простота складування як на заводі ЗБК, так і будмайданчиках;
- простота транспортування прямолінійних складених елементів.

До недоліків складної піврами варто віднести необхідність виробництва укрупнювального складання й антикорозійного захисту металу в місці сполучення ригеля зі стійкою. Незважаючи на відзначені недоліки, складені піврами вигідно відрізняються від суцільних за умовами їх виготовлення і транспортування.

Габаритні розміри перетинів складених і суцільних піврам майже однакові. По витраті сталі складена й суцільна піврами близькі між собою. Пристрій сполучення ригеля зі стійкою не викликає помітного збільшення витрати сталі на конструкцію. Стики елементів складених піврам влаштовуються або в місцях з'єднання ригеля зі стійкою в карнизному вузлі -- пропозиції інж. Д.І.Маркова (рис.1.9) і інж. В.С.Єськова (рис. 1.10), або в місцях нульових згинальних моментів від постійного навантаження -- пропозиція інж. С.В.Архангельського (рис.1.19). Перевага першого

рішення - є простота форм стійок, що полегшує і виготовлення і перевезення. Однак, пристрій стиків у місцях більших згинальних моментів вимагає особливо ретельного виконання робіт.

Конструкція рами, розроблена Одеським Облміжколгоспбудом (рис.1.9) складається із гратчастих стійок, на які укладаються ригелі прямокутного перетину. Вузол сполучення ригеля зі стійкою при даному способі з'єднання має сильно розвинену верхню частину стійки, що погіршує можливість експлуатації споруди.

В наслідок не зовсім вдало вибраного, з нашої точки зору, способу розріз вузла сполучення ригеля зі стійкою в місці роботи сполучених частин на стиск виникають більш дотичні напруження, що ускладнюють конструкцію вузла.

З метою спрощення конструкції вузла сполучення ригеля зі стійкою розріз елементів рами, розроблений ЦНИИЭПсельстроем, НИИЖБ та Кримоблміжколгоспбудом, виконана під кутом в карнизному вузлі. Як видно з рис.1.10, вузол сполучення вирішений за допомогою електрозварювання арматурних випусків стійки із закладною деталлю ригеля по зовнішньому контурі, що працює на розтягання, і заставних деталей, що передають стискальні зусилля по внутрішньому контурі.

Техніко-економічна ефективність складеної залізобетонної піврами досягається за рахунок: спрощення армування вузла сполучення ригеля зі стійкою; спрощення технології виготовлення і транспортування елементів складеної піврами, зменшення ширини стійки з 1300 мм до 750 мм.

У відмінності від двох вищеописаних способів розріз піврам у карнизних вузлах інститутами Гіпрооргсільбуд (рис.1.19) і Омсколгоспроект (рис.1.20) розріз піврам прийнято в прольоті ригеля в місцях мінімальних згинальних моментів, що повинно скорочувати металоємність стиків. У зв'язку з тим, що конструкція залізобетонних рам з прольотом 18 і 21 м, розроблених Гіпрооргсільбудом, прийняті по безшарнірній й одношарнірній схемам, зазначені рами одержали обмежене застосування і вимагають експериментального вивчення /16/.

Поряд зі складовими в Україні широко використовуються суцільні піврами прямокутного, таврового і двотаврового перетину (табл. 1.4) Найбільш економічними по матеріалоємності й масі є піврами таврового перетину, але при цьому ускладнюється виготовлення арматурних каркасів і бетонування конструкцій.

Перевагою суцільних залізобетонних піврам є можливість їхнього виготовлення у вертикальних касетних установках по 8-12 виробів одночасно, скорочення строків монтажу, відсутність зварних з'єднань. Недоліками є: досить значна металоємність касетних установок, трудомісткість складування й транспортування.

У цей час не існує єдиної точки зору на питання, якому рішенню віддати перевагу, складеній або суцільній конструкції піврами. У зв'язку із цим обидва варіанти рішення залізобетонних піврам (складена й суцільна) прийняті для впровадження в сільському будівництві України.

Ефективність і надійність рамних конструкцій сприяє масовому їх застосуванню в каркасних сільськогосподарських виробничих спорудах. Висока ефективність залізобетонних рамних конструкцій пояснюється тим, що в елементах рам матеріал працює переважно на внутрішньо центровий стиск -- основний вид зусилля, що найбільш повно відповідає природі залізобетону.

1.8. Оцінка ефективності застосування тришарнірних залізобетонних рам

За пропозицією керування сільським будівництвом України з метою впорядкування питання застосування рамних конструкцій к. інститутами Укрколгоспроект та УкрНДІДіпросільгосп за участю автора проведена більша робота з узагальнення досвіду й техніко-економічного обґрунтуванню застосування ефективних рішень рамних конструкцій для будівництва сільськогосподарських виробничих споруд шириною 18 і 21 м в умовах України. В результаті було встановлено, що найбільш економічними і менш матеріалоємними є конструкції тришарнірних залізобетонних рам таврового перетину з прольотами 18 і 21 м, розроблені інститутами Гіпрооргсільбуд, ЦНИИЭПсельстрой та НИИЖБ /10,39,42/.

Порівняння вартості витрат на працю на виготовлення піврам таврового (складені й суцільні) і прямокутного перетину показує, що при майже рівній вартості й витратах на працю на їх виготовлення (включаючи укрупнювальну зборку) рами таврового перетину вигідно відрізняються від прямокутних по масі (62%), вартості транспортування (48%), а також по витратах пару (58%) і електроенергії (57%) на їх виготовлення /102/.

Інститутом к.Укрколгоспроект було проведено порівняння варіантів конструктивного рішення повнокаркасних сільськогосподарських споруд з прольотом 21 м (табл.1.9). Як видно з таблиці 1.9, конструктивні рішення споруд з використанням рамних конструкцій з різними варіантами покриття й

фундаментів типу "башмак" у більшості випадків економічне за споруди зі стояково-балковою системою по типовому проекту 801-23, за всіма показниками, за винятком деякої перевитрати арматурної сталі для схем 6-8, де перевитрата становить від 15,3 до 45,7%.

Останнім часом в якості фундаментів під рамні конструкції широко застосовуються пірамідальні палі. У зв'язку із цим к. інститутом Укрколгоспроект і НДІБК було проведено порівняння варіантів конструктивних рішень повнокаркасних сільськогосподарських будинків з прольотом 18 і 21 м із застосуванням для фундаментів пірамідальних паль (табл.1.10).

З табл. 1.10 видно, що конструктивні рішення споруд з використанням пірамідальних паль і рамних конструкцій з різними рішеннями покриття економічніші за стояково-балкову систему по типовим проектам 1.800 за всіма показниками, за винятком витрати арматурної сталі при покриттях із застосуванням залізобетонних плит, де перевитрата становить 19,5% при прольоті 21м і 17-23% при прольоті 18м. Слід також зазначити, що виробничі споруди з несучим рамним каркасом, у порівнянні з будинком із традиційними стояково-балковими залізобетонними конструкціями, мають ряд істотних переваг: на 30% зменшується маса конструкцій і на 1,5-3% кошторисна вартість будівництва; скорочуються кількість монтажних елементів каркасів в 2-2,5 рази й тривалість зведення споруди на 10-15%. Відсутність внутрішніх опор дозволяє застосувати гнучку технологію утримання тварин при безперервному вдосконалюванні засобів механізації. Рамні конструкції мають підвищену корозійну стійкість.

Проведені к. інститутами Укрколгоспроект та УкрНДІДіпросільгосп /10,25,39,46,50/ за участі автора техніко-економічні порівняння підтверджують ефективність застосування рамних конструкцій у каркасних сільськогосподарських спорудах.

К. інститутом Укрколгоспроект і його філіями було досліджено близько 20 типів конструктивних схем споруд, що застосовуються, з каркасом зі збірних залізобетонних піврам різних типів при кроці 3,0; 4,0; 4,5; 6,0 м, з покриттями зі збірних залізобетонних плит типу СПР, ПР по залізобетонних прогонах, комбінованих(табл.1.11), де наведені техніко-економічні показники по конструктивних елементах сільськогосподарських виробничих споруд з прольотом 21 м з каркасом із залізобетонних рам.

Аналіз показав, що оптимальними за техніко-економічними показниками є рішення споруд з каркасом зі збірних залізобетонних піврам РЖС-1350 (для першого снігового району) і РЖС-1600 (для другого снігового району), установлених із кроком 4,5 м під покриття зі збірних залізобетонних плит ПР 45x30 і кроком 6 м під покриття з азбестоцементних листів по залізобетонним прогонам типу ПЖТ, встановленим через 1,5 м, а також із кроком 6 м під покриття із плит АКД по збірних залізобетонних прогонах ПЖТ, встановленим через 3 м.

Конструктивні рішення повнозбірних сільськогосподарських виробничих будинків шириною 21 і 18м представлені в табл.1.12.

Таблиця 1.9

Порівняння варіантів конструктивного рішення повнокаркасних сільськогосподарських споруд з прольотом 21м

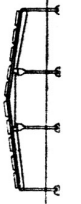
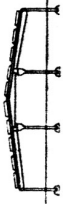
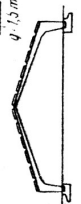







Схема, навантаження, крок	Назва конструктивного елемента	Марка	Маса, т	Клас бетону	Кількість на секцію	Витрати матеріалу			Вартість, крб/м ²	Трудо-місткість, ч х ч / м ²		
						на елемент	на секцію	на 1 м ²				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
т.п.801 Укр-НД/Діпросільгосп, крок 6м 	Плита	ПКШ-2	110	B20	14	0,5/57,9	7,1/811,3					
	Балка	БО-7,5	2,30	B30	2	0,9/171,2	1,8/312,4					
	Колона	БД-6 – 2	1,30	B30	1	0,5/225,7	0,5/225,7		10,03	12,58	12,02	0,60
		КСЗ-420	1,04	B20	2	0,416/542	0,83/108		100%	100%	100%	100%
Фундаментний башмак 	СК2-36-2	0,36	B20	2	0,144/36,6	0,29/79,2						
	СФК-10	1,02	B15	4	0,41/5,6	1,64/22,4	13/1584,1					
ЦНИИПсельстр, УКП, крок 4м 	Плита	ПР-2	0,72	B20	10,5	0,30/33,6	3,2/353					
	Піврама	РЖ-21-1500	3,25	B20	2	1,3/29,7	2,6/594					
	Фунд. башмак	ФР-16	1,75	B20	2	0,695/28	1,39/56	8,55	11,95	10,56	0,42	
ЦНИИПсельстр, УКП, крок 6м 	Прогін	ПР-1	0,43	B30	12	0,16/36,1	2,0/433					
	Піврама	РЖ-21-1500	3,25	B20	2	1,3/297	2,6/591	1,77	8,6	9,29	0,59	
	Фундаментний башмак	ФР-16	1,76	B20	2	0,695/28	1,39/55	17,5%	68,4%	77,3% ³	98,3%	
Кримський ОМКС, філіал УКП, ЦНИИПсельстр, УКП, крок 4 м 	Плита	ПР-2	0,72	B20	10,5	0,30/33,6	3,2/353,9	7,32	11,7	9,5	0,48	
	Піврама	РЖ-21-Т	1,95	B30	2	0,78/286	1,56/572	73,0%	93%	77,4%	80%	
	Фундаментний башмак	ФР-16	1,75	B20	2	0,695/28	1,39/56					
	Прогін					Всього	6,15/981					

табл.1.9

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
ЦНИИЭсельстр, УКП, крок 6м 	Плита Піврама Фундамент- ний башмак	ПР-1 РЖ-21-Г ФР-16	0,43 1,95 1,75	В30 В30 В20	12 2 2	0,167/36 0,78/286 0695/28 Всього	2,0/433 1,6/572 1,39/56 4,5/1061	3,93 39,2%	8,42 66,9%	8,45 70,3%	0,64 106,7%
Миколаївська філія УКП, крок 6м 	Плита Піврама Фундамент- ний башмак	СПР-60- 200 РЖ-21-6 Ф-21-8-1	1,19 3,00 2,70	В20 В30 В20	14 2 2	0,48/56,6 1,2/691 1,14/62 Всього	6,67/794 2,4/1382 2,28/134 11,3/2310	9,02 90%	18,33 146%	11,33 94,3%	0,34 56,7%
Запорізька філія УКП, крок 4 м 	Плита Піврама Фундамент- ний башмак	ПР-2 Р-20 Ф-1	0,72 2,30 4,0	В20 В30 В20	10 2 2	0,3/33,6 0,92/443 1,6/77,2 Всього	3,05/336 1,84/887 3,2/15,44 8,09/1377	9,83 98,0%	16,7 132,7%	11,64 96,8%	0,43 71,7%
Тернопільська ф. УКП, крок 4 м 	Плита Піврама Фундамент- ний башмак	ПР-2 РУР-21/6 РСК-21/6-А Ф-21-6	0,72 1,85 0,30 1,65	В20 В30 В30 В20	10,5 2 2 2	0,30/33,6 0,94/403,8 0,65/27,8 Всього	3,2/353 1,88/807,6 1,3/55,6 6,38/1216	7,6 75,8%	14,5 115,3%	10,42 86,7%	0,48 80%
Одеський ОМКС, Крок 6 м 	Прогін Піврама Фундамент- ний башмак	ПР-1 РУР-21/6 РСК-21/6 Ф-21/6	0,43 1,83 0,50 1,62	В30 В30 В30 В20	12 2 2 2	0,167/36,1 0,94/403,8 0,65/27,8 Всього	2,0/433,8 1,88/807,6 1,3/55,6 5,18/1296	4,1 40,9%	10,3 81,9%	9,20 76,5%	0,64 106,7%

Таблиця 1.10

Порівняння варіантів конструктивного рішення повнокаркасних сільськогосподарських споруд з прольотом 18 та 21м (нормативне снігове навантаження 70кг/м²) / Укрколгоспроект, НДБК/

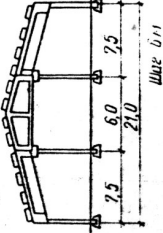
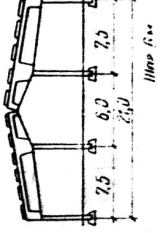
Схема, навантаження, крок	Назва конструктивного елемента, марка	Маса, т	Клас бетону	Кількість на секцію	Витрати матеріалу на 1 м ²						Вартість, 1 м ² , крб
					на елемент		на секцію		на 1 м ²		
					бетон, м ³	сталь, кг	бетон, м ³	сталь, кг	бетон, м ³	сталь, кг	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
Проліт 21м, серія 1800, q=2,1т/м 	Плита СПР60-200	1,19	B20	14	0,48	6,74					
	Балка БС7.5-2	1,45	B25	2	46,46	6500					
	Ферма ФБТ6-3	1,00	B30	1	0,58	1,16					
	Колона СКТ3-54 - 1	0,31	B30	2	123,0	246					
	Колона СК2-36 - 2	1,36	B20	2	0,40	0,40					
	Фундаментний башмак СФК-10	1,02	B15	4	119,0	119					
						0,524	1,05	0,089	9,42	10,32	
						42,96	85,9	100%	100%	--	100%
						0,144	0,29				
						30,05	60,1				
ЦНИИЭПсельстрой q=2,1т/м 	Плита СПР-60--200	1,19	B20	14	0,48	6,74					
	Балка КБ-1080 - 1	2,00	B30	2	46,46	650					
	Колона СКТ3-54 - 1	1,31	B30	2	0,79	1,58					
	Колона СК2-36 - 2	0,36	B20	2	163,0	326					
	Фундаментний башмак СКФ-10	1,02	B15	4	0,524	1,05					
						42,96	85,9				
						0,144	0,29	0,09	9,10	9,56	
						30,05	60,1	100%	96,5%	95,5%	
						0,408	1,63				
						5,64	22,5				

табл.1.10

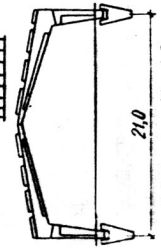
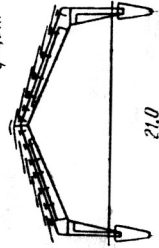
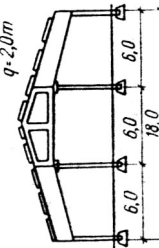
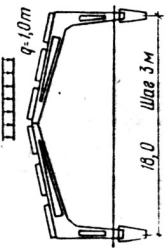
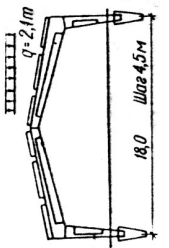
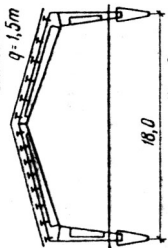
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Гідрооргсільбуд, Укркологоспроект, НДБК $q=1,5\text{м/м}$ 	Плита ПР45на30	1,52	B20	6	$\frac{0,608}{4,42}$ $\frac{0,328}{33,78}$ $\frac{0,85}{272,1}$ $\frac{0,40}{35,0}$	$\frac{3,65}{386,5}$ $\frac{0,66}{67,6}$ $\frac{1,70}{544,1}$ $\frac{0,80}{70,0}$	$\frac{0,07}{81,0\%}$	$\frac{11,27}{119,5\%}$	---	$\frac{9,24}{92,5\%}$
	Рама РЖС-21 – 1500	2,12	B30	2	$\frac{0,85}{272,1}$	$\frac{1,70}{544,1}$	$\frac{0,07}{81,0\%}$	$\frac{11,27}{119,5\%}$	---	$\frac{9,24}{92,5\%}$
	Фундамент СР-21 – 2	1,00	B20	2	$\frac{0,40}{35,0}$	$\frac{0,80}{70,0}$	$\frac{0,07}{81,0\%}$	$\frac{11,27}{119,5\%}$	---	$\frac{9,24}{92,5\%}$
	Настил із азбестоцемент- них листів УВ-7,5	33,0	-	84	-	-	-	-	-	-
Гідрооргсільбуд, Укркологоспроект, НДБК 	Прогін ПЖТ- 375	0,33	B30	16	$\frac{0,133}{33,4}$ $\frac{0,85}{272,1}$ $\frac{0,40}{35,0}$	$\frac{2,13}{534,0}$ $\frac{1,70}{541,1}$ $\frac{0,80}{70,0}$	$\frac{0,037}{41,2\%}$	$\frac{9,1}{97\%}$	1,17	$\frac{9,14}{91,5\%}$
	Рама РЖС-21 – 1500	2,12	B30	2	$\frac{0,85}{272,1}$	$\frac{1,70}{541,1}$	$\frac{0,037}{41,2\%}$	$\frac{9,1}{97\%}$	1,17	$\frac{9,14}{91,5\%}$
	Фундамент СР-21 -2	1,00	B20	2	$\frac{0,40}{35,0}$	$\frac{0,80}{70,0}$	$\frac{0,037}{41,2\%}$	$\frac{9,1}{97\%}$	1,17	$\frac{9,14}{91,5\%}$
	Плита СПР-60 – 200	1,19	B20	12	$\frac{0,48}{76,45}$ $\frac{0,34}{80,0}$ $\frac{0,40}{119,0}$ $\frac{0,470}{40,46}$ $\frac{0,144}{30,05}$ $\frac{0,408}{5,64}$	$\frac{5,76}{557,0}$ $\frac{0,68}{160,0}$ $\frac{0,40}{119,0}$ $\frac{0,94}{80,7}$ $\frac{0,28}{60,1}$ $\frac{1,63}{22,6}$	$\frac{0,089}{100\%}$	$\frac{9,2}{100\%}$	--	$\frac{11,32}{100\%}$
Проліт 18 м Серія 1.800 	Балка БС6-2	0,85	B20	2	$\frac{0,34}{80,0}$ $\frac{0,40}{119,0}$ $\frac{0,470}{40,46}$ $\frac{0,144}{30,05}$ $\frac{0,408}{5,64}$	$\frac{0,68}{160,0}$ $\frac{0,40}{119,0}$ $\frac{0,94}{80,7}$ $\frac{0,28}{60,1}$ $\frac{1,63}{22,6}$	$\frac{0,089}{100\%}$	$\frac{9,2}{100\%}$	--	$\frac{11,32}{100\%}$
	Ферма ФБТ6-3	1,00	B30	1	$\frac{0,40}{119,0}$ $\frac{0,470}{40,46}$ $\frac{0,144}{30,05}$ $\frac{0,408}{5,64}$	$\frac{0,40}{119,0}$ $\frac{0,94}{80,7}$ $\frac{0,28}{60,1}$ $\frac{1,63}{22,6}$	$\frac{0,089}{100\%}$	$\frac{9,2}{100\%}$	--	$\frac{11,32}{100\%}$
	Колона СКТ3-48 – 1	1,17	B30	2	$\frac{0,470}{40,46}$ $\frac{0,144}{30,05}$ $\frac{0,408}{5,64}$	$\frac{0,94}{80,7}$ $\frac{0,28}{60,1}$ $\frac{1,63}{22,6}$	$\frac{0,089}{100\%}$	$\frac{9,2}{100\%}$	--	$\frac{11,32}{100\%}$
	Колона СК2-36 – 2	0,36	B20	2	$\frac{0,144}{30,05}$ $\frac{0,408}{5,64}$	$\frac{0,28}{60,1}$ $\frac{1,63}{22,6}$	$\frac{0,089}{100\%}$	$\frac{9,2}{100\%}$	--	$\frac{11,32}{100\%}$
Фундаментний башмак СФК-10	1,02	B15	4	$\frac{0,408}{5,64}$	$\frac{1,63}{22,6}$	$\frac{0,089}{100\%}$	$\frac{9,2}{100\%}$	--	$\frac{11,32}{100\%}$	

табл.1.10

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
<p>1</p> <p>Середня 1800 м²</p> 	Плита ПР30-30-2	1,08	B20	6	0,432 34,12	2,59 204,7	0,08 91%	11,3 123%	--	10,80 95%
	Піврама РЖУ 80-5	1,78	B30	2	0,71 173,9	1,42 347,9	0,08 91%	11,3 123%	--	10,80 95%
	Фундамент СРУ8-1	0,8	B20	2	0,32 29,0	0,36 58,0	0,08 91%	11,3 123%	--	10,80 95%
<p>Укрколгоспроект</p> 	Плита ПР45на30	1,52	B20	6	0,608 64,42	3,65 386,5	0,07 82,5%	10,8 117%	--	9,33 81,5%
	Піврама РЖС-18 - 1600	1,97	B30	2	0,79 211,9	1,58 423,8	0,07 82,5%	10,8 117%	--	9,33 81,5%
	Фундамент СР18-2	0,9	B20	2	0,39 32,0	0,72 64,0	0,07 82,5%	10,8 117%	--	9,33 81,5%
<p>ЦНИИЭСельстрой</p> <p>Укрколгоспроект</p> 	Настил із азбестоцементних листів ЧВ-7,5	0,03	--	72	-	-	-	-	-	-
	Прогін ПЖТ-375	0,33	B30	14	0,133 33,4	1,86 467,6	0,089 43,3%	8,86 96,5%	1,17	9,33 82%
	Піврама РЖС-18 - 1600	1,97	B20	2	0,79 211,9	1,58 423,8	0,089 43,3%	8,86 96,5%	1,17	9,33 82%
	Фундамент СР-18 - 2	0,9	B20	2	0,36 32,0	0,72 64,0	0,089 43,3%	8,86 96,5%	1,17	9,33 82%

1. Рамні залізобетонні конструкції у нашій країні і закордоном широко застосовуються при будівництві промислових, виробничих та громадських споруд.

2. Широка ініціатива на місцях, що призвела до масового застосування в будівництві тришарнірних залізобетонних рам для каркасів промислових споруд, є прогресивними і технічно виправданими. Використання рамних конструкцій у каркасних сільськогосподарських будівлях дозволять застосовувати передову технологію і зробити споруди універсальними. Рамні конструкції створюють простір у об'ємах тваринницьких приміщень, підвищують ступінь збірності та знижують масу конструкцій споруд павільйонного типу.

3. Каркасні споруди з тришарнірних рам відрізняються застосовуваними прольотами, поздовжніми кроками рам, висотами стійок, уклонами ригелів, армуванням, класом бетону та іншими показниками, що не відповідає вимогам єдиної модульної системи та уніфікації габаритних схем сільськогосподарських споруд.

4. Найбільш економічними за витратами бетону та сталі порівняно з конструкціями стояково-балкової системи є залізобетонні тришарнірні рами таврового перетину прольотом 18 та 21 м, розроблені інститутом Гипрооргсільбуд, ЦНИИЭПсельстрой та НИИЖБ. Їх можна рекомендувати до застосування у будівництві сільськогосподарських промислових споруд та вважати вихідними для подальшого розвитку та покращення складених та суцільних залізобетонних піврам.

5. Таврова форма поперечного перетину ригелів і стійок піврам є найбільш економічною за матеріалоемністю, в порівнянні з прямокутним перетином, однак їх застосування ускладнює технологію виготовлення таких конструкцій і відбивається на їх вартості.

6. Для полегшення маси рамних залізобетонних конструкцій доцільним було б розробити піврами з легкого залізобетону на пористих заповнювачах (керамзиті, аглопориті, шлаковій пемзі та ін.). Це знизить масу конструкцій на 30-40%.

7. Необхідно провести експериментально-теоретичний дослід стійкості залізобетонних рам при різних схемах їх кріплення.

8. Для більш широкого застосування складених і суцільних залізобетонних піврам таврового перетину доцільно розробити номенклатуру робочих креслень складених і суцільних залізобетонних піврам, що застосовуються для будівництва каркасів сільськогосподарських споруд шириною 18 і 21 м з номінальною висотою приміщень 2,4 та 2,7 м під уніфіковані розрахункові навантаження з врахуванням снігових районів України і різних варіантів покриття: плитному, прогонному та змішаному.

9. Розроблені в системі к. Укрміжколгоспбуд інші типи залізобетонних рам, що погоджені Держбудом застосуванням в інших областях України, можуть бути допущені в сільськогосподарському виробничому будівництві до повної амортизації металевих форм, що використовуються в наш час.

10. К. інститутами УкрНДІДіпросільгосп та Укрколгоспроект в подальшому до масового поширення тришарнірних залізобетонних рам в сільськогосподарському будівництві необхідно уніфікувати їх конструкції, технологію виготовлення, способи зберігання, транспортування, монтажу на основі досягнень вітчизняного та закордонного виробництва.

11. Доцільно розширити номенклатуру проектів із застосуванням рамних конструкцій. Передбачити використання тришарнірних залізобетонних рам для складів, критих токів, гаражів, навісів та інших споруд допоміжного призначення.

12. Рішення фундаментів, що застосовуються під п'яти тришарнірних залізобетонних рам є емкими за матеріалами та трудовитратами. ЦНИИЭПсельстроем для рамних конструкцій розглядається питання застосування найбільш раціональних типів фундаментів, в тому числі пальових.

13. Вдосконалення конструктивних рішень споруд з застосуванням рамних конструкцій слід розглядати і вирішувати як одну з найважливіших задач технічного прогресу в сільськогосподарському будівництві споруд виробничого призначення, поклавши в основу останні розробки та дослідження ЦНИИЭПсельстрой та НИИЖБ.

РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНОК, КОНСТРУЮВАННЯ І ДОСЛІДЖЕННЯ ТРИШАРНІРНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ РАМ

2.1. Вибір і обґрунтування конструктивної схеми і об'ємно-планувальних рішень каркасних будинків

Конструктивні схеми арок і склепіння є найбільш переважними в порівнянні з іншими конструкціями, у зв'язку з наявністю в них тільки стискаючих зусиль. Разом з тим, для сприйняття розпору арок і склепіння необхідно передбачити пристрій до затягування, або масивних фундаментів, що сприймають розпір. Крім того, в пологих арках і склепінні частина приміщень не використовується із-за малої їх висоти у опор /6/. У високих арках і склепіннях, які мають менший розпір, також утворюється об'єм приміщень (рис. 2.1), який не використовується, але опалюється зимою.

Розглянемо конструктивні схеми стовбно-балочних каркасів будівель (рис.2.2). Як у однопролітних, так і в багатопролітних каркасах будівель стійки працюють на стиснення від снігового навантаження і власної маси конструкцій, а так само на згин від вітрового навантаження. Балки ж від снігового навантаження і власної маси конструкції працюють тільки на згин. Внаслідок цього виходить підвищена матеріаломісткість балок при прольотах 18 і 21 м (рис.2.2а). Як варіант зниження матеріаломісткості балок іноді передбачають проміжні стійки, які розділяють балки на дві, або три частини (рис.2.2б). При цьому балки мають шарнірне спирання на стійки.

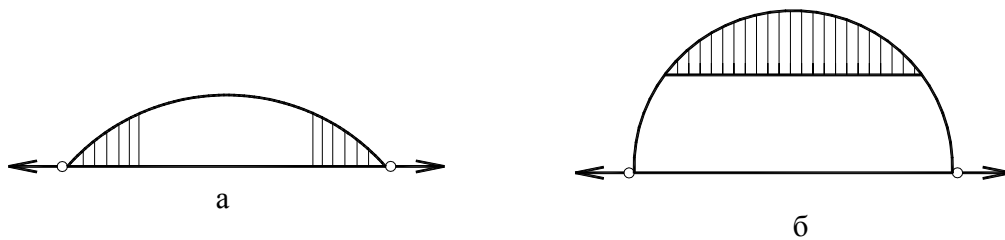


Рис.2.1. Конструктивні схеми арок і склепінчастих покриттів споруд (заштрихована зона – невикористаний об'єм споруди)

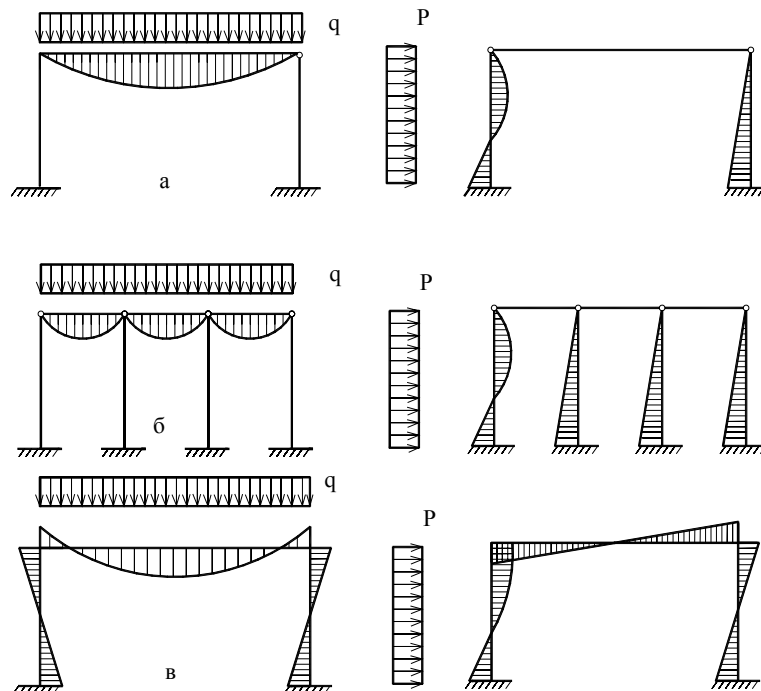


Рис.2.2. Конструктивні схеми каркасів споруд:
а - однопролітна стовбно-балочна; б - трипролітна стовбно-балочна;
в - однопролітна рамна конструкція

У рамній конструкції поперечника ригель жорстко сполучений із стійками, унаслідок чого моменти, що згинають, в прольоті ригелі значно розвантажуються за рахунок опорних моментів у вузлах сполучення ригеля із стійкою, закріплення стійок у фундаментах і частково за рахунок сприйняття вітрового навантаження (рис.2.2,в). Разом з тим слід зазначити складність забезпечення затискання ригеля в стійках, як в монолітному, так і в збірному варіанті.

Якщо ригель передбачити двосхилим з деяким ухилом, то кожен півригель сприйматиме як моменти, що вигинають, так і повздовжні нормальні зусилля від розпору, тобто він працюватиме на позацинрове стискання. Крім того, подовжні зусилля, що стискають стислу зону ригелів і стійок піврам знижують розтягуючі напруження і сприяють зниженню матеріаломісткості конструкції.

З метою вибору оптимального варіанту рамного каркаса проведений порівняльний аналіз епюр моментів чотирьох варіантів конструктивних схем рамних каркасів будівель від дії рівномірно розподіленого навантаження (рис.2.3).

Перший варіант схеми (рис.2.3,а) - безшарнірна статично невизначна рама. Однією з найбільш навантажених ділянок є конковий вузол. Створення надійного стику в конковому вузлі в будівельних умовах є вельми трудомістким завданням. Крім того, фундаменти повинні сприймати додаткові моменти. Тому такі схеми реалізуються у вітчизняній практиці в основному в промисловому будівництві, де рама прийнята з жорсткими вузлами сполучення ригеля з колонами, а також за кордоном /88/.

Другий варіант схеми (рис.2.3,б) - двошарнірна статично невизначена рама з тим, що шарнірним спирається на опорах і жорстким конковим вузлом. Цей варіант може бути здійснений за допомогою двох скатних балок або ферм з жорстким затисканням кінців з колонами. Моменти в прольоті ригеля декілька менш, ніж в першому варіанті, у зв'язку з наявністю великих опорних моментів у вузлі сполучення ригеля із стійкою.

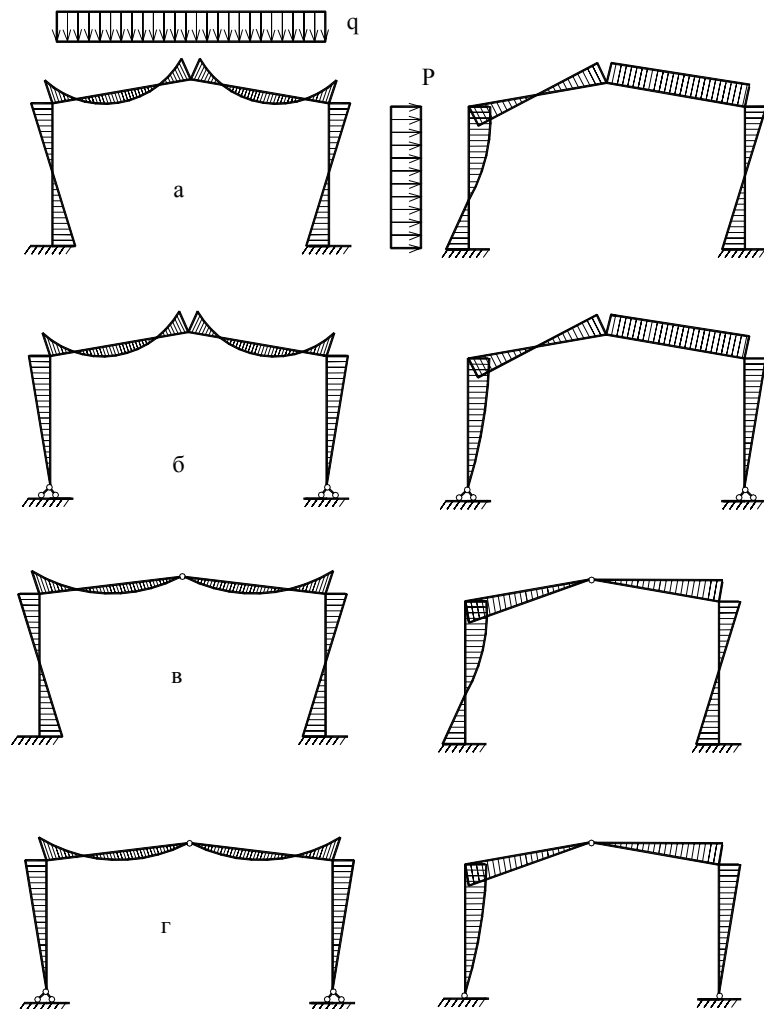


Рис.2.3. Епюри моментів при різних конструктивних схемах рамного каркасу:
а- рама з жорстким вузлом (безшарнірна); б- рама з опорними шарнірами (двошарнірна);
в- рама з конковим шарнірам (одношарнірна); г- рама з опорними і конковим шарнірами (тришарнірна)

Третій варіант схеми (рис.2.3,в) - одношарнірна рама з жорстким затисканням опорних вузлів і шарніра в коньковому вузлі. Така схема застосовується з використанням складених піврам в Англії /88/. Наявність майже однакових моментів по довжині ригеля рами дозволяє розробити піврами з постійним перетином ригеля і стійки. Фундаменти повинні сприймати додаткові моменти.

Четвертий варіант схеми (рис.2.3,г) - тришарнірна рама з опорними і коньковим шарніром. Найбільші зусилля виникають в карнизному вузлі - вузлі сполучення ригеля із стійкою, унаслідок чого перетин ригеля і стійки піврами необхідно передбачати змінним, з максимальним значенням в карнизному вузлі.

У зв'язку з наявністю великого значення моменту в коньковому вузлі в схемах (рис.2.3а,б), який практично складно забезпечити в натурі, ці варіанти схем з подальшого аналізу виключаються.

У конструкції рам по шарнірній схемі моментів в пів прольотах ригелів піврам і вузлі сполучення ригеля із стійкою приблизно однакові, отже можна передбачити постійний перетин ригеля і стійок піврам, що спрощує їх виготовлення. Разом з тим в місці спирання п'яти стійки у фундаменті крім дії вертикальних і горизонтальних (розпорних) зусиль, виникає момент, що згинає, який повинен сприйматися фундаментом, що приводить і до його ускладнення.

Крім того, одношарнірна схема рами є статично невизначною конструкцією, чутливішою, ніж тришарнірна рама до опор, що просіли. Порівняння техніко-економічних показників одношарнірних і тришарнірних рам з урахуванням фундаментів, проведене ЦНИИЭПсельстроем, показує, що найбільш економічною і менш матеріаломісткою є тришарнірна рама.

Узагальнення вітчизняного і зарубіжного досвіду проектування і будівництва каркасних будівель виявило, що тришарнірна залізобетонна рама, будучи статично визначною конструкцією і нечутливою до нерівномірних осідань опор, знайшла широке застосування при будівництві каркасних будівель в нашій країні, при цьому досягається значний економічний ефект в порівнянні з балочною схемою із стійок.

У тришарнірних статично визначних рамах максимальні зусилля від дії експлуатаційних навантажень виникають у вузлах із стійкою (рис.2.4).

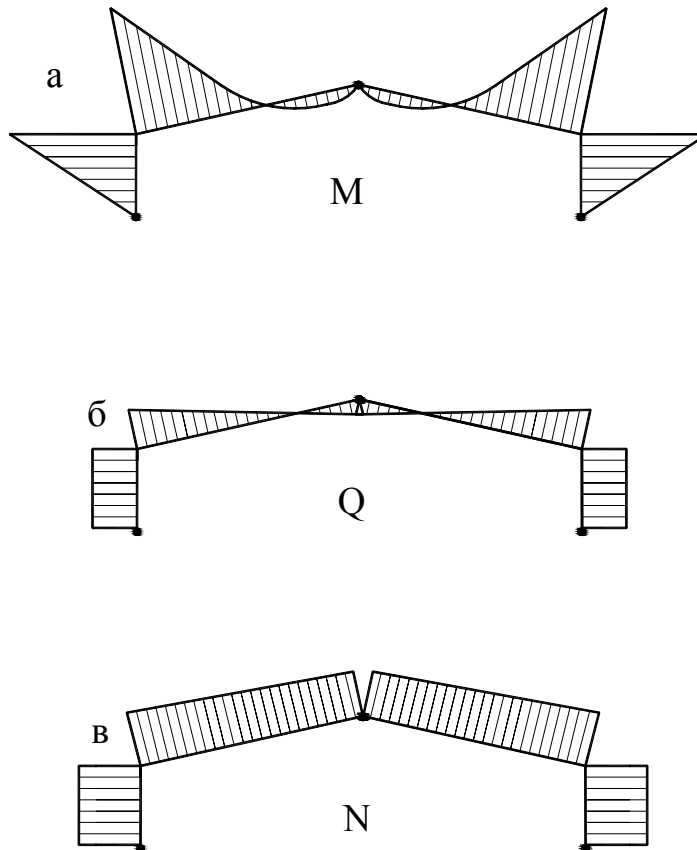


Рис.2.4. Епюри зусиль в тришарнірній рамі від одиничного рівномірно розподіленого навантаження:
 а- епюра вигинаючих моментів; б- епюра поперечних сил;
 в- епюра нормальних сил

В цілях зниження матеріаломісткості стійки і ригеля піврам були прийняті змінного перетину із збільшенням в зоні дії максимального моменту.

Було проведено дослідження на ЕОМ за спеціальною програмою впливу прольоту рам 9,12,15,18,21 і 24 м на зусилля М, N, Q при висоті стійки рами 3,6 м, куті нахилу ригелів рами 25°(рис.2.5). Встановлено, що збільшення прольоту рами з 9 м до 24 м привели до збільшення моменту в карнизному вузлі в 4,4 рази, нормальної сили в 3,4 рази і в 2,3 рази поперечної сили.

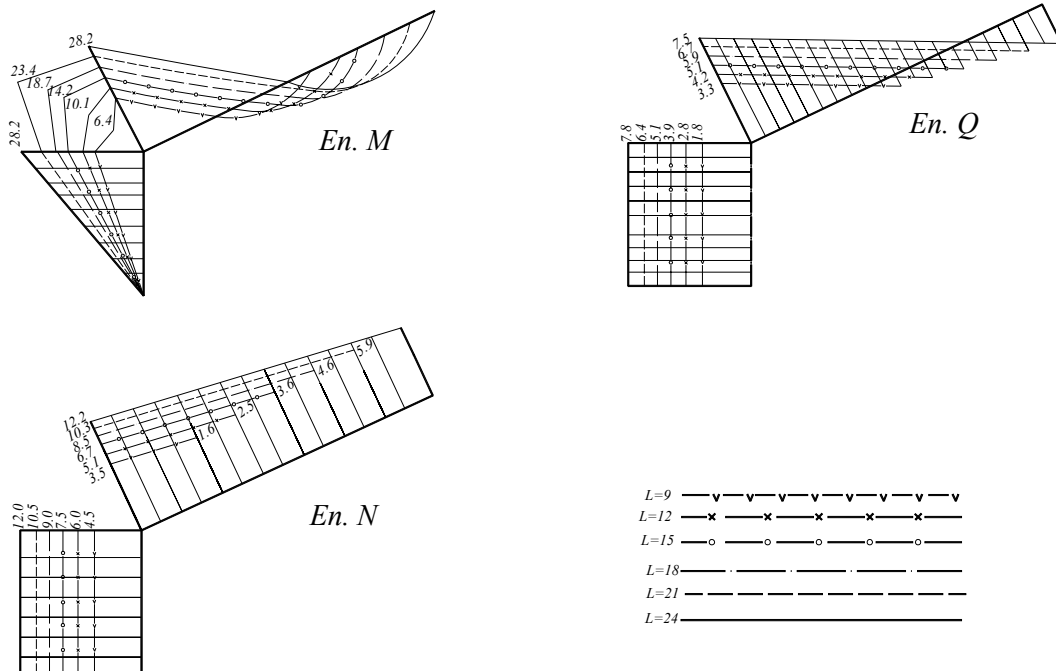


Рис.2.5. Вплив прольоту рам на зусилля М, N, Q ($H=3.6\text{м}$; $\alpha=25^\circ$)

Виявлено, що збільшення висоти стійки рам з 3,3 до 6,0 м при постійних значеннях прольоту 21м і кута нахилу ригеля 25° привело до збільшення моменту в 1,36 рази, зменшенню нормальної сили в 1,17 рази і збільшенню поперечної сили в 1,09 рази (рис.2.6).

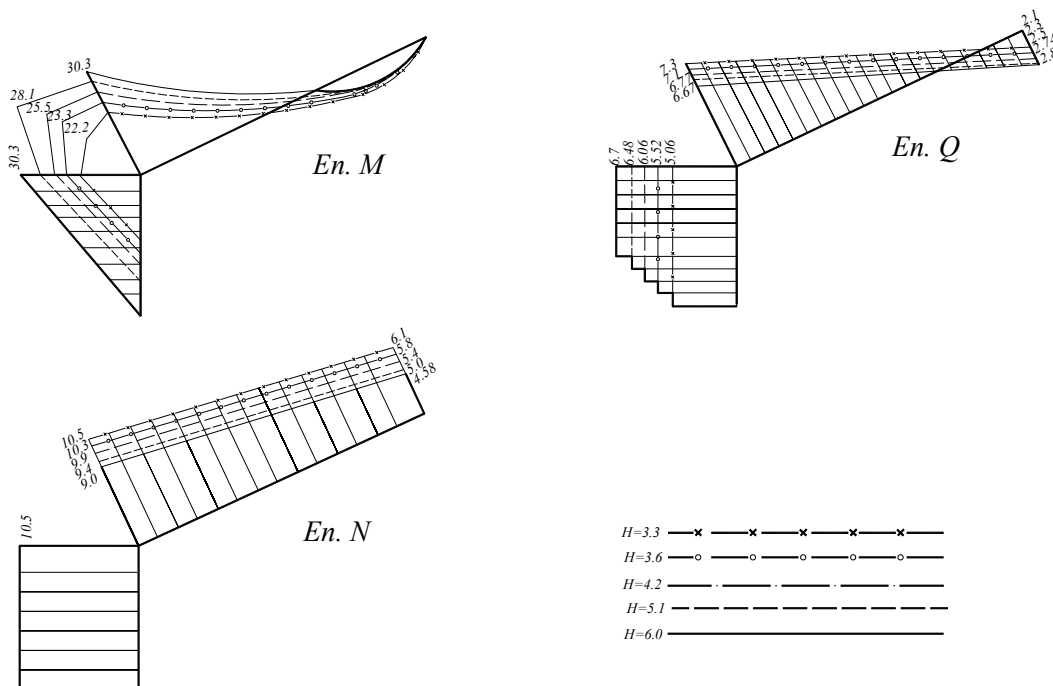


Рис.2.6. Вплив висоти стійки рам на зусилля М, N, Q (при $L=21\text{м}$; $\alpha=25^\circ$)

Встановлено, що збільшення кута нахилу ригеля рам від 0° до 40° при постійних значеннях прольоту 21 м і висоти стійки 3,6 м привело до зменшення моменту в 3,45 рази, нормальної сили в 1,52 рази і поперечної сили в 2,06 рази (рис.2.7).

Змінюючи кут нахилу ригелів піврам можна досягти оптимального співвідношення моментів, що згинають, і нормальних сил.

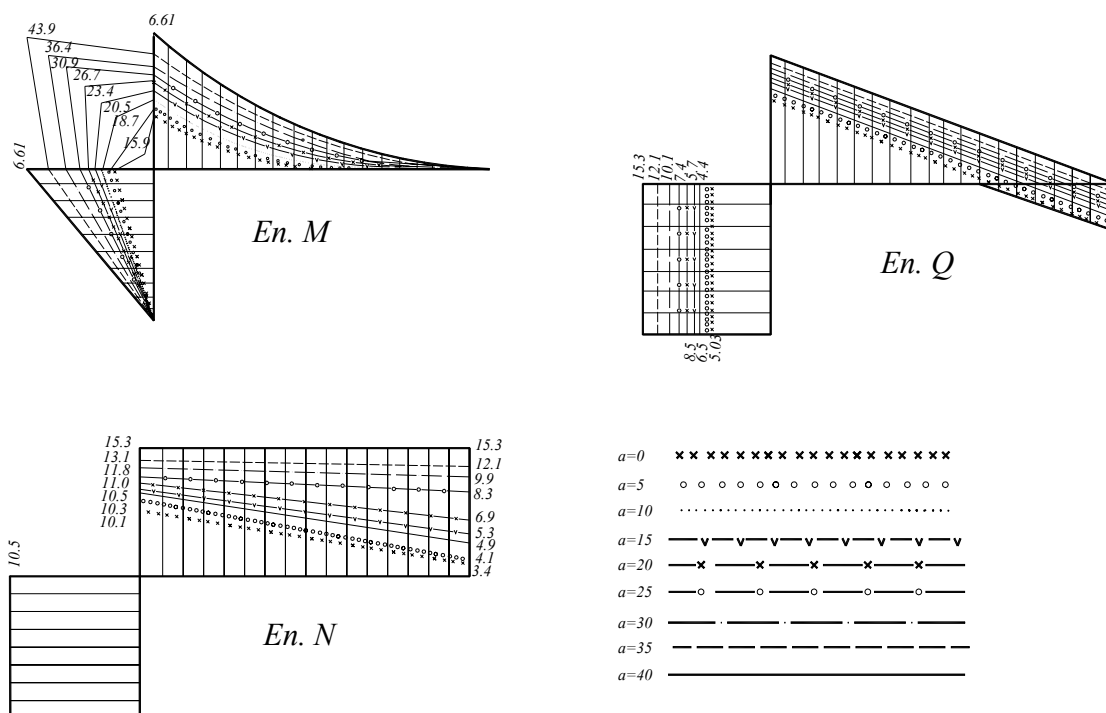


Рис.2.7 Вплив нахилу ригеля рам на зусилля М, N, Q (при $L=21$ м; $H=3.6$ м)

Прольоти каркасних будівель 12, 18, і 21 м прийняті виходячи з технологічних особливостей утримання тварин і птахів.

При виборі висоти стійок рами виходили з наступних міркувань. При висоті приміщень 2,5; 2,7; і 3,0 м, обумовленою висотою мобільних транспортних засобів, застосування рамних конструкцій з ламаним контуром ригеля дозволяє не підвищувати відмітку внутрішньої грані карнизного вузла 2,4 м /81/. Це стало можливим у зв'язку з тим, що при ухилі ригеля 1:4 максимально потрібна для транспортних засобів висота 3,0 м забезпечується на відстані 2,5м від стійки рами, що за технологією відповідає зоні руху транспорту в більшості будівель.

Таким чином, рамний поперечник з ламаним контуром ригеля є раціональною схемою будівлі, що дозволяє забезпечити необхідний транспортний габарит при мінімальній висоті стін, які зменшуються на 19% в порівнянні з горизонтальним розташуванням нижнього поясу несучих конструкцій покриття /81/.

Від вибору об'ємно-планувальних і конструктивних рішень тришарнірних залізобетонних рам залежать габарити і конструктивні схеми будівлі.

В даний час відповідно до СНиП /91/ і ГОСТ /92,93/ прийняті наступні величини прольотів каркасів будівель: 12, 18 і 21 м, що підтверджується досвідом масового проектування і будівництва каркасних будівель для сільського господарства. Рамні каркаси для вказаних прольотів виходять простими, а Г-подібні піврами - транспортабельними. Крім того, як показує практика проектування в даних каркасних будівлях може бути використаний один тип плити покриття.

Ухил ригеля піврам прийнятий 0,25 або 1:4 /91/, який передбачає просте в улаштуванні і надійне в експлуатації вентилязоване покриття з використанням асбестоцементних листів.

Разом з тим, слід зазначити, що крок рамних каркасів, висота зовнішньої грані стійки рами (висота стіни) і т.ін. приймалися без урахування діючих об'ємно-планувальних параметрів і існуючої номенклатури виробів.

Необхідно для каркасних будівель різних прольотів передбачити один типорозмір стінової панелі з одним габаритним розміром і конструктивним рішенням, при цьому необхідно, щоб стійки піврам різних прольотів були однакові. Однакові висоти зовнішньої грані стійки при одностипних рішеннях карнизних і опорних вузлів дозволить застосовувати одну стінну панель.

Крок рамних каркасів в даний час приймається 3; 4; 4,5 і 6 м.

Відстань 6м є уніфікованою і основною в рамних каркасах під великі навантаження. Фундамент в таких каркасах є досить складним.

В Україні в системі к. Укрміжколгоспбуду отримав розвиток крок рам 4,5 м, а в Росії - 4,0м. При цих значеннях є велика кількість розробок несучих та огорожуючих конструкцій, впроваджених в сільському будівництві.

Проте, крок рам 4,0 і 4,5 м не є уніфікованим, у зв'язку з чим він не був рекомендованим до подальшого впровадження.

Шаг 3м зустрічається в основному в клеєдерев'яному рамному каркасі і рідко в залізобетонному варіанті. Застосовуючи залізобетонні плити прольотом 3м досягається економія бетону на плитах, а також надається можливість використовувати номенклатуру дерев'яних огорожуючих конструкцій.

2.2. Методика розрахунку тришарнірних залізобетонних рам

Проектування залізобетонних рам включає наступні етапи:

- вибір розрахунково-конструктивної схеми;
- збір навантаження;
- вибір геометричних розмірів перерізів піврам;
- статичний розрахунок тришарнірної рами;
- побудова епюр згинаючих моментів, поперечних та поздовжніх сил;
- знаходження найбільш навантажених перерізів та їх розрахунок;
- визначення потрібної кількості поздовжньої арматури, підбір поперечного перерізу елементів напіврами;
- конструювання вузлів рами.

Основною розрахунково-конструктивною схемою є однопрольотна тришарнірна статично визначена рама з двоскатним ригелем з нахилом 1:4. При цьому основні прольоти прийняті 18 і 21 м, а висота стійок 3,3 і 3,6 м, в залежності від призначення будівлі.

Рама складається з двох Г-подібних (суцільних та складених) піврам.

В процесі експлуатації каркасні споруди з тришарнірних залізобетонних рам сприймають наступне навантаження:

- вертикальне від власної ваги покриття;
- вертикальне від ваги снігу;
- вертикальне від ваги підвісного обладнання;
- горизонтальне від дії вітру.

Збір навантаження на конструкції проводиться відповідно до СНиП /107/ на постійне (власна вага рами та елементів покриття) та тимчасове (навантаження від вітру та снігу). Враховуючи, що прогони або ребра плит покриття розташовані достатньо часто, то навантаження від них на ригель рами розглядають як рівномірно розподілене по його довжині.

Відповідно до СНиП /107/ розрахунок проводиться на основне поєднання навантаження, що включає постійне та одне з тимчасових навантажень та додаткове поєднання, що включає все діюче навантаження, крім особливого. При цьому зусилля від тимчасового розрахункового навантаження визначаються множенням на коефіцієнт 0,9.

Приведений аналіз ряду методик розрахунку рам прольотом 12, 18, 21м з нахилом ригеля 1:4 та невеликою висотою стійки 3,3; 3,6 м виявив розвантажуючий ефект вітрового навантаження на найбільш завантажених ділянках рами. В зв'язку з цим деякі пректувальники з відомим ступенем припущення не враховують вітрове навантаження в розрахунковій схемі завантаження.

Для розрахункових перерізів тришарнірних рам прийнято дві розрахункові схеми завантаження (рис.2.8):

- від дії постійного та тимчасового навантаження, рівномірно розподіленого по всьому ригелю, який є найбільш небезпечним для вузла стику ригеля зі стійкою напіврами;
- від дії рівномірно розподіленого навантаження: постійного по всьому ригелю і тимчасового на одній половині ригеля, яка є найбільш небезпечною для ригеля напіврами.

Попередні розміри перерізу приймаються виходячи з досвіду проектування.

При симетричному завантаженні ригеля вертикальним навантаженням вертикальні складові опорних реакцій рами визначають з умови рівності нулю суми проекцій всіх сил на вертикальну вісь. При односторонньому завантаженні ригеля сніговим навантаженням і при дії вітру- з умови рівності нулю суми моментів всіх сил відносно опорних шарнірів по чергово для кожної реакції.

$$\Sigma MB=0 \quad \Sigma MD=0$$

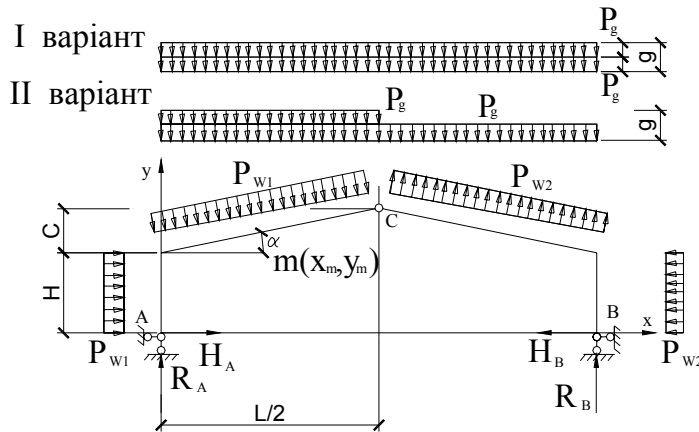


Рис. 2.8. Розрахункова схема тришарнірної рами

Розпір Н знаходиться з умови рівності нулю суми моментів всіх сил відносно конькового шарніру відповідно для лівої і правої напіврам

$$\Sigma MC_{,le}=0 \quad \Sigma MC_{,riq}=0$$

В результаті статичного розрахунку рами отримують епюри згинаючих моментів М, поперечних сил Q та поздовжніх сил N від найбільш не вигідних комбінацій розрахункового навантаження (рис.2.4).

Перевірка розмірів найбільш завантажених поперечних перерізів позacentрово стиснутих ригелів та стійок та підбір площі перерізу арматури в них проводиться відповідно до СНиП /68/ і Посібника /108,109/.

Горизонтальну складову опорної реакції (розпор Н) – визначають з умови рівності нулю суми моментів всіх сил відносно конькового шарніру. При несиметричному завантаженні відповідно до лівої або правої піврам.

При симетричному рівномірно розподіленому вертикальному навантаженні на ригель вертикальні складові опорних реакцій і розпор визначаються по формулам:

$$Ra= Rb=0,5ql ; \quad (2.1)$$

$$Ha= Hb=q l^2 / B(H+C) . \quad (2.2)$$

Зусилля в перерізі X з координатами X і Y визначаються з залежностей:

$$Mx= Ra x- Ha y- q x^2 / 2 ; \quad (2.3)$$

$$Nx= -Ha \cos \alpha - q (l / 2- x) \sin \alpha ; \quad (2.4)$$

$$Qx= Ra \cos \alpha - Ha \sin \alpha - q x \cos \alpha . \quad (2.5)$$

Згинаючий момент від дії горизонтального вітрового навантаження інтенсивністю $\omega_{1,2}$ визначається по формулі

$$Mp= Ha y- Ra x- \omega_1 (H + c) - \omega_2 x y . \quad (2.6)$$

На думку /6/ розрахунок по деформаціям (переміщенням) можна не проводити, оскільки практика випробувань та експлуатації рам, що розглядаються показує, що жорсткість їх достатня. Прогини при нормативних навантаженнях не перевищують граничних величин по СНиП /68/ і ГОСТ /3/.

Розрахунок по розкриттю тріщин нормальних та похилих до поздовжньої осі ригеля та стійки рами повинен проводитись відповідно до діючих норм /3,68/, виходячи з умов експлуатації рам в каркасних будинках при наявності агресивного середовища.

Суть фізичної нелінійності роботи залізобетонних рам під навантаженням заключається в тому, що залізобетон являє собою неоднорідний матеріал, що піддається повзучості, усадці, тріщиноутворюванню і т.ін., вплив яких необхідно враховувати при розрахунку рам при експлуатаційних навантаженнях.

Суть геометричної нелінійності при розрахунку конструкцій заключається в тому, що в розрахунку не враховується вплив прогинів ригеля і стійок під дією експлуатаційного навантаження, вплив зміни геометричних розмірів і форми поперечного перерізу ригеля і стійок і т.ін.

В зв'язку з цим розрахунок тришарнірних залізобетонних рам повинен проводитись по деформованій схемі з врахуванням фізичної і геометричної нелінійності з врахуванням вертикального переміщення конькового шарніру і горизонтальних зміщень карнизних вузлів при дії експлуатаційного навантаження.

ЦНИИЭПсельстрой (Л.І Ярин., В.С. Єськов) була розроблена перша програма по розрахунку на ЕОМ тришарнірних залізобетонних рамних каркасів однопрольотних сільськогосподарських будинків /28,50/. Програма призначена для розрахунку і моделювання випробувань тришарнірних залізобетонних симетричних рам з урахуванням деформативної схеми конструкції. Враховувалися переміщення вузлів рамного каркасу.

Перевірочний розрахунок рами проводиться по міцності і ширині розкриття тріщин відповідно до норм проектування залізобетонних конструкцій. Крім того, розраховують вертикальні переміщення осі ригеля рами.

Поперечний переріз елементів рами – симетричний двутавр з арматурою, що розташована у верхній і нижній полках /рис.2.9/. Висота перерізу ригеля і стійки змінюється пряmlinійно від пришарнірних перерізів до конькового вузла. Позитивні згинальні моменти ті, які розтягують зовнішню частину рами.

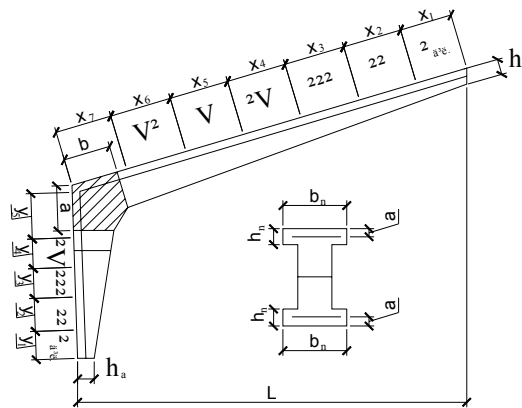


Рис. 2.9. До розрахунку тришарнірної рами:
а – геометрична схема піврами;
б – поперечний переріз піврами

Програма працює в двох режимах – в режимі, перевіряючого розрахунку і в режимі моделювання випробувань. Навантаження на раму еквівалентне рівномірно розподілене вертикальне.

Розрахунок тришарнірної рами на міцність проводиться, виходячи з двох розрахункових комбінацій постійного та тимчасового навантаження:

- на дію повного розрахункового навантаження на одну півраму і постійної частини навантаження на іншу півраму (дана комбінація є розрахунковою для частини ригеля, стикованої з коньковим шарніром);

- на дію повного розрахункового навантаження по всьому прольоту (ця комбінація є розрахунковою для стійки рами і частини ригеля, стикованого до карнизного вузла).

Вітрове навантаження та інші горизонтальні і вертикальні зосереджені зусилля в розрахунку не враховуються.

Для врахування зміни форми поперечного перерізу та армування ригель піврами розбивається на сім розрахункових ділянок, а стійка – на п'ять. В межах кожної ділянки величина армування рами і всі геометричні характеристики поперечного перерізу, крім висоти, приймаються постійними. Кожна ділянка характеризується своєю крайньою координатою. Для ригеля координата кінця ділянки розраховується від осі конькового шарніру до карнизного вузла по розбивній осі ригеля, а стійки – від опорного шарніру до карнизного вузла по розбивній осі стійки. Розбивні осі проходять в ригелі і стійці через середину пришарнірних перерізів і до карнизного вузла паралельно зовнішній частині рами /рис.2.9/.

Міцність перерізу перевіряється при кожній комбінації навантаження в наступних місцях рами: біля шарнірів ригеля та стійки, в перерізах ригеля та стійки, що стиковані до місця перетину внутрішніх

поверхонь ригеля і стійки з вутом карнизного вузла, зліва і справа від межі кожної ділянки на ригелі і стійці, та в двох перерізах ригеля, один з яких є найбільш небезпечним при двосторонньому завантаженні рами тимчасовим навантаженням, інший – при односторонньому завантаженні тимчасовим навантаженням. Знаходження цих небезпечних перерізів відбувається автоматично. Перевірка перерізів карнизного вузла, розташованих за поверхнею вута, не проводиться (заштрихована зона на рис.2.9).

Перевірка перерізів, нормальних до вісі елемента, проводиться при дії позацентрового стиснення по двох розрахункових випадках відповідно до СНиП /68/.

$$\text{При виконанні умови } \xi \leq x/h_0 \leq \xi_R, \quad (2.7)$$

(де x – висота стиснутої зони бетону), маємо перший випадок позацентрового стиснення, в іншому випадку – другий випадок.

В першому випадку стиснення перевірку проводять по формулі

$$N_e \leq R_b b x (h_0 - 0.5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') . \quad (2.8)$$

При цьому положення нейтральної вісі визначається з умови

$$N + R_s A_s - R_{sc} A'_s = R_b b x . \quad (2.9)$$

В другому випадку позацентрового стиснення перевірка проводиться при $\xi = x/h_0 > \xi_R$ -- також з умови (2.8), але при цьому висота стиснутої зони визначається для елементів з бетону класу В30 і менше з ненапруженою арматурою класів АІ, АІІ, АІІІ по формулам:

$$N + \sigma_s A_s - R_{sc} A'_s = R_b b x , \quad (2.10)$$

$$\text{де } \sigma_s = (2(1 - x/h_0)/(1 - \xi_R) - 1) R_s, \quad (2.11)$$

В якості арматури A_{sc} , розташованої в найбільш стиснутій поверхні перерізу, приймається арматура, розташована по одну сторону з поздовжньою силою відносно центру стиснення.

В формулах (2.8, 2.9) значення ексцентриситета приймається з урахуванням переміщення даного перерізу відносно недеформованої вісі i з врахуванням випадкового ексцентриситета, рівного не менше $e=1/600$ довжини елемента, $1/30$ висоти перерізу елемента, 10 мм. Деформована вісь ригеля вираховується методом послідовного приближення між сусідніми ітераціями в межах 2%.

В програмі прийнято, що для досягнення стійкого рішення достатньо десяти ітерацій. Якщо число ітерацій більше 10 – це свідчить про те, що процес послідовного приближення розходиться, тобто ригель рами втрачає стійкість.

Перевірка по ширині розкриття тріщин, нормальних до розбивної вісі, проводиться або при дії нормативного навантаження (при цьому обмежується ширина розкриття тріщин при тимчасовій дії навантаження), або при дії часто вживаного навантаження (при цьому обмежується ширина розкриття тріщин при тривалій дії навантаження).

Часто вживаного навантаження в даному випадку відрізняється від нормативного тим, що в нього входить не все снігове навантаження, а тільки 70% нормативного снігового. Перевірка ширини розкриття тріщин, нормальних до осі елементів, проводиться в тих же перерізах піврам, що і перевірка міцності. Порядок перевірки наступний. З початку перевіряються виконання умов.

$$\sigma_{сдл} / \sigma_s \Rightarrow 2[адл] / (2[адл]+0,15), \quad (2.12)$$

де $\sigma_{сдл}$ і σ_s – напруження в арматурі при дії тривалого і тимчасового повного навантаження

$$\sigma_s = N / zA_s + N / A_s ; \quad (2.13)$$

z – плече внутрішньої пари сил.

Якщо умова (2.12) не виконується, ширина розкриття тріщин підраховується від тривалої дії часто зустрічаючого навантаження плюс тимчасове розкриття від різниці між нормативним і часто зустрічаючим навантаженням. При цьому в першому випадку нормама обмежується тривала ширина розкриття, в другому – тимчасова. Ширина розкриття тріщин розраховується відповідно діючим нормама.

При розрахунку деформації піврама розбивається на 20 ділянок і в межах ділянки переріз і армування вважаються постійними. Тоді вертикальні переміщення будь якої крапки ригеля можна підрахувати по формулі Мора,замінуючу інтегрування підсумовуванням.

$$f = \sum Mi Mg / Vi , \quad (2.14)$$

де M_i, M_g – згинаючий та одиничний моменти в перерізі i ;

V_i – жорсткість в перерізі i з урахуванням утворення тріщин;

l_i – довжина i -го участка.

Отримане значення прогину, точніше переміщення конка рами, враховується для корегування геометричних параметрів рамного каркасу, а саме – відстані по вертикалі від конкового до опорного шарнірів. При уточненій відстані до вказаних шарнірів визначається значення розпору, а по ньому – моментів і поздовжніх сил. Процес уточнення прогину повторюється до тих пір, поки різниця значень

заново отриманого прогину від розрахованого раніше не буде менше заданої точності. Після цього перевіряються всі небезпечні перерізи по міцності і ширині розкриття тріщин.

Оскільки прогини рами не обмежуються конструктивними вимогами, прогини в стадії експлуатації розраховуються від тривалої дії часто зустрічаючого навантаження. Ці прогини враховуються також при визначенні зусиль і ексцентриситета при перевірці ширини розкриття тріщин.

При перевірці міцності перерізу при визначенні зусиль і ексцентриситета враховується прогин в експлуатаційній стадії плюс тимчасовий прогин від різниці між довгودیючим і розрахунковим навантаженням.

Розрахунок всіх рам таврового перерізу типу РЖ і РЖС проводиться по вищеписаній програмі.

Інститутами НДІБК та к.Укрколгоспроект розроблені методичні рекомендації по статичному розрахунку тришарнірних залізобетонних рам типу РЖУ /110/. Особливістю рекомендацій є врахування геометричної і фізичної нелінійності. При цьому проводяться табличні дані, які дозволяють визначити зусилля в перерізах рам не використовуючи трудоемний ручний розрахунок або розрахунок на ПК.

Прольоти рам прийняті 9, 12, 18, 21 м, крок – 6м, висота стійок – 3.6, 4.2, 5.1, 5.7м. Піврами всіх типорозмірів мають однакову форму і розміри відповідних перерізів.

Просторова жорсткість рамного каркасу споруди забезпечується приваренням закладних деталей плит або прогонів до рам з влаштуванням при прогонному рішенні металевих зв'язків по ригелям і стійкам рам.

Відповідно до методичних вказівок /110/ загальний алгоритм включає наступні етапи:

- призначення розрахункової схеми;
- збір та визначення навантаження;
- статичний розрахунок рами як пружної системи;
- виявлення небезпечних комбінацій навантаження;
- корегування значень зусиль з врахуванням деформованої схеми рами;
- розрахунок по I і II групах граничних станів.

Розрахунок тришарнірних рам проводиться як статично визначеної системи по стандартним програмам ПК: Супер /111/, ППП АПЖБК /112/, ЛПА /113,138,139/, SCAD/140/.

Автоматизована система ЛПА призначена для численного дослідження міцності і стійкості конструкції і для автоматизованого виконання конструювання елементів. При численному дослідженні враховуються нелінійні залежності між напруженнями і деформаціями, зумовленими зміною форми конструкції (геометрична нелінійність) і явищами пластичності, повзучості і усадки (фізична нелінійність).

ПК ЛПА реалізує числений метод дискретизації суцільного середовища – метод кінцевих елементів (МКЕ).

Рішення задач по МКЕ проводиться по наступним етапам:

- призначення вузлових точок, в яких визначаються вузлові переміщення;
- розчленування системи на кінцеві елементи;
- побудова матриць жорсткості;
- формування системи канонічних рівнянь;
- вирішення системи рівнянь і розрахунок вузлових переміщень;
- визначення компонентів напружено-деформованого стану (НДС) даної системи по знайденим значенням вузлових переміщень.

ПК ЛПА включає бібліотеку з великою кількістю різних типів кінцевих елементів, сучасні швидкодіючі алгоритми вирішення систем рівнянь і визначення власних чисел.

Економія проектування досягається за рахунок зниження собівартості конструювання і розрахунку внаслідок прискорення процесу проектування і росту результатів праці проектувальників.

Розрахункова схема рам приймається у вигляді тришарнірної системи з розмірами в геометричних осях 9, 12, 18 і 21м (рис.2.10).

Відповідно до /110/ розрахункова (кодова) схема кожної рами розбивається на окремі стержні шляхом розстановки проміжних вузлів. При цьому нумерація вузлів і стержнів ведеться в восьмирічному коді числення (пропускаються числа, що містять 8 і 9). Місця розташування вузлів вибираються в точках прикладення зовнішнього навантаження і зміни поперечного перерізу ригелів і стійок.

Розташування вузлів на розрахунковій схемі показано на рис.2.10.

Рама розраховується на наступне навантаження: постійне, тимчасове, довготривале, короткотривале снігове, вітрове. При цьому всі навантаження (за винятком вітрового) приводяться до зосереджених сил.

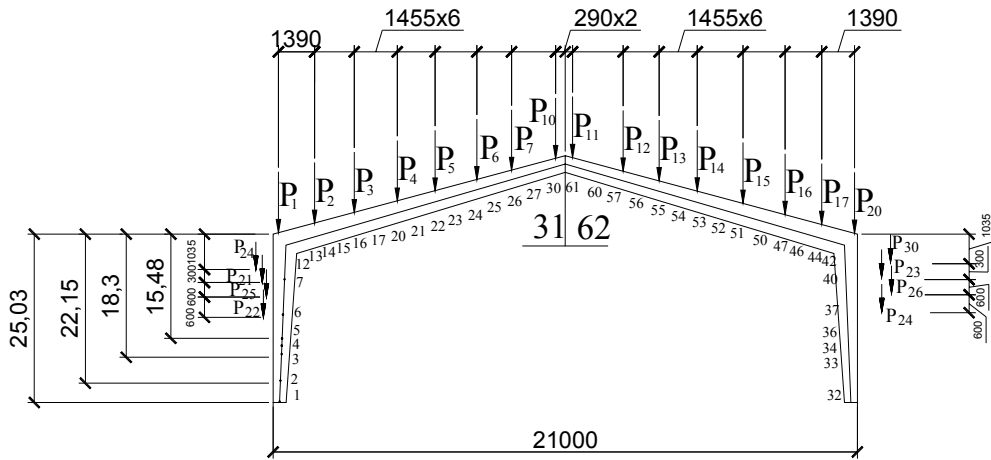


Рис. 2.10. Розрахункова схема і схема прикладання одиничного навантаження до ригеля та стійки рами

Постійне навантаження включає власну масу рами, покриття вентиляційних коньків і шахт (рис.2.11).

Тимчасове довготривале навантаження – масу підвісного обладнання (трубопроводи і т.ін.) (рис.2.11). Снігове навантаження – масу снігових мішків біля вентблоків і продухів (рис.2.12). Короткодіюче вітрове навантаження приймається у вигляді розподіленого навантаження по ригелю і стійці рами з врахуванням типу будинку.

Зусилля в перерізах рам визначаються окремо на наступні види навантаження:

- від постійного навантаження;
- від тимчасового довгодіючого навантаження і снігового в двох варіантах сніг на лівій піврамі або на правій (зусилля від симетричного завантаження снігом визначається як сума цих зусиль);
- від власної маси рами;
- від вітрового навантаження в двох варіантах – вітер зліва і справа.

Зусилля в перерізах рами від зосереджених сил визначається як сума множення цих сил на величину зусилля від одиничних зосереджених сил.

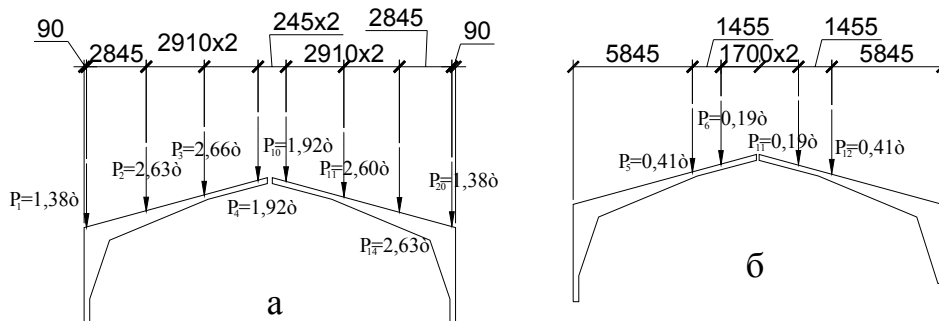


Рис.2.11. Схема навантаження постійними навантаженнями від власної ваги покриття і вентблока - (а) та тимчасовими довготривалими (технологічними) навантаженнями- (б)

Розрахункові поєднання включають наступні дії від постійного, довготривалого, короткодіючого навантаження. Коефіцієнт поєднання для короткодіючого навантаження береться рівним 1,0 при одному навантаженні, або 0,9 при двох навантаженнях (сніг і вітер).

В розрахункові поєднання включаються найбільш несприятливі для даного перерізу рами від одного з наступних короткодійючих навантажень:

- для снігових – на лівій піврамі, правій піврамі, по всьому прольоту рами;
- для вітрових – вітер зліва, вітер справа.

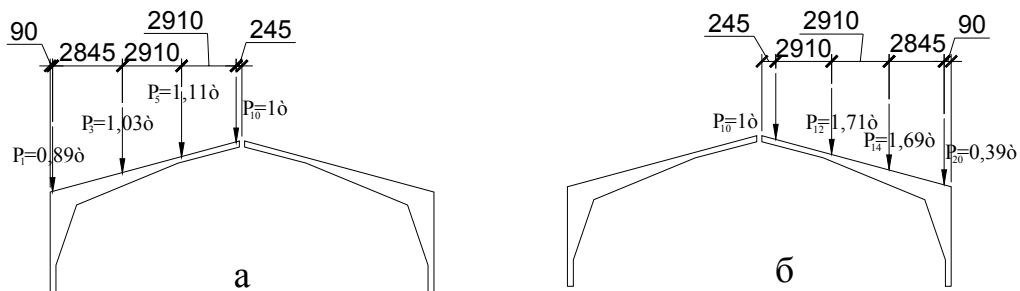


Рис. 2.12. Схема навантаження рами короткотривалим сніговим навантаженням:
а- сніг на лівій піврамі; б-сніг на правій піврамі

Під дією поздовжніх зусиль і моментів перерізи елементів ригеля і стійки працюють на позacentрове стиснення.

Призначення розрахункової довжини ригеля і стійки рам по СНиП /68/ є важким в зв'язку з наявністю опорних і конкових шарнірів, перемінною висотою перерізу по довжині елементів рами, наявності сухого стику зпряження ригеля зі стійкою і т.ін.

Відповідно з СНиП /68/ вплив прогину позacentровостиснутих елементів враховується шляхом множення значення ексцентриситета на коефіцієнт η з врахуванням розрахунку конструкції по деформованій схемі.

На основі аналізу розрахунку рам, виходячи з недеформованої і деформованої розрахункових схем, проведеного інститутом НДІБК, к. Укрколгоспроект /110/, було встановлено, що вплив поздовжнього прогину на несучу здатність рам незначний (до 7,0%).

Були визначені відповідні коефіцієнти (від 1,00 до 1,07), на які необхідно множити значення зусиль в перерізах рам при розрахунку їх по міцності і ширині розкриття тріщин, отриманих в результаті розрахунку рами як пружної системи. По вказаній ефективній методиці були проведені розрахунки всіх рам типу РЖУ.

2.3. Вибір розмірів і перерізів елементів піврам

Широке використання залізобетонних рамних конструкцій висунуло питання уніфікації піврам і відбору найбільш ефективних і раціональних конструкцій для масового їх використання.

Розробці суцільних та складених залізобетонних піврам таврового перерізу передувало знаходження такого конструктивного рішення, яке б відповідало вимогам як економного використання бетону і сталі, так і простоти виготовлення, а для складених піврам – ще і зручності транспортування і простоти укрупненої зборки ригелів і стійок. При цьому однією з основних задач була розробка конструкції піврами мінімальної маси. Для вирішення поставленої задачі, в першу чергу було розглянуто чотири можливих перерізів піврами (рис.2.13). Висота кожного перерізу приймалася однаковою.

Піврами прямокутного перерізу отримали найбільше розповсюдження. Для такого перерізу простіше всього виготовити касетні форми, оснащені навісними вібраторами і устроями для роздвигання бортів при розпалубці виробів. Півраму легше розрахувати і законструювати. Але прямокутний переріз потребує найбільшої витрати бетону, отже, піврама буде найважчою.

Трапецієподібний переріз економічніший прямокутного, але складність створення просторового арматурного каркасу не дозволяє вважати його достатньо ефективним для використання в тришарнірних рамах.

В нашій країні виготовляють залізобетонні піврами двутаврового перерізу (рис.2.13). Ці рами набагато легші за рами прямокутного перерізу. Недоліком таврового перерізу є складність як бетонування нижньої полки двутавра, так і розпалубка виробів, а також виготовлення арматурних

каркасів. Більш складним є і оснащення для виготовлення піврам – основна перешкода для широкого використання рам з двотавровим поперечним перерізом.

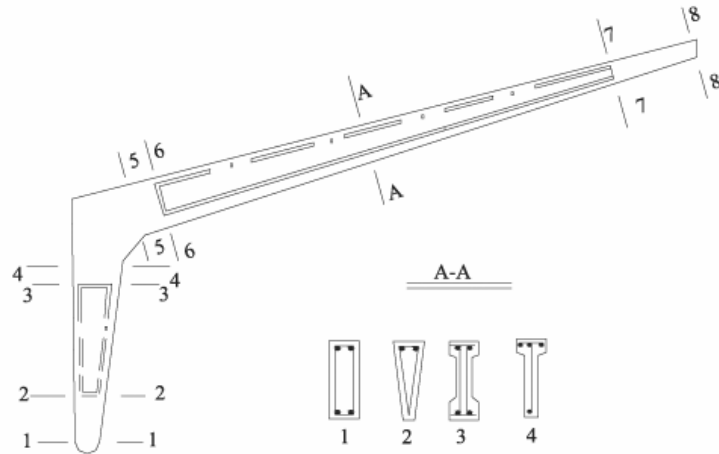


Рис. 2.13. Варіанти поперечних перерізів піврам:
 а- прямокутний; б- трапецієвидний;
 в- двотавровий; г- тавровий

Тавровий переріз найбільш економний по використанню бетону. В піврамі з тавровим перерізом елементів полка тавра розташовується по зовнішньому контуру (рис.2.14). Ширина полки назначається з врахуванням поперечної жорсткості рамного каркасу, можливості розташування арматурних стержнів з влаштуванням захисних шарів і забезпечення зручності бетонування, а також з врахуванням простого і надійного кріплення стінових панелей і плит покриття або прогонів. Висота стінок тавра біля вузла стику ригеля зі стійкою визначається розрахунком. При цьому стиснуту зону доцільно армувати мінімум двома арматурними стержнями, один з яких необхідно обривати відповідно до епюри моментів на деякому віддаленні від вузла розрізу піврами.

Тавровий переріз ригелів і стійок армуються двома плоскими каркасами, встановленими перпендикулярно один до одного. В цьому випадку стінка таврового перерізу - мінімальна ширини, що веде до значного зменшення маси піврами і економії бетону (рис.2.14).

Бетон для піврами з тавровим перерізом ригелів і стійок слід приймати не нижче класу В30 не тільки з вимог отримання легкої конструкції. Як показує досвід будівництва, в тонкостінних конструкціях великих прольотів (а до них відноситься і конструкція складеної піврами, що розглядається) в процесі транспортування і монтажу можливі околи бетону, ймовірність виникнення яких різко зменшується зі збільшенням міцності бетону. Очевидно, що для ригелів і стійок піврам околи, особливо в стиснутій зоні стінки тавра, явище небажане.

Висота таврового перерезу ригеля і стійки піврами передбачається змінною, що зменшується по мірі віддалення від вузла спряження ригеля зі стійкою (рис.2.14). В найбільш навантажених перерізах піврами (карнизний, конковий, опорні вузли), необхідно ці перерізи посилити і передбачити їх прямокутними.

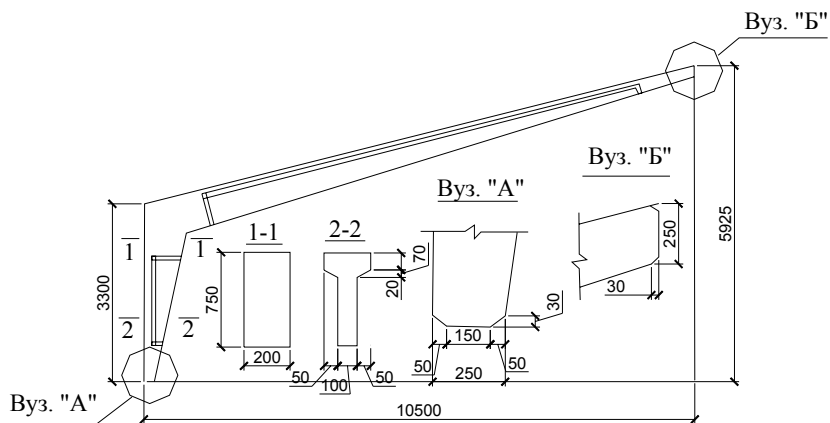


Рис. 2.14. Суцільна піврама таврового перерізу

Різні габарити рамних каркасів (висоти стійок, прольотів, переріз піврам) впливають на конструкцію вузлів опирання стійок рами на фундаменти і на габаритні розміри стінових панелей.

При розробці опалубних креслень піврами розглядалось мінімум вісім перерізів (рис.2.13), кожний з яких перевірявся розрахунком.

Перерізи 1-1 і 8-8 перевірялись на дію поперечної сили по СНиП /68/:

$$Q < 0,3Fw1 * Fb1 * Rb b ho , \quad (2.15)$$

де $Fw1$ - коефіцієнт, що враховує вплив хомутив, нормальних до осі елемента

$$Fw1 = 1 + 5nMw , \quad \text{але не більше } 1,3 ; \quad (2.16)$$

$$n = Es/Eb; \quad Mw = Asw / b s ; \quad (2.17)$$

$Fb1$ - коефіцієнт, визначений по формулі

$$Fb1 = 1 + \beta Rb ; \quad (2.18)$$

$\beta=0,01$ – для важкого, мілкозернистого і ячеїстого бетону,

$\beta=0,02$ – для легкого бетону, Rb -в МПа ,

ho – робоча висота перерізу.

Визначені мінімальні розміри висоти перерізів потребують розстановки хомутив з врахуванням збільшення висоти перерізів по мірі приближення до вузла спряження ригеля зі стійкою.

Перерізи 4-4 і 5-5 в каркасному вузлі являються найбільш завантаженими від сумісної дії згинаючого моменту і поздовжньої сили. Висота цих перерізів і армування підбиралось перевіряючим розрахунком методом послідовного приближення. Відстань перерізів 2-2 і 7-7 від опорного і конкового вузлів призначались з умови прийняття цими перерізами поперечної сили з врахуванням дії нормальної сили і з врахуванням конструктивних рішень.

Відстань перерізів 3-3 і 6-6 від карнизного вузла призначались виходячи з конструктивних рішень. Ширина верхнього поясу ригелів піврам прийнята виходячи з умови надійного опирання залізобетонних плит покриття, рівна 18-20см.

Виходячи з вищесказаного, за основу для подальшої розробки і удосконалення була прийнята складена і суцільна піврами з розмірами і перерізами приведеними на рис.2.14.

2.4. Армування суцільних піврам

Аналіз конструювання піврам показав, що трудоемність їх виготовлення і несуча здатність рам в основному залежать від прийнятої схеми армування вузлів спряження ригеля зі стійкою (карнизних вузлів), які армують гнутими робочими стержнями, великою кількістю хомутив, коротишів і шпильок.

Армування вузла спряження ригеля зі стійкою рами прольотом 18м з кроком 3м, розроблене к. Главпроектстроем, передбачено в розтягнутій зоні з'єднання з гнутих стержнів діаметром 22мм із сталі класу АІІІ, а в стиснутій зоні – перепуском арматурних стержнів діаметром 20мм з класу тієї ж сталі (рис.2.15,а). Хомути діаметром 8 мм з сталі АІ передбачені з встановленням «веером» по відношенню до робочої арматури.

Аналогічно запроектований карнизний вузол для рами прольотом 12 м, розроблений к. Приволжгипросельстроем м.Саратова (рис.2.15,б).

Варіанти армування по вищевказаній схемі вузлів спряження ригеля зі стійкою для рам прольотом 18м розроблені к. інститутом Росгипросельхозстрой (рис.2.15, в) і всесоюзним заочним будівельним інститутом (рис.2.15г).

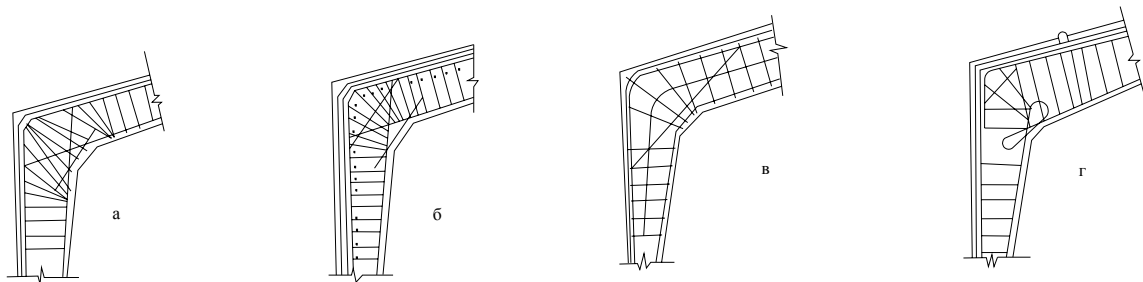


Рис. 2.15. Схема армування вузлів стику стійок з ригелями:
а- Главпроектстрой; б-Приволжгипросельстрой в- Росгипросельхозстрой; г- ВЗИСИ

Таким чином, існуючі схеми армування карнизних вузлів в піврамах передбачають згин арматурних стержнів розтягнутої зони і перепуск арматурних стержнів стиснутої зони.

Аналіз трудоемності виготовлення каркасов піврам показав:

- складність і трудоемність виконання згину поздовжніх арматурних стержнів класу А-III і інших з проектним видержанням кута згину;
- каркаси із гнутих поздовжніх робочих стержнів потребують більших виробничих площ для їх виготовлення і зберігання;
- габарити каркасів утруднюють використання для їх зборки існуючої установки для точкового зварювання арматури.

Аналіз напружено-деформованого стану рами показав, що у вузлі спряження ригеля зі стійкою сумісно діють максимальний згинаючий момент, поздовжня і поперечна сили, а сам вузол працює як позацентрово стиснутий елемент з великим ексцентриситетом. Міцність вузла характеризується досягненням розрахункового опору розтягнутої арматури.

Виходячи з цього, в зоні перегину арматурних стержнів зусилля розтягу в арматурі досягають великих значень, рівнодіюче з яких сприймається бетоном. Бетон під арматурним стержнем працює в умовах складного напруженого стану (рис.2.16, а).

Напружено-деформований стан карнизного вузла буде характеризуватися двома випадками:

1. Якщо зусилля в бетоні під арматурним стержнем на граничній стадії не перевищує допустимих величин, то робота вузла буде відповідати розрахунковим положенням норм /68/, а граничний стан вузла буде характеризуватися досягненням розтягнутої арматури напруг текучості.
2. Якщо зусилля в бетоні під арматурним стержнем на граничній стадії перевищують допустимі значення до досягнення розтягнутою арматурою напруг, рівних межі текучості, то граничний стан вузла буде характеризуватися досягненням граничних напруг в бетоні під розтягнутою арматурою до досягнення нею межі текучості, що призводить до зниження несучої здатності конструкції рами.

Випробування, проведені МАДИ, показали, що конструкція рами зруйнувалася в карнизному вузлі внаслідок роздріблення бетону під розтягнутою арматурою і наступним проскользуванням (порушення анкерування) в зоні прямої ділянки, розтягуючі зусилля передавались на бетон, що стало причиною недопустимого розкриття тріщин, які розкрилися і зайшли в стиснуту зону бетону.

Отже, міцність вузла спряження ригеля зі стійкою піврами забезпечується не тільки встановленням необхідної по розрахунку поздовжньої арматури, що працює на розтяг, а і прийняттям конструктивних рішень – встановлення додаткової арматури і хомутів, що забезпечують міцність бетону в узлі (рис.2.16,а).

Таким чином, як показує досвід проектування і виготовлення армування ригелів, стійок і вузлів їх спряження є складним і не дозволяє механізувати арматурні роботи, використовувати існуюче обладнання.

Інститутами ЦНИИЭПсельстрой и УкрНДПцивільсьбуд (з участю автора) розроблений спосіб виготовлення арматурних каркасів непрямолінійних залізобетонних конструкцій піврам по авторському свідоцтву №681168 /54/.

В способі виготовлення арматурних каркасів непрямолінійних залізобетонних конструкцій, що включає заготовку арматурних стержнів і збір в каркаси, спочатку арматурні стержні збирають в прямолінійні секції, які потім з'єднують за допомогою криволінійних закладних деталей в каркаси, що відповідають конфігурації залізобетонної конструкції (рис.2.16 б).

Арматурні каркаси виготовляють наступним чином.Спочатку виготовляють поздовжні та поперечні арматурні стержні, які збирають в прямолінійні секції 1 і 2. Одночасно виготовляють закладні деталі 3, профіль яких відповідає конфігурації рамної залізобетонної конструкції в місці спряження її прямолінійних елементів. Потім секції 1 і 2 з'єднують між собою за допомогою закладних деталей 3, які приварюють до кінців арматурних стержнів цих секцій.

Для недопущення руйнування бетону в кутах конструкції в процесі її експлуатації, площу поверхні закладних деталей 3 визначають виходячи з діючого навантаження в цих зонах залізобетонних конструкцій.

Гнута стальна пластинка передає навантаження на бетон рівномірно по всій поверхні, не викликаючи концентрації напруг, при цьому виключається необхідність встановлення конструктивної арматури, що ускладнює армування вузла (рис.2.16, б).

Гнута стальна пластина дає можливість механізувати процес виготовлення арматурних каркасів для піврам; виготовляти плоскі каркаси ригелів і стійок і збирати їх в просторові каркаси окремо, а потім об'єднувати їх в загальний каркас піврами гнутою закладною деталлю, що приварюється до арматурних стержнів каркасів ригелів і стійок.

Вказаний спосіб армування був використаний при розробці конструкції суцільних піврам РЖ прямокутного перерізу прольотом 21м (рис.2.17). Результати випробування показали, що карнизні вузли піврам з гнutoю закладною деталлю досить надійні.

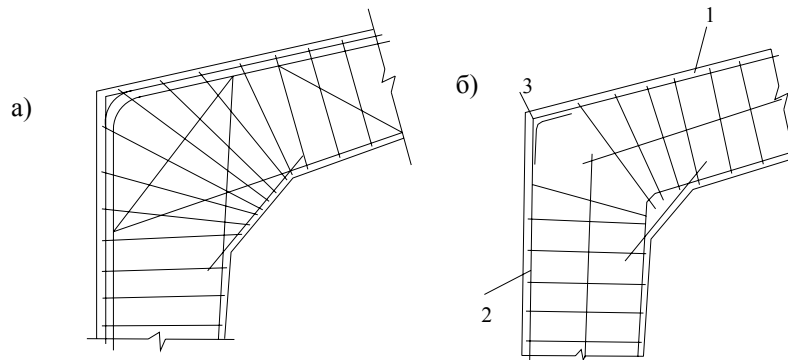


Рис. 2.16. Армування вузла з'єднання зі стійкою:
а- гнutoими арматурними стержнями;
б- за допомогою гнutoї закладної деталі

Вказаний спосіб виготовлення арматурних каркасів упроваджений при масовому виготовленню піврам типу РЖ і РЖУ в Україні з економічним ефектом біля 3.0 млн. крб.

При касетному виготовленні суцільних піврам зі стійкою таврового поперечного перерізу утрудненні укладка і втрамбування бетону у відносно тонку армовану стінку товщиною 100 мм, ускладнено також виймання виготовлених конструкцій з форми. Для спрощення формувального обладнання і підвищення надійності піврам к. інститутами Укрколгоспроект і УкрНДІДіпросільгосп (за участю автора) розроблені робочі креслення суцільної піврами типу РЖк-21-1600 з ригелем таврового перерізу і стійкою прямокутного перерізу (рис.2.18) /24,47/.

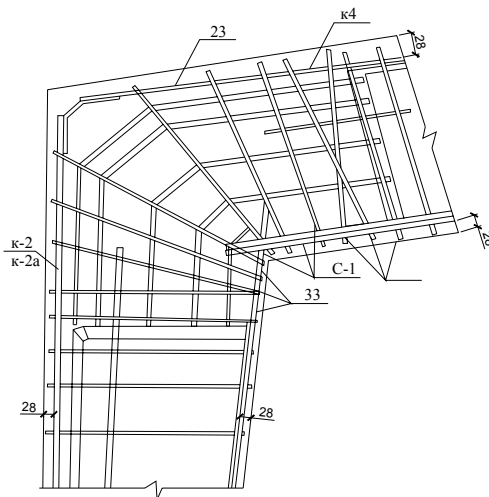


Рис. 2.17. Армування вузла з'єднання ригеля зі стійкою в піврамах РЖ

Прямокутний переріз стійок піврам прийнято виходячи зі зручності укладання та кращого втрамбування бетонної суміші в стійках піврам при касетному способі їх виготовлення. Розтягнута робоча арматура прийнята із сталі класу А-III діаметрами 25, 18, 14, 12мм. Клас бетону В30. Техніко - економічні показники приведені в табл.1.1, варіант 12.

Дослідні залізобетонні піврами були виготовлені на Васильківському комбінаті промбудматеріалів к. Дніпропетровського Облміжколгоспбуду в металевій касетній формі, що дозволяє бетонувати одночасно в вертикальному положенні дві піврами. Випробування рами тимчасово короткодійчим навантаженням проводилось на Баловській промбазі к. Дніпропетровського Облміжколгоспбуду. Метою випробування було експериментальне визначення несучої здатності, жорсткості, ширини розкриття тріщин, місць і

характеру руйнування, а також перевірка стійкості тришарнірної залізобетонної рами прольотом 21м при розкріпленні ригеля рами з площини через 3м.

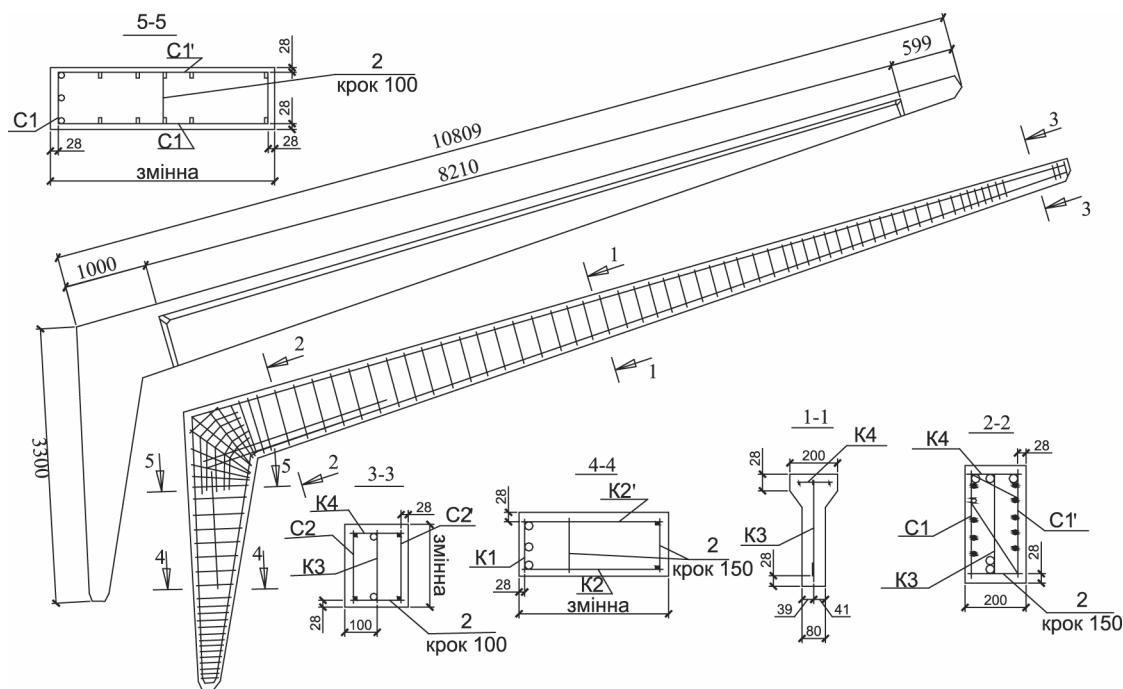


Рис. 2.18. Суцільна комбінована піврама РЖк-21-1600 /к. Укрколгоспроект, к. УкрНДДіпросільгосп/

На основі позитивних результатів випробування рами РЖк-21-1600 використовують в будівництві сільськогосподарських виробничих споруд під розрахункове навантаження 16,0 кН/м з розкріпленням ригелів рам з площини через 3м. Разом з тим, одночасно з вищевказаним роздільним способом армування суцільних піврам за допомогою гнутих закладних деталей використовується армування гнутими арматурними стержнями піврами ПР, розроблені к. інститутом Гипронисельхоз, і піврами РЖУ, розроблені к. інститутом Укрколгоспроект і КІБІ (рис.2.19).

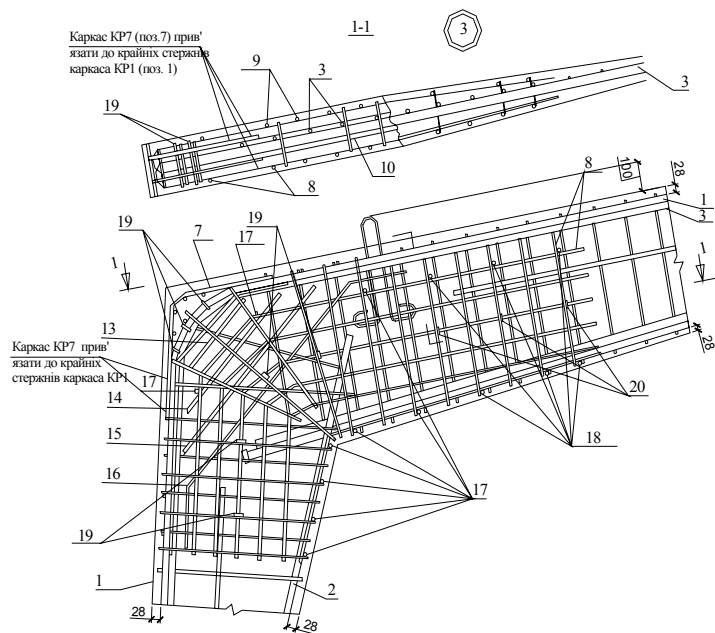


Рис.2.19. Армування вузла з'єднання ригеля зі стійкою суцільних піврам РЖУ (к. Укрколгоспроект, "КІБІ")

Один з перспективних напрямків удосконалення будівельних конструкцій пов'язаний зі створенням і впровадженням конструкції з легких бетонів на базі штучних пористих заповнювачів (керамзита,

аглопорита, шлакової пемзи і т.ін.). Найбільш розповсюдженим видом штучних пористих заповнювачів є керамзит.

Використання виробів і конструкцій з керамзитобетона дає можливість зменшити вагу споруди на 30-40%, зекономити сталь, скоротити транспортні витрати, укрупнити монтажні елементи, скоротити термін монтажу та знизити вартість будівництва.

В НИИЖБе автором було проведено випробування позacentрово стиснутих керамзитобетонних колон /61,69,79,80/ з малими ексцентриситетами класів В20-В60, густиною 1500-1700 кг/м³, яке показало, що керамзитобетон при меншій об'ємній масі має майже таку ж міцність (з врахуванням знижуючого коефіцієнта) як і аналогічні зразки колон з важкого бетону рівного класу. Це дозволяє рекомендувати до використання керамзитобетон в тих же об'ємах перерізів тришарнірних залізобетонних рам з важкого бетону, які використовуються в наш час для каркасів сільськогосподарських промислових споруд в Україні.

З метою полегшення маси залізобетонного каркасу к. інститутом УкрНДДіпросільгосп (з участю автора) розроблені робочі креслення складеної керамзитобетонної рами, що дало можливість зменшити масу залізобетонної конструкції на 33%. За основу була взята конструкція складеної піврами РЖС-21-1350. Відмінність полягала в тому, що стійка складеної піврами передбачена прямокутного перерізу замість таврового. Розроблена піврами РКЖС-21-1850 має наступні характеристики: навантаження – 18,5кН/м, прольот рами – 21м, клас керамзитобетону – В30, об'єм бетону – 0,94м³, маса арматури – 362кг, маса піврами – 1,69т (див.табл.1.1,вар.17).

В подальшому необхідно провести експериментальне випробування міцності, жосткості і тріщиностійкості натурних зразків тришарнірних рам з легкого залізобетону з метою виявлення їх дійсної роботи під навантаженням.

Розроблена конструкція керамзитобетонної піврами РКЖ-21-1850 ще не знайшла використання за важкості в отриманні класу конструктивного легкого бетону В30 на заводах ЗБВ. Але при введенні нового обладнання по виготовленню керамзитобетону і отриманні міцних пористих заповнювачів несучі армовані легкобетонні конструкції отримують розвиток в сільськогосподарському промисловому будівництві.

Найбільший економічний ефект від використання легкого бетону і залізобетону буде отриманий при комплексному його використанні в усіх конструкціях сільських промислових споруд: в рамному каркасі, плитах покриття та стінових панелях.

Таким чином, суцільні піврами прямокутного таврового і двотаврового перерізів широко використовуються. Найбільш економічними по матеріалоемності і масі є піврами таврового перерізу, але при цьому ускладнюється бетонування конструкцій.

Перевагою суцільних залізобетонних піврам є можливість їх виготовлення в вертикальних касетних установках по 8-12 виробів одночасно, обладнаних навісними вібраторами і обладнанням для роздвигання бортів, скорочення термінів монтажу, відсутність зварних з'єднань. Недоліками є значна металоємність касетних установок, трудоемність складування і транспортування. Ефективність каркасів прольотом 18 і 21м з суцільних піврам знижується через складність касетних форм, збільшення ваги піврам і складність їх перевезення.

2.5. Конструювання складених піврам

Указані недоліки суцільних піврам відсутні в складених піврамах, що мають розріз в карнизному вузлі. Розглянемо невеликий досвід проектування складених піврам.

Піврами із суцільним ригелем і решітчастою стійкою (рис.2.20) вперше була введена при будівництві експериментального будинку пташника прольотом 18м у Курській області, а потім отримала розповсюдження при будівництві комплексів в Одеській області. Ригелі зі стійками з'єднані за допомогою монтажних болтів та електрозварки закладних деталей.

Досить трудомісткими є операції по стяжці ригеля та стійки монтажними болтами і приварці з'єднувальної накладної пластини, що працює на розтяг, до накладних деталей ригеля та стійки. Крім того, треба відмітити складність при виготовленні решітчастої стійки, а також великі габарити стійки в карнизному вузлі, що ускладнює улаштування проходів та встановлення обладнання.

Англійська фірма «ATCOST» /88/ виготовляє піврами з прямокутним перерізом ригеля та стійки (рис. 2.21). Ригель потовщеною частиною кріпиться до консолі стійки за допомогою болтів. Будинки передбачені будь-якої висоти, шириною до 18,3 м.

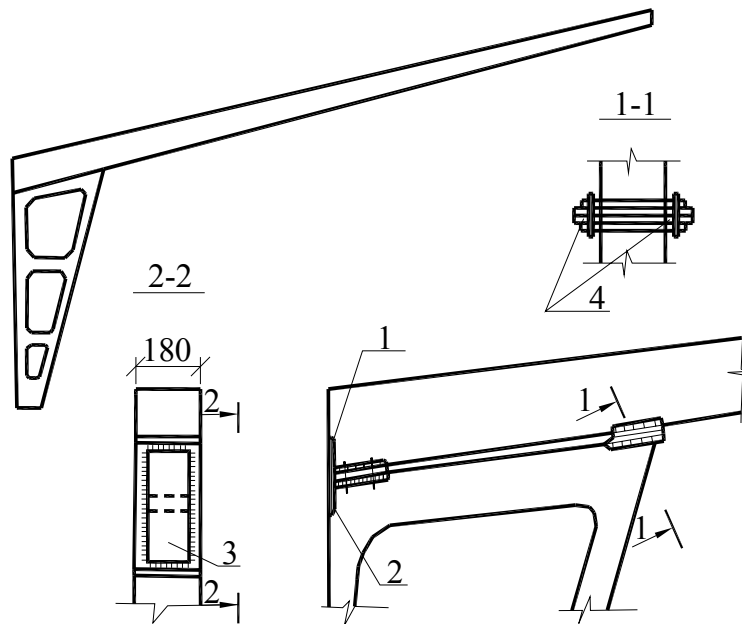


Рис.2.20. Конструкція вузла з'єднання ригеля зі стійкою піврами:
1,2-закладні деталі; 3-з'єднувальна накладка; 4-монтажні болти

У порівнянні з одеською англійська піврама відрізняється простотою виготовлення прямокутних стійок. Разом з тим вона не є ефективною внаслідок нагромадженої форми ригеля та складністю болтового з'єднання в місці спряження ригеля зі стійкою.

Відомі деякі конструкції піврам, що мають розріз у ригелі, де значення моменту близькі до нуля (див. гл. I), однак, треба відмітити складність виготовлення, транспортування і монтаж таких піврам.

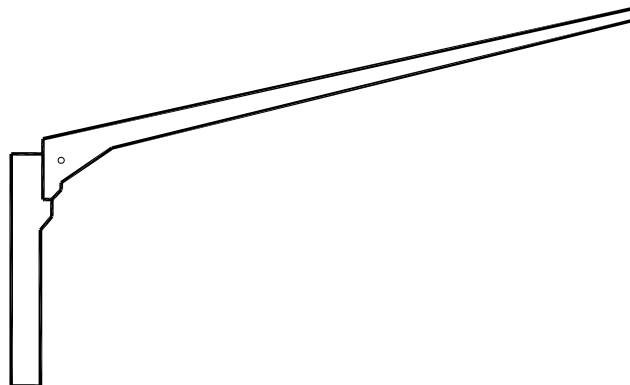


Рис.2.21. Конструкція вузла з'єднання ригеля зі стійкою

ЦНИИЭПсельстрой /87/ було проведена розробка конструкції складеної піврами, що складається з ригелів та стійок таврового перерізу (рис. 2.22), які виготовлялись у касетних формах по технологічній схемі, прийнятій для виготовлення залізобетонних балок.

Аналіз існуючих рішень і ескізи проробки різних варіантів рами показали, що найкращою є розрізка у вузлі спряження ригеля зі стійкою. При такій розрізці елементи піврам виходить найбільш простими в порівнянні з розрізкою в стійці або ригелі.

Збірка вузла спряження ригеля зі стійкою передбачена зваренням арматурних стержнів до закладних деталей у розтягнутій зоні та закладних деталей між собою в стиснутій зоні (рис. 2.22). В елементах піврам прийнято таврові перерізи з переходом на опорні ділянки в прямокутні /50/.

Разом з тим як показали детальні обробки, вузол спряження ригеля зі стійкою з вуттом оказався відносно складним.

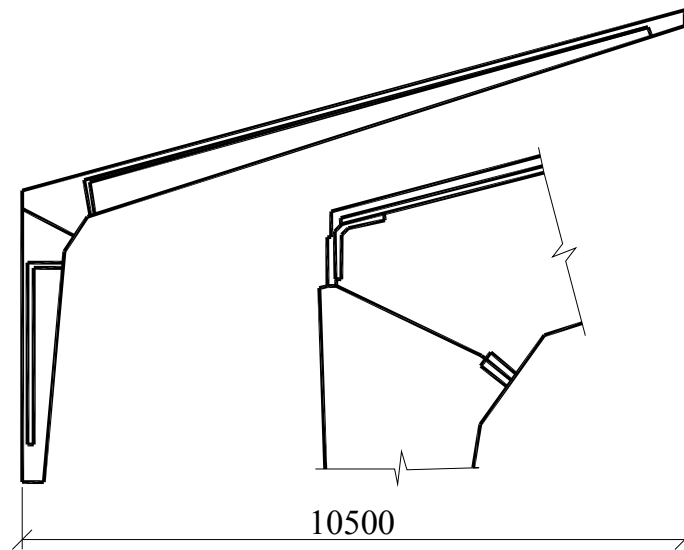


Рис.2.22. Вузол з'єднання ригеля зі стійкою складеної піврами

Вказаний раніше роздільний спосіб армування вузла спряження ригеля зі стійкою в суцільних піврамах був використаний при розробці вузла в складених піврамах.

Вузол спряження ригеля зі стійкою піврами був розрізаний таким чином, щоб гнута закладна деталь залишалася в тілі бетону ригеля (рис.2.23). Верх стійки мав арматурні випуски, які при збірці піврами приварювались до гнutoї закладкою деталі по зовнішньому контуру, що сприймали значні розтягуючі зусилля /50/. З'єднання елементів по внутрішньому контуру здійснюється електрозварюванням закладних деталей з центруючою прокладкою ригеля і стійки, через які передаються великі стискуючі зусилля.

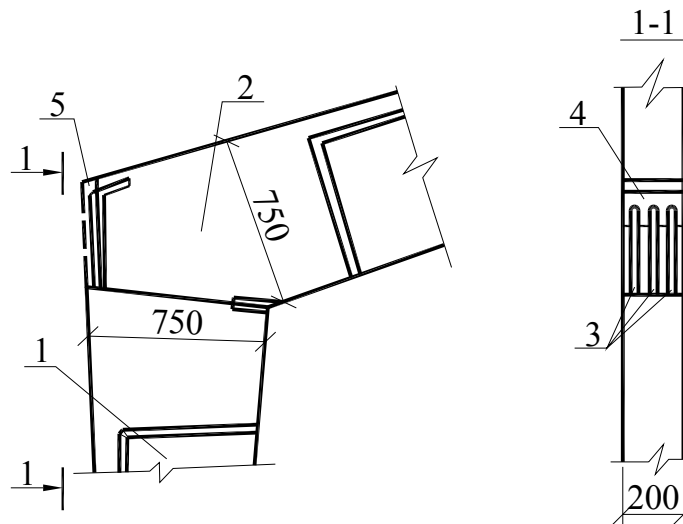


Рис.2.23. Конструкція з'єднання ригеля зі стійкою піврами:
 1- стійка ; 2- ригель ; 3- арматурні випуски стійки;
 4- закладна деталь ригеля; 5- цементний розчин по сітці

Вузол спряження ригеля зі стійкою в тришарнірних рамах у традиційних рішеннях посилюється вуттом. Враховуючи, що наявність вута в піврамах зменшує корисну висоту приміщення, а в складених піврамах до того ж робить більш складної форму ригелів і стійок, у рамах таврового перетину було вирішено цей вузол розробити без вута, підсиливши стиснуту зону бетону установкою сіток (рис.2.24). Крім того, перетин ригеля і стійки в зоні вузла їх спряження передбачені прямокутними.

Виключення вута вузла сполучення ригеля зі стійкою (рис.2.25) веде до спрощення форми ригеля і стійки, зниженню трудомісткості виготовлення арматурних каркасів і елементів конструкцій у цілому, спрощенню металоємності і пристосувань для транспортування і зборки піврам.

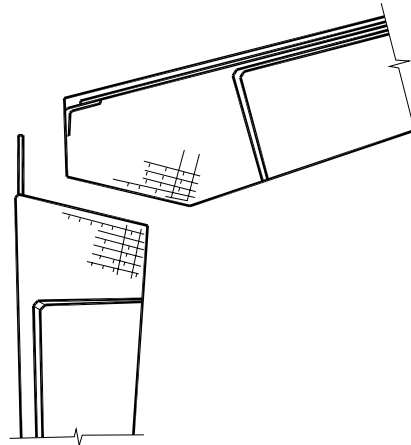


Рис.2.24. Схема армування елементів збірної піврами
В зоні їх з'єднання

Таким чином, розрізка піврам у вузлі сполучення ригеля зі стійкою, зроблена з метою спрощення технології виготовлення і транспортування складених елементів, привела до додаткової операції по укрупнювальному складанню.

Варто звернути увагу на ще одну обставину. З метою спрощення конструкцій вузла спряження ригеля зі стійкою розрізка елементів рами, розробленої ЦНИИЭПсельстрой і НИИЖБ, виконана під кутом, що забезпечує зведення дотичних напружень, що виникають у місцях розрізки, до таких мінімальних значень, при яких не потрібно додаткових конструктивних заходів для їх сприйняття (рис.2.23, 2.24). Вузол спряження вирішений за допомогою електрозварювання арматурних випусків стійки з закладною деталлю ригеля по зовнішньому контурі, що працює на розтягання, і закладних деталей, що передають стискаючі зусилля по внутрішньому контурі.

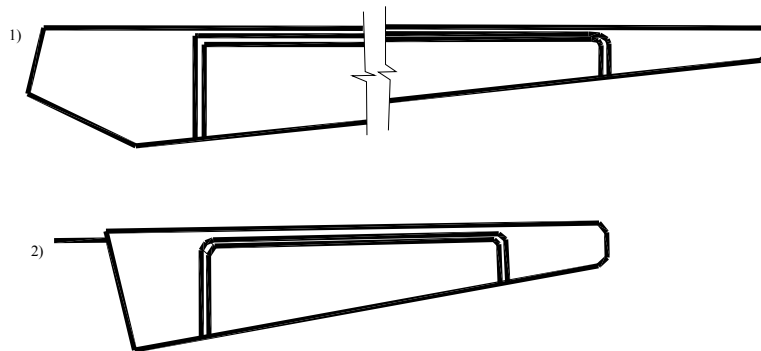


Рис.2.25. Елементи збірної піврами: 1 - ригель; 2- стійка

Місце розрізки складених піврам обрано виходячи з наступних розумінь:

- вузол спряження елементів піврами повинен бути відносно простий у виготовленні і надійний в експлуатації;
- обрис елементів складеної піврами повинен дозволяти виготовляти їх у відносно простих касетних формах;
- елементи піврами повинні бути простими у виготовленні, транспортабельними і зручними для складування;
- арматурні каркаси елементів піврами повинні відповідати вимогам механізованого виготовлення.

Рішення вузла сполучення ригеля зі стійкою без вута (див. рис.2.23) веде до подальшого спрощення ригеля і стійки (рис.2.24, 2.25), що не тільки знижує трудомісткість виготовлення каркасів і

бетонування виробів, але також спрощує конструкцію сталевих форм і пристосувань для транспортування й укрупнювального складання піврам.

При зазначеному способі розрізки складеної залізобетонної піврами техніко-економічна ефективність досягається за рахунок:

- спрощення армування вузла спряження ригеля зі стійкою;
- виключення вута при непрямому армуванні стиснутої зони;
- спрощення технології виготовлення і транспортування елементів складеної піврами;
- зменшення ширини стійки з 1300 мм до 750 мм.

Розробці робочих креслень залізобетонної складеної піврами передувало експериментальне дослідження вузла сполучення ригеля зі стійкою на дослідних зразках, що було проведено в інституті НІИЖБ і ЦНІИЭПсельстрой. Результати випробувань показали, що вузол є досить надійним /50/.

Результати іспитів усіх трьох вузлів спряження ригеля зі стійкою показали, що як у суцільних, так і в складених піврамах зазначений вузол може зруйнуватися тільки через роздроблення бетону під гнутою закладною деталлю. При цьому величина руйнівного навантаження з достатнім ступенем точності може бути визначена, виходячи з допущення, що під гнутою закладною деталлю напруга в бетоні досягає призменої міцності.

Для того, щоб уникнути руйнування вузла сполучення ригеля зі стійкою, останній повинний мати розміри гнутої закладної деталі, що задовольняють наступній умові:

$$Aq \cdot Rb \geq Rs \cdot As \cdot \cos \frac{\alpha}{2} , \quad (2.15)$$

де: Aq - площа проекції закладної деталі на площину, що проходить через її кінці;

Rb - розрахунковий опір бетону;

Rs - розрахунковий опір арматури, привареної до гнутої закладної деталі;

As - площа поперечного перерізу всіх стрижнів, приварених до гнутої закладної деталі;

α - кут загину гнутої закладної деталі.

В усіх піврамах таврового перетину розміри гнутої закладної деталі були більші розмірів, що рекомендуються викладеним вище умовам (приблизно на 50%), що було гарантією надійності роботи найбільш відповідального елемента рамного каркаса в процесі його експлуатації.

Інститутом УкрНДІПцивільсьлібуд (за участю автора) розроблена конструкція рами каркаса будинку по авторському свідоцтву № 1028811 /62/. Рама каркаса будинку включає ригелі і стійки, з'єднані в конковому вузлі шарнірно, а в карнизному вузлі - з уступом сухим стиком і об'єднані в розтягнутій зоні накладкою, а в стиснутій - зварюванням закладних деталей, причому арматурні стрижні ригеля і стійки в розтягнутій зоні карнизного вузла оголені, а накладка приварена до арматурних стрижнів (рис. 2.26).

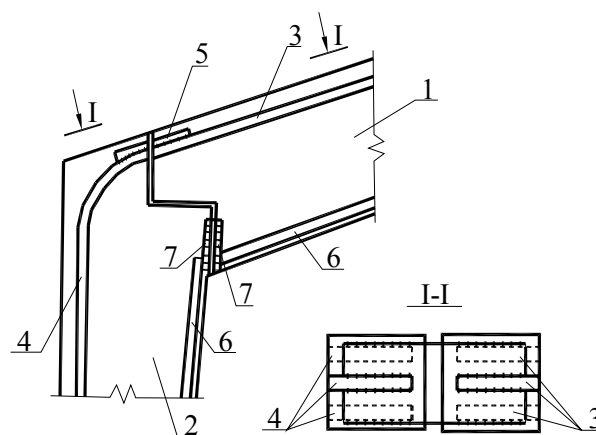


Рис.2.26. Вузол з'єднання ригеля зі стійкою піврами по а. с. №1028811:
1- ригель; 2- стійка; 3,4- арматура розтягнутої зони; 5- металева накладка;
6- арматура стиснутої зони; 7- закладні деталі

При цьому досягається мінімальна металоємність, простота у виготовленні і монтажі піврам, а також точність їх спряжень.

Інститутом УкрНДІПцивільсьлібуд (за участю автора) розроблена конструкція рами каркаса будинку по а.с. № 815182 /57/. У рамі, що складається зі стійок і шарнірно з'єднаних між собою ригелів,

у вузлі спряження стійки і ригеля по зовнішньому контуру рами утворена виїмка, а в ригелі існує похилий отвір, що продовжує виїмку, при цьому стійки і ригель спряжені сухим стиком за допомогою випусків робочої арматури стійки у виді пучка високоміцного дроту, пропущеного у виїмки стійки і ригеля, що проходить у похилому отворі ригеля і замкненого анкером, розташованим із внутрішньої сторони ригеля (рис. 2.27).

Залізобетонна рама складається з ригелів, шарнірно з'єднаних між собою, і стійок. Вузол спряження ригеля зі стійкою вирішений без вута, за допомогою застосування арматурних випусків стійки у виді пучка високоміцного дроту, що проходить у виїмці ригеля по зовнішньому контурі, що працює на розтягання, і закладних деталей, що передають стискаючі зусилля по внутрішньому контурі.

Пучок високоміцного дроту проходить у виїмці ригеля і зашпаровується в похилому отворі ригеля за допомогою анкера, виконаного як для закріплення вант. Закладення арматурного випуску в ригелі виконуються при такому положенні ригеля, коли між опорною площиною ригеля і стійки утворений кут з розрахунковою відстанню між закладними деталями (це положення показане на рис. 2.27 пунктиром). У результаті замикання цього кута розкриття для зварювання закладних деталей відбувається витягування, а значить самонапруга арматурного випуску.

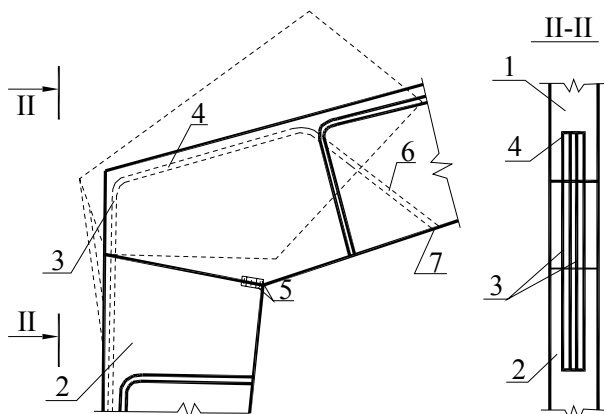


Рис.2.27. Вузол з'єднання ригеля зі стійкою по а.с. №815182:
1 - ригель; 2 - стійки; 3 - арматурні випуски стійки; 4 – виїмка по зовнішньому контурі; 5 - закладні деталі; 6 - накладний отвір ригеля; 7 – анкер

При цьому досягається зниження матеріалоемності рами і спрощення конструкції вузла сполучення ригеля зі стійкою.

ЦНИИЭПсельстроем разом з Київським інститутом інженерів цивільної авіації (КІЩА) за участю автора розроблена конструкція рами каркаса будинку.

Укрупнювальне складання ригеля зі стійкою здійснюють за допомогою беззварного стику, шляхом зачеплення між собою шипів, приварених до арматурних стрижнів ригеля і стійки таким чином, що зусилля з одного елемента на інший передавалися через торці шипів. Надійність беззварного з'єднання забезпечується за допомогою накладки і болтів (рис. 2.28).

У стиснутій зоні карнизного вузла стик утворюють за допомогою зварювання закладних деталей ригеля і стійки та прокладки між ними. При цьому дістається істотне зниження трудомісткості зварених робіт і простоту з'єднання при укрупнювальному складанні піврам.

ЦНИИЭПсельстроем разом з Київським інститутом інженерів цивільної авіації (КІЩА) за участю автора розроблений спосіб виготовлення арматурних каркасів рамних залізобетонних конструкцій по а.с. № 1813860 /115/. Поперечне армування арматурних каркасів ригелів і стійок рами виконано у виді плоскої спіралі з поперечним стиском для запобігання її від скручування (рис.2.29).

Виготовлення арматурних каркасів роблять у такий спосіб: За допомогою спеціального пристосування, що включає металевий диск - 5 (товщиною 16 мм, діаметром 800 мм) і металеві пальці – 6 (діаметром 30 мм), що утворять трапецію в підставах 214 і 710 мм, на токарському верстаті роблять навівку поперечної арматури. Диск кріплять кулачками в патроні токарського верстата, у якого встановлюють правильний пристрій. За допомогою ходу супорта верстата й оборотів підбирають крок витка. Навівку роблять дротом класу Вр-І діаметром 5 мм виток до витка. Для запобігання скручування спіралі роблять її поперечне обтиснення до стрижня з палець пристосування.

Після навівки необхідних розмірів плоску спіраль удягають на каркас ригеля і стійки і фіксують в окремих місцях в'язальним дротом (рис.2.29а).

Досягається наступний економічний ефект: знижується трудомісткість, спрощується процес виготовлення арматурних каркасів, виключається електрозварювання, підвищується жорсткість і тріщиностійкість ригелів і стійок.

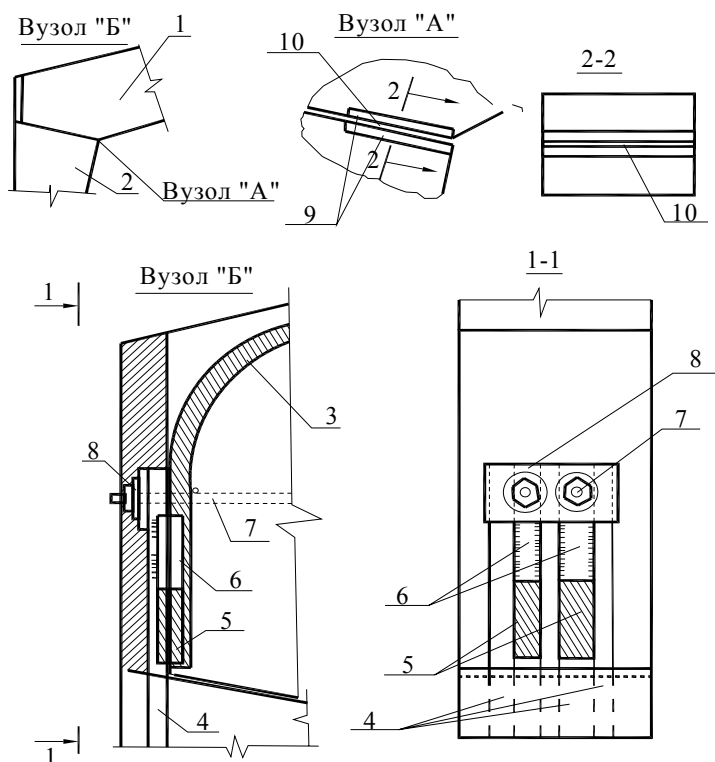


Рис.2.28. Безварний вузол з'єднання ригеля зі стійкою:
 1-ригель; 2-стійка; 3-робоча арматура ригеля; 4- робоча арматура стійки;
 5,6- шипи; 7- два болта з гайкою та шайбою; 8- накладка; 9- закладні деталі; 10- прокладка

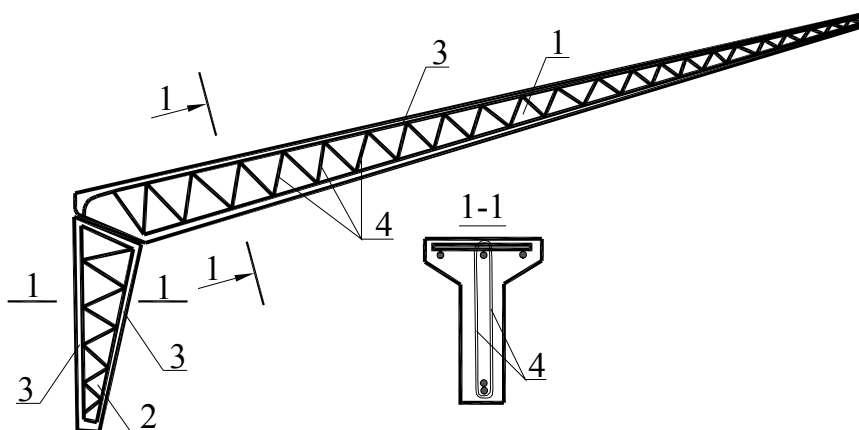


Рис.2.29,а. Армуння складеної піврами:
 1- ригель; 2-стійка; 3-продольні робочі арматурні стержні; 4- плоска спіраль

Таким чином, складена піврама в порівнянні з суцільною має як переваги, так і деякі недоліки. До переваг складеної піврами можна віднести:

- простоту виготовлення арматурних каркасів, що дозволяє налагодити механізоване виготовлення з використанням існуючого стандартного устаткування (крапкові зварювальні апарати та ін.);

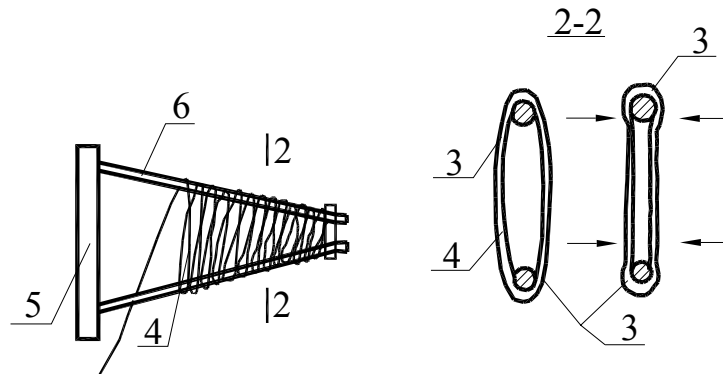


Рис.2.29, 6. Пристосування для навивки плоскої спіралі:
4 - плоска спіраль; 5 –диск ; 6 -пальці

- простоту опалубних металевих форм;
- можливість ущільнення бетону в елементах піврам на вібростолах;
- можливість використання пропарювальних камер;
- можливість виготовлення ригелів і стійок піврам у цехах заводів ЗБК з використанням наявних технологічних ліній;
- простоту складування як на заводах ЗБК, так і на будмайданчиках;
- простоту транспортування прямолінійних складених елементів.

До недоліків складеної піврами варто віднести необхідність виробництва укрупнювального складання й антикорозійного захисту металу в місці спряження ригеля зі стійкою.

Незважаючи на це, складені піврами вигідно відрізняються від суцільних за умовами їхнього виготовлення і транспортування. Габаритні розміри перетинів і витрата стали для складеної і суцільної піврам майже однакові. Пристрій спряження ригеля зі стійкою не викликає помітного збільшення витрати сталі на конструкцію. Однак пристрій стиків у місцях великих згинальних моментів вимагає особливо ретельного провадження робіт.

2.6. Конструювання конкового вузла рам

Конковий, як і опорний, вузли тришарнірних рам працюють у складних умовах. У цих вузлах через неточність виготовлення і монтажу піврам може виникати не уточнена розрахунком концентрація напруг. Тому елементи піврам з тавровим перетином на ділянках, що примикають до конкового і карнизного, а так само до опорного вузлів, були посилені переходом на прямокутний перетин.

На рис.2.30 представлена конструкція конкового вузла “одеських” рам, що включає по дві виступаючі заставні пластини з кожного торця ригеля піврами, об’єднані між собою за допомогою болта з гайкою. Слід зазначити велику матеріалоемність даної конструкції конкового вузла.

Загальноприйняте рішення конкового вузла передбачає наявність гнutoї по циліндричній утворюючої закладної деталі в торці ригеля (рис. 2.31). При монтажі каркаса між ригелями установлюють відрізок сталеві труби, закарбованої бетоном, що обгинають гнутими закладними деталями.

Нераціональним є наявність гнutoї по циліндричній утворюючої закладної деталі в торці ригеля. Якість гнуття і ступінь точності установки закладної деталі в опалубці не забезпечують щільного прилягання її до відрізка труби. Унаслідок цього передача зусиль через тонкі закладні деталі на бетон ригелів піврам відбувається концентровано, що знижує надійність вузла, особливо рамних конструкцій для каркасів будинків прольотом 18 і 21 м. Це підтверджується результатами випробувань (КІБІ, ДІВІ, УПВГ і ін.), що показали, що руйнування конкового з’єднання відбувається внаслідок передчасного сколювання бетону по косому перетині.

Найбільш ефективною є конструкція конкового шарніра, яка розроблена ЦНИИЭПсельстрой і НИИЖБ (рис.2.32). Рішення конкового вузла відрізняється від загальноприйнятого тем, що замість гнутої закладної деталі встановлюється плоска, або з виїмкою, або без виїмки, до якої потім приварюються два арматурних коротиша на такій відстані друг від друга, щоб між ними можна було при монтажі каркаса установити круглий стрижень замість відрізка труби в розглянутому раніше варіанті. Експериментальні дослідження показали позитивні результати.

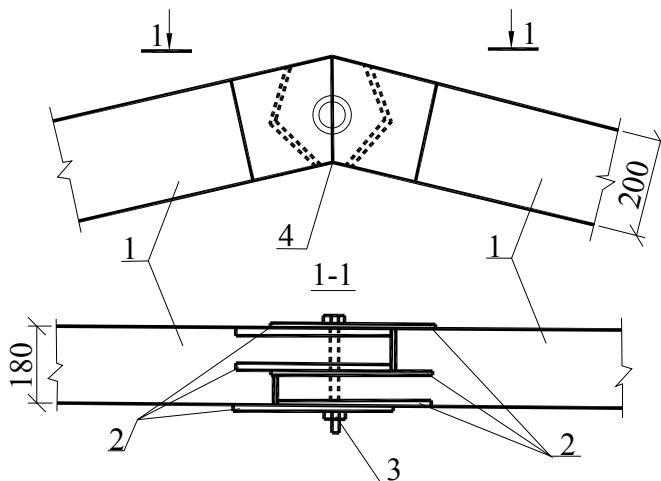


Рис.2.30. Конструкція конкового шарніра (Одеський Облміжколгоспбуд):
1- ригель піврами; 2 - закладні деталі; 3 -болт МЗО; 4 -ось шарніра

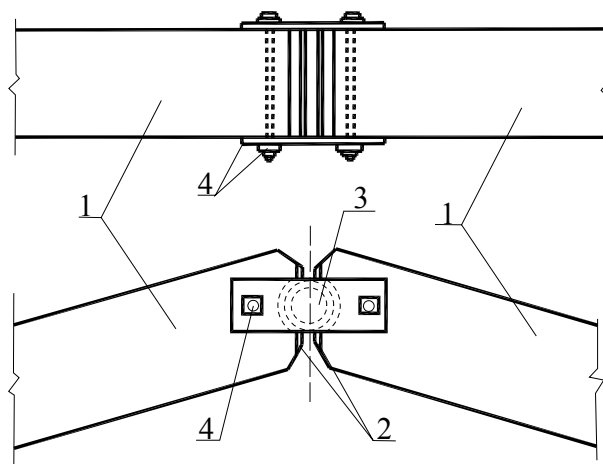


Рис.2.31. Конструкція конкового шарніра (Запорізька філія к. Укрколгоспроект):1-ригель піврами; 2- закладні деталі; 3-труба М89 з бетоном В15; 4-накладна деталь з болтами

Перехід на дане рішення конкового вузла викликаний наступними розуміннями. Для гнутої закладної деталі застосовується листовая сталь товщиною не більш 5-6 мм, тому що більш товстий лист викликає утруднення в її виготовленні.

У розробленому варіанті використовується плоска закладна деталь товщиною з розрахунку 12-16 мм. Її установка в опалубці спрощується, що збільшує гарантію дотримання проектних вимог.

Значно велика товщина деталі, менші погрішності при установці і відсутність консолей у верхній і нижній частинах конкової ділянки ригелів, утворених гнутою заставною деталлю, роблять вузол не тільки простіше, але і надійним.

Розглянуті варіанти конкових вузлів у тришарнірних залізобетонних рамах мають дві сталеві накладки, що з'єднуються за допомогою болтів, що не сприяє зниженню металоємності і трудомісткості зведення конкового вузла.

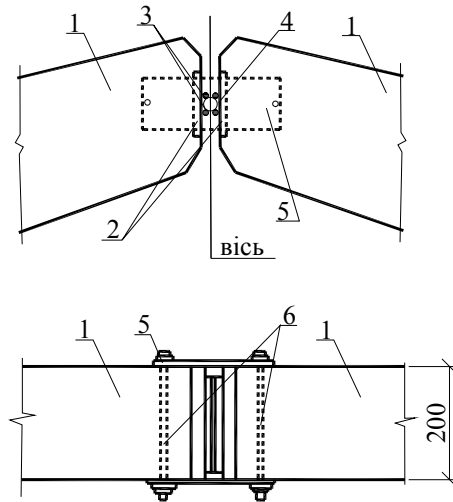


Рис.2.32. Конструкція конкового шарніра (ЦНИИЭПсельстрой, НИИЖБ):
 1 - ригель ; 2 - закладна деталь; 3 - оцупки; 4 – відрізок круглого стрижня;
 5 - накладна деталь; 6 - болти М16

ЦНИИЭПсельстроєм розроблена конструкція конкового шарніра, не потребує накладок і включає каток, що охоплюється двома гнучими накладками, з'єднаними між собою, і катком з фігурною шайбою (рис.2.33).

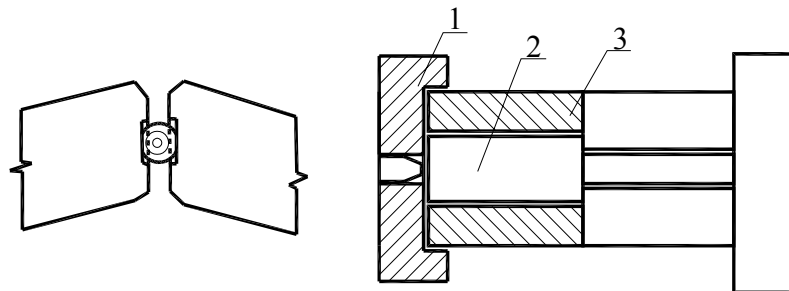


Рис.2.33. Конструкція конкового шарніру (ЦНИИЭПсельстрой):
 1-фігурна шайба; 2- каток; 3- гнута накладка

Конковий шарнір виготовляють на заводі і встановлюють при монтажі рам у проектне положення, після чого накладки приварюються до закладних деталей у торцях ригелів /90/. Недоліком є наявність зварних робіт.

Інститутом УкрНДІПЦивільсільбуд (за участю автора) розроблена конструкція рами каркаса будинку по а.с. № 1028811 /62/. Рама каркаса будинку включає ригелі і стійки, з'єднані в конковому вузлі шарніра. Ригелі рам у конковому вузлі спряжені з ексцентриситетом за допомогою прокладок, що центрують, для сприйняття поздовжніх зусиль, а шарнірне з'єднання утворене за допомогою труб, об'єднаних стержнем (рис. 2.34). При цьому досягається мінімальна металоємність конкового вузла, простота у виготовленні і монтажі піврам, а також точність їх сполучень.

Національним авіаційним університетом (НАУ) за участю автора розроблена конструкція конкового шарніра залізобетонної рами по а.с. № 1707153 /134 /.

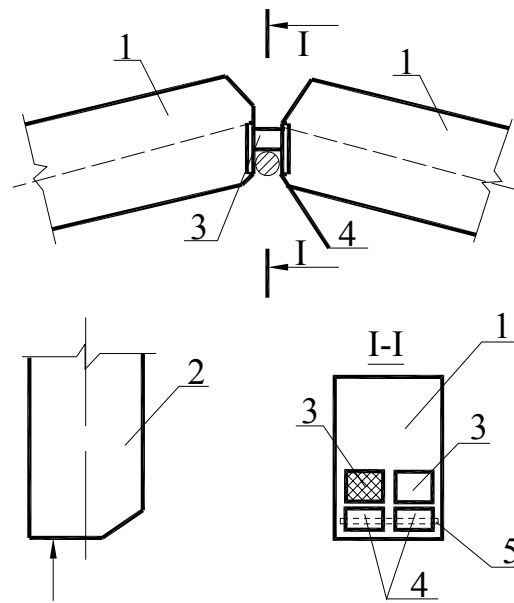


Рис.2.34. Конструкція конкового шарніру по а.с. №1028811:
1-ригель; 2- стійка; 3- центруючі прокладки; 4- відрізки труб; 5 – стержень

Спряження двох торців елементів піврам виробляється за допомогою гнутої скоби з двома отворами, привареної до торцевої заставної деталі ригеля лівої піврами, і відрізка стержня, встановлюваного в отворах скоби і привареної до торцевої заставної деталі ригеля правої піврами (рис.2.35).

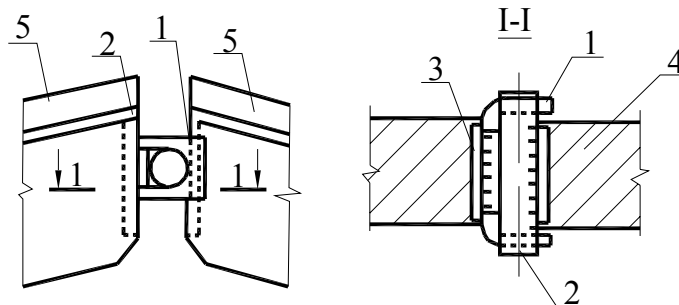


Рис.2.35. Коньковий шарнір залізобетонної рами:
1-гнута скоба з двома отворами; 2- відрізок стержня;
3,4- торцеві закладні деталі; 6- ригель піврами

Істотними відмінностями вузла є наявність гнутої скоби з двома отворами, що дозволяє виключити дві накладні деталі і два болти, а також мала металоємність і трудомісткість зборки конкового вузла.

Конструкція конкового шарніра залізобетонної рами складається з двох деталей: гнутої скоби 1 із двома отворами і відрізка стержня 2, а також торцевих заставних деталей піврам.

Гнута закладна деталь 1 приварена до закладної деталі 3 лівого торця ригеля 5. Відрізок круглого стержня 2 приварений до закладної деталі 4 правого торця ригеля 5. Кінці скоби 1 загинають до проектного положення під кутом 90°.

При використанні передбачуваної конструкції конкового шарніра в рамах для каркасів будинків техніко-економічна ефективність досягається за рахунок досягнення мінімальної металоємності (відпадає необхідність у накладках і болтах), скорочення трудовитрат при виготовленні, монтажі і виключення зварювальних робіт на монтажі.

З огляду на наявність трудомістких ручних робіт на монтажі по загині скоби було запропоновано замінити її на швелер із двома виїмками.

Отже, сполучення двох торців елементів піврам виробляється за допомогою швелера з двома виїмками, привареної до торцевої заставної деталі ригеля лівої піврами, і відрізка стержня, встановлюваного у виїмках швелера і деталі ригеля правої піврами, що приварюється до торцевої, заставної деталі (рис. 2.36).

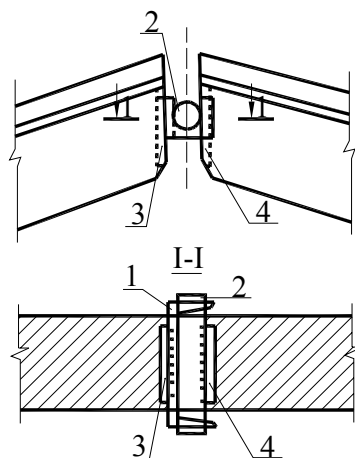


Рис.2.36. Конковий шарнір залізобетонної рами:
1 - швелер з виїмками; 2- відрізок стержня; 3,4- торцеві закладні деталі

Конструкція конкового шарніра залізобетонної рами складається з двох деталей: швелера 1 із двома виїмками і відрізка стержня 2, а також торцевих заставних деталей піврам.

Техніко-економічна ефективність досягається за рахунок досягнення мінімальної металоємності, скорочення трудовитрат при виготовленні і монтажі, виключення зварювальних робіт на монтажі, а також точність їх спряження ригеля піврам.

НАУ (за участю автора) разом із заводом ЗБК Одеського Агробуду розроблена ефективна конструкція конкового вузла.

Спряження двох торців ригелів піврам виробляється за допомогою трьох гнутих елементів – півтруб, (причому дві приварені до торцевої заставної деталі лівої піврами й одна до правого) і відрізка стержня, установлюваного між трьох елементів півтруб (рис.2.37).

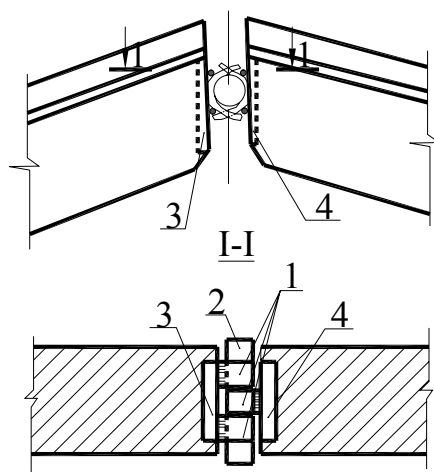


Рис.2.37. Конковий шарнір залізобетонної рами:
1 - півтруби; 2 - відрізок стержня; 3,4- торцеві закладні деталі

Конструкція конкового шарніра залізобетонної рами складається з двох деталей: трьох відрізків півтруб -1 і відрізка стержня - 2, і також торцевих заставних деталей.

Досягається мінімальна металоємність, скорочення трудовитрат при виготовленні і монтажі, у тому числі зварювальних робіт.

2.7. Розробка номенклатури конструкцій піврам

Основні розміри перетинів піврам для масового застосування були прийняті наступні:

-піврами суцільні або складені, як для будинків шириною 21 м, так і для будинків шириною 18 м, повинні виготовлятися в одній формі, що має спеціальні вкладиші, що дозволяють зменшити довжину ригеля піврам для прольоту 18 м;

-ширина полиці тавра піврам повинна гарантувати надійну роботу рамного каркаса з його площини і забезпечити достатню площу обпирання прогонів або плит покриття, а також кріплення стінового огородження;

-висота елементів піврам у вузла спряження ригеля зі стійкою призначена з умов їх роботи на позацентровий стиск;

-висота елементів піврам у конкового й опорного вузлів прийнята з урахуванням їх роботи на поперечну силу і підтверджена експериментально.

Піврами типу РЖ і РЖС є найбільш економічними по витраті бетону і сталі при найменшій масі. Це досягається за рахунок:

-удосконалювання методів розрахунку з використанням ПК ЛПА, що дозволило прийняти практично оптимальний варіант армування розтягнутої і стиснутої зон ригеля і стійки;

-раціональних конструктивних рішень арматурних каркасів;

-вибору варіанта розрізки піврами на складені елементи;

-призначення близьких до оптимальних розмірів перетинів елементів піврами і переходу на економічний тавровий перетин.

ЦНИИЭПсельстрой, Гипрооргсельстрой на основі багаторазових експериментальних досліджень, проведених за участю інститутів УкрНДДіпросільгосп, Укрколгоспроект, НДІБК і тресту “Укроргтехсільбуд” (за участю автора) розробили робочі креслення 24 марок суцільних і складених піврам таврового перетину для сільських будинків виробничого призначення шириною 18 і 21 м (табл. 2.1, 2.2, рис. 2.38). Піврами розроблені з висотою стійки 3,3 і 3,6 м під навантаження 7,5; 13,5 і 16,0 кН/м ригеля, включаючи його власну масу 150 кгс /19,20/. При розробці номенклатури піврам були враховані результати випробувань рамних каркасів і досвід їх виготовлення.

В даний час не існує єдиної точки зору по питанню, якому рішенню віддати перевагу: складеної або суцільної конструкції піврами. Тому обидва варіанти рішення залізобетонних піврам прийняті для впровадження в сільськогосподарському виробничому будівництві.

Ширина полиці тавра, тобто ширина зовнішніх граней елементів піврам прийнята, виходячи з надійної роботи реального каркаса з його площини і забезпечення достатньої площі обпирання прогонів або плит покриття, кріплення стінового огородження. Висота елементів піврам у вузла спряження ригеля зі стійкою призначена з умови їх роботи на позацентровий стиск. Висота елементів піврам у конкового й опорного вузлів призначена з умови їх роботи на поперечну силу.

Конструкції суцільних і складених піврам розроблені з урахуванням можливості їхнього виготовлення в касетних формах, оснащених спеціальними вкладишами, що дозволяють змінити довжину ригеля і висоти стійки. Виготовлення ригелів і стійок складених піврам здійснюється в двомісних металевих формах, а суцільних піврам - у багатомісних касетах. При розробці номенклатури піврам були уніфіковані арматурні каркаси і сітки, закладні деталі, зведений до мінімуму сортамент арматурної сталі. Для всіх піврам був прийнятий бетон класу В30. Поздовжні стержні арматурних каркасів прийняті з арматурної сталі періодичного профілю класу А-III, поперечні стрижні (хомути і шпильки) і сітки — із круглої арматурної сталі класу А-I.

Вищевказана номенклатура піврам відповідає регіональним умовам України. Робочі креслення і номенклатура, що включає альбом робочих креслень «Складені залізобетонні піврами РЖС», технічні умови «Піврами складені залізобетонні»/33/, альбом робочих креслень “Залізобетонні піврами РЖ”, технічні умови «Піврами залізобетонні»/34/, затверджені постановою Держбуду України.

Залізобетонні рамні конструкції типу РЖ і РЖС включені в каталоги уніфікованих індустріальних конструкцій і виробів для сільськогосподарського будівництва в Україні /7, 8, 67/.

Найбільш ефективними за техніко-економічними показниками є рішення сільськогосподарських виробничих будинків з каркасом з збірних залізобетонних піврам:

-з кроком 6 м під покриття з азбестоцементних аркушів по залізобетонних прогонах ПЖТ, установлених через 1,5м;

-з кроком 6 м під покриття з плит АКД по збірних залізобетонних прогонах ПЖТ, установленим через 3 м;

-з кроком 4,5 м під покриття зі збірних залізобетонних плит ПР- 45х30 м.

Відповідно до плану впровадження нової техніки к. Укрміжколгоспбудом і к. Мінсільбудом України побудовано 9,85 млн. кв.м. виробничих будинків у рамних конструкціях.

Тришарнірні залізобетонні рами РЖ і РЖС впроваджені в проектування і будівництво на об'єктах України з загальним економічним ефектом відповідно 0,412 і 2,940 млн. крб.

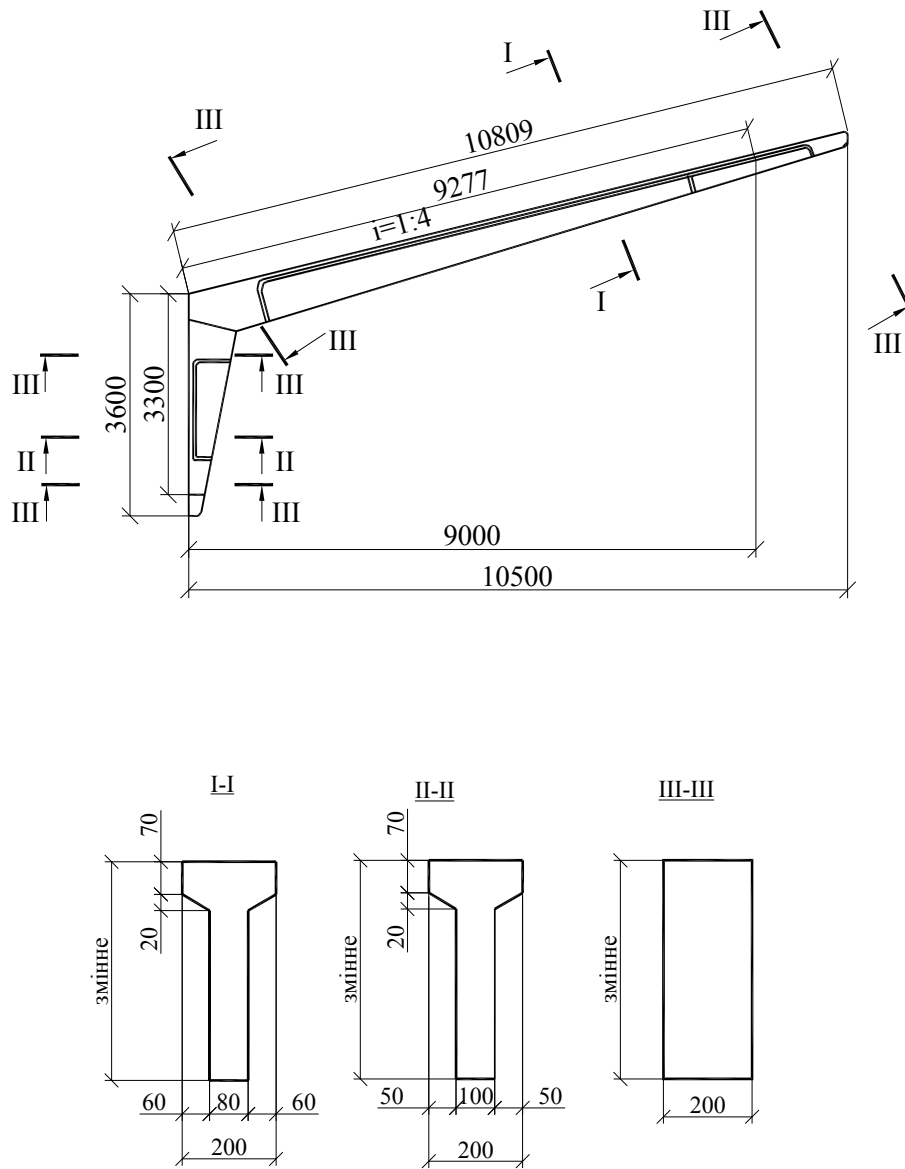


Рис.2.38. Опалубні розміри піврам таврового перерізу

1. Аналіз статичної схеми рамного каркаса будинку дозволив зробити вибір і обґрунтування переваги варіанта тришарнірної рами в порівнянні з безшарнірно, одно і двохшарнірною рамою.

2. Проведений вибір і обґрунтування об'ємно-планувальних і конструктивних рішень рамних каркасів будинків показав, що найменш матеріаломісткими і найбільш ефективними конструкціями є залізобетонні рами прольотом 18 м і 21 м із кроком 6м і висотою стійки 3,3 і 3,6 м.

3. Недоліком загальноприйнятої методики розрахунку тришарнірних залізобетонних рам є неврахування фізичної і геометричної нелінійності роботи конструкцій, а так само неврахування впливу

прогинів ригелів і стійок під навантаженням, що приводить до істотної невідповідності результатів розрахунку дослідним даним.

4. Обґрунтування розрахункових схем завантажень і удосконалювання методики розрахунку тришарнірних рам для каркасних будинків на міцність, жорсткість, тріщиностійкість за деформованою схемою з обліком геометричної і фізичної нелінійності, варто проводити по програмі, розробленої ЦНИИЭПсельстроем, і по програмі ЛПРА, розробленої НДІАСБ Держбуду України.

5. Проведено вибір і обґрунтування складеної і суцільної піврами, класу бетону В30, форми перетинів ригелів і стійок піврам - таврове, спрощеного армування піврам, з урахуванням виготовлення їх у касетних формах.

6. Армування вузла спряження ригеля зі стійкою складених і суцільних піврам значно спрощується при застосуванні роздільного способу армування з використанням гнutoї закладної деталі по а.с. № 681168 /54/.

7. Розрізка піврам у вузлі спряження ригеля зі стійкою, зроблена з метою спрощення технології виготовлення і транспортування складених елементів по а.с. № 815182 /67/; № 1028811 /62/, привела до додаткової операції по укрупнювальному складанню. Разом з тим в Україні застосовуються обидва типи залізобетонних піврам - суцільні і складені, котрі мають свої переваги і недоліки.

8. Розроблено ряд ефективних конструкцій конкових вузлів по а.с. № 1028811 /62/, №1707153 /134/,1726682 /135/ і ін.

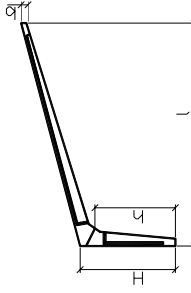
9. Розроблені робочі креслення і номенклатура 24 марок суцільних і складених піврам РЖ і РЖС таврового перетину для каркасних будинків шириною 18 і 21 м з висотою стійки 3,3 і 3,6 м під навантаження 7,5 ; 13,5 ; 16,0 кН/м ригеля затверджені постановою Держбуду України, включені в каталоги /7,8,67/ і рекомендовані до застосування в сільському будівництві України.

10. Відповідно до плану впровадження нової техніки колишніми Укрміжколгоспбудом і Мінсільбудом України побудовано 9,85 млн. кв.м виробничих будинків у рамних конструкціях.

Тришарнірні залізобетонні рами РЖ і РЖС упроваджені на об'єктах України в проектуванні і будівництві з загальним економічним ефектом відповідно 0,412 і 2,940 млн. крб.

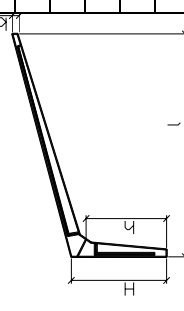
Таблиця 2.1

Номенклатура піврам РЖС

Ескіз	Марка піврам	Розміри піврам, мм								Розрахункове навантаження, кН/м		Клас бетону	Витрата матеріалів		Маса, т	
		l	H	h	c	a	b	Повна	В т.ч. тимчасова	Бетон, м ³	Сталь, кг					
	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14			
	РЖС-18-750							7,50	4,15			140,02				
	РЖС-18-1350					250		13,50	5,90		0,791	182,89		1,98		
	РЖС-18-1600		3300	2400				16,00	8,40			209,70				
	РЖС-18a-750							7,50	4,15			143,06				
	РЖС-18a-1350					195	326	13,50	5,9			187,82				
	РЖС-18a-1600		3600	2700	2250			16,00	8,40		0,804	215,89		2,01		
	РЖС-21-750							7,50	4,15				162,03			
	РЖС-21-1350							13,50	5,90			0,835	223,63			
	РЖС-21-1600					250		16,00	8,40				277,24		2,86	
	РЖС-21a-750							7,50	4,15				165,00			
	РЖС-21a-1350		10 500	3600	2700	2625	195	250	13,50	5,90		0,850	236,09			
	РЖС-21a-1600								16,00	8,40			284,20		2,45	

Таблиця 2.2

Номенклатура піврам РЖ

Ескіз	Марка піврам	Размери піврам, мм								Розрахункове навантаження, кН/м		Клас бетону	Витрата матеріалів		Маса, т	
		l	H	h	c	a	b	Повна	В т.ч. тимчасова	Бетон, м ³	Сталь, кг					
	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	13	14				
	РЖ-18-750							7,50	4,15			128,03				
	РЖ-18-1350							13,50	5,90			172,06	0,763		1,91	
	РЖ-18-1600		3300	2400		300		16,00	8,40			198,44				
	РЖ-18a-750							7,50	4,15	326						
	РЖ-18a-1350							13,50	5,90							
	РЖ-18a-1600		3600	2700		250		16,00	8,40							
	РЖ-21-750					2250		7,50	4,15					0,780		1,95
	РЖ-21-1350							13,50	5,90					0,850		2,43
	РЖ-21-1600		3300	2400		300		16,00	8,40							
	РЖ-21a-750							7,50	4,15	250						
	РЖ-21a-1350							13,50	5,90							
	РЖ-21a-1600		3600	2700	2625	250	250	16,00	8,40					0,867		

РОЗДІЛ 3. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНЕ ВИПРОБУВАННЯ ТРИШАРНІРНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ РАМ

Випробування тришарнірних залізобетонних рам, зібраних з суцільних і складених піврам типу РЖ і РЖС проводились з метою визначення їх фактичної несучої здатності, жорсткості, тріщиностійкості, характеру і місць розрушення, а також для порівняння результатів випробування з даними розрахунку. При цьому передбачалось, що результати випробувань дозволяють оцінити правильність прийнятої методики розрахунку залізобетонних рам і виявити чисельні значення інженерних параметрів для оцінки якості і надійності конструкцій, що випробовувались.

3.1. Коротка характеристика конструкцій піврам

Рами для випробування типу РЖ і РЖС прольотом 18 і 21м складені з двох Г-подібних піврам, шарнірно з'єднаних в конковому вузлі і вузлах обпирання стійок – п'ятах. Поперечний переріз ригеля і стійки піврам прийняті тавровими з полкою, розташованою по зовнішньому контуру рами. Вузол спряження ригеля зі стійкою піврами без вута і здійснюється за допомогою електрозварювання випусків арматурних стержнів із стійки і закладної деталі ригеля по зовнішньому контуру.

Висота перерізу ригеля для прольоту 21м змінювалась від 250 мм в конковому вузлі до 735 мм в карнизному вузлі, для прольоту 18 м – від 340 мм до 735 мм. Розміри перерізу стійок для рам обох прольотів однакові – 3,3 м.

Піврами армуються двома плоскими каркасами; в якості розтягнутої робочої арматури використовувалась сталь класу А-III діаметром 25, 22 мм. Проектний клас бетону – В30.

Ригелі і стійки складених піврам РЖС виготовлялись на заводах залізобетонних конструкцій к.Укрміжколгоспбуду і к.Мінсільбуду України по відпрацьованих для довгомірних виробів технологічним схемам в металевому оснащенні з максимальним використанням обладнання: бетоноукладчиків, вібростолів, пропарочних камер і т.ін.

Для виготовлення бетону використовувався цемент марки не нижче 400, що відповідає нормам ГОСТ. При найбільшій крупності заповнювача 20 мм було рекомендовано використання двох фракцій 5-10 і 10-20 мм у відношенні 30-40 і 70-60%.

При проектуванні складу бетону нормувались наступні параметри: водоцементне відношення 0,40 і менше; подвижність бетонної суміші в момент укладання 1-4 см; жорсткість 15-25 с. Витрата цементу 300-480 кг/м³ в залежності від його активності і характеристики заповнювачів.

Арматурні каркаси і сітки виготовлялись із арматурної сталі періодичного профілю класу А-III і з гарячекатаної гладкої арматури класу А-I, що відповідають нормам ГОСТ.

Зварна арматура і закладні деталі були прийняті відповідно до норм ГОСТ. Поздовжні арматурні стержні каркасів ригелів з'єднувались за допомогою контактної стикового зварювання. Перед початком цих робіт на випробних зразках підбирався режим зварювання в заводській лабораторії.

Каркаси і сітки виготовлялись з використанням кондукторів або шаблонів. При цьому особливу увагу приділяли відповідності проекту основних габаритних розмірів.

Для забезпечення заданої товщини захисного шару бетону встановлювались фіксатори. Допускались, як виняток, фіксатори з металевих шпильок.

Ригелі і стійки складених залізобетонних піврам РЖС виготовлялись в сталевих формах з відкидними бортами. Перед початком робіт перевірялись і змазувались формуючі поверхні оснащення. Після укладання арматурних каркасів в форми перевірялись задана товщина захисного шару бетону і положення закладних деталей, призначених для укрупненої зборки ригеля зі стійкою і утворення конкового шарніру. Закладні деталі закріплялись в робочому положенні фіксаторами. При бетонуванні ригелів і стійок особлива увага приділялась щільності бетону у закладних деталях. Бетонна суміш ущільнювалась на вібростолах або на вібротумбах.

Транспортувались ригелі і стійки піврам тільки при вертикальному положенні стінок таврових перерізів. При перевезенні їх автотранспортом використовувались напівпричепа, призначені для перевезення довгомірних вантажів, які повинні бути оснащені спеціальними пристроями, що не допускають переміщення ригелів і стійок під час перевезення. Елементи піврам при транспортуванні опирались на дерев'яні або гумові прокладки, що розташовувались біля прямокутних частин ригелів і стійок (рис.3.1).

Для закріплюючої збірки піврам використовувався комплект оснащення, що складався із стійки і двох струбцин. Стійка встановлювалась у вертикальному положенні. За допомогою крана ригель

укладають одним кінцем на стійку, інший кінець опирається на ґрунт (рис.3.2) Ригель повинен бути зафіксований в оголовці стійки.



Рис. 3.1. Схема транспортування ригелів складених піврам

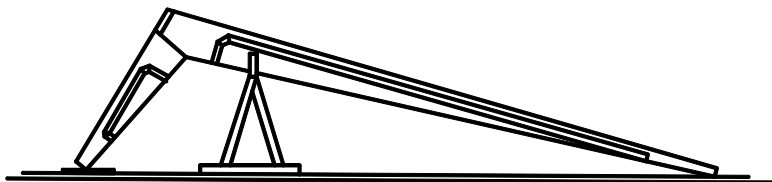


Рис. 3.2. Схема збірки піврам

Струбцини служать для фіксації стійки піврами по відношенню до ригеля в процесі її збірки. Вузол спряження стійки з ригелем повинен збиратися строго до проекту. Після закінчення збірки піврам стійка служить підставкою, з якої піврама встановлюється в проектне положення при монтажу каркасу споруди. Знімати півраму зі стійки і класти її на ґрунт площадки категорично забороняється.

Закладні деталі рам повинні мати антикорозійне покриття відповідно до СНиП /32/. Деталі ригеля і випуску арматури стійки в карнизному вузлі покриваються цинковим протекторним ґрунтом, після чого бетонуються цементно-пісчаним розчином М200 по металевій сітці.

Збірні залізобетонні піврами РЖС повинні відповідати вимогам технічних потреб і робочим кресленням.

Перед початком виробництва арматурних робіт, що призначені для виготовлення арматурних каркасів суцільних піврам РЖ проводився відбір зразків і випробування арматурної сталі. Плоскі арматурні каркаси зварювались на машині для контактного зварювання МТП-200/1200, що дозволяє проварити хрестоподібні з'єднання стержнів максимальних діаметрів 22 і 10 мм (табл.3.1).

Таблиця 3.1

Рекомендований режим зварювання для машини МТП-200/1200

Діаметр стержнів, що зварюються	Процес		
	стиск	зварювання	проковка
Ø22 + Ø10	12	13	11
Ø22 + Ø8	8	6	5
Ø14 + Ø8	8	8	5

Збірка плоских каркасів на кондукторі проводилась дуговим зварюванням електродом типу Э42-Ф з покриттям типу УОНИ 1345 діаметрами 4 і 5 мм. Особлива увага зверталась на недопускання підпалів і підрізів. Плюсіві допуски при збірці просторового арматурного каркасу на кондукторі не допускались.

При виготовленні піврам в касетних формах на 7-10 піврам використовувався бетон класу В30 з осіданням конуса не більше 6 см (рис. 3,3; 3,4; 3,5; 3,6). Попереднє витримання бетону перед подачею пару в касету не потрібне. Подавали бетон в попередньо розігріту до температури 45°С металічну форму.

При недопуску витічки цементного молочка в першу чергу бетонувались стійки піврам, а потім ригелі.

Рекомендується наступний режим теплового оброблення піврам:

- підйом температури до 85°С – 3 год.
- ізотермічна витримка – 3 год.
- охолодження – 2 год.

Для контролю міцності бетону одночасно з бетонуванням піврам виготовляються кубики 10×10

×10 см. Крім цього, додаткову міцність бетону в день випробування контролювалась з допомогою молотка Кашкарова та неруйнівним способом.

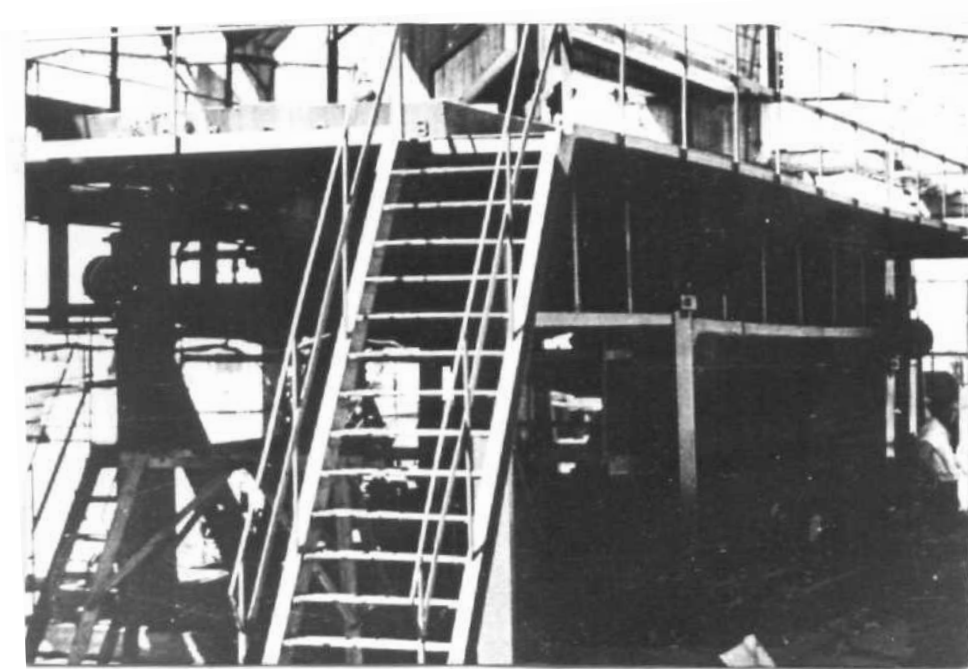


Рис. 3.3. Касетна форма для виготовлення суцільних піврам РЖ на заводі ЗБВ к. тресту Кримсільбуд

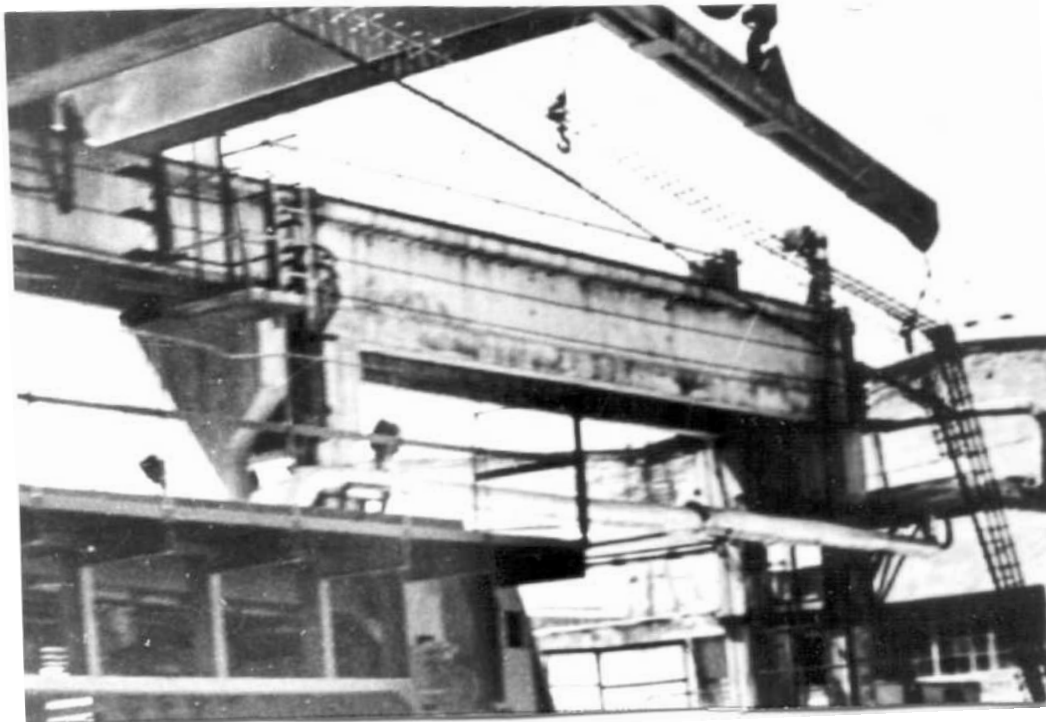


Рис. 3.4. Монтаж арматурного каркасу в касетну форму

Після вийняття піврами з опалубки проводився ретельний огляд на предмет виявлення усадочних тріщин.

Суцільні залізобетонні піврами повинні відповідати нормам технічних вимог і робочим кресленням.

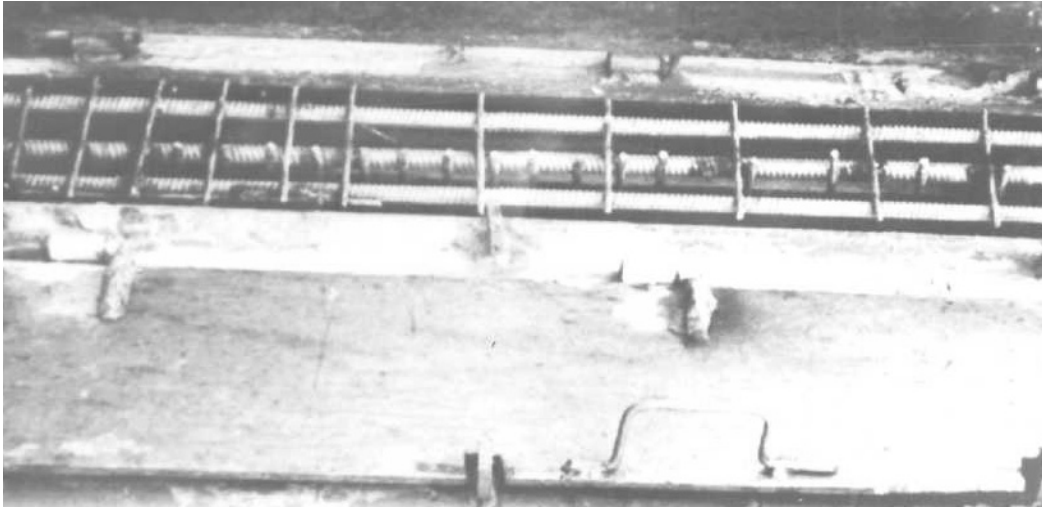


Рис. 3.5. Опалубка і арматурні каркаси перед бетонуванням

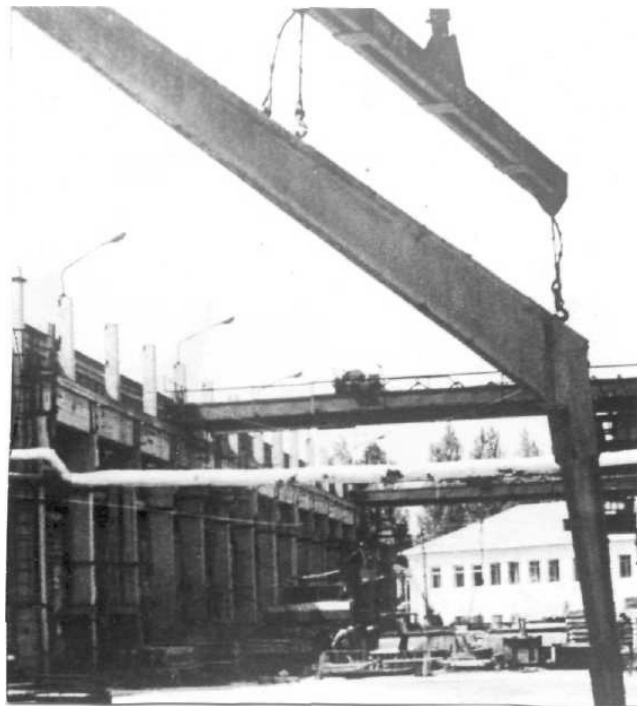


Рис. 3.6. Виймка піврами з касетної форми за допомогою траверси

В наш час широко використовується спосіб монтажу піврам, що включає попередню збірку їх на спеціальному механічному кондукторі, а потім перенеску на монтажну вишку для установки в проектне положення .

Недоліком цього способу є необхідність додаткового виготовлення кондуктора, вивірки його на місці установки, переміщення на наступну вісь споруди і т.ін., тобто крім монтажної вишки використовується ще і додаткове обладнання, що майже в два рази збільшує трудовитрати монтажу.

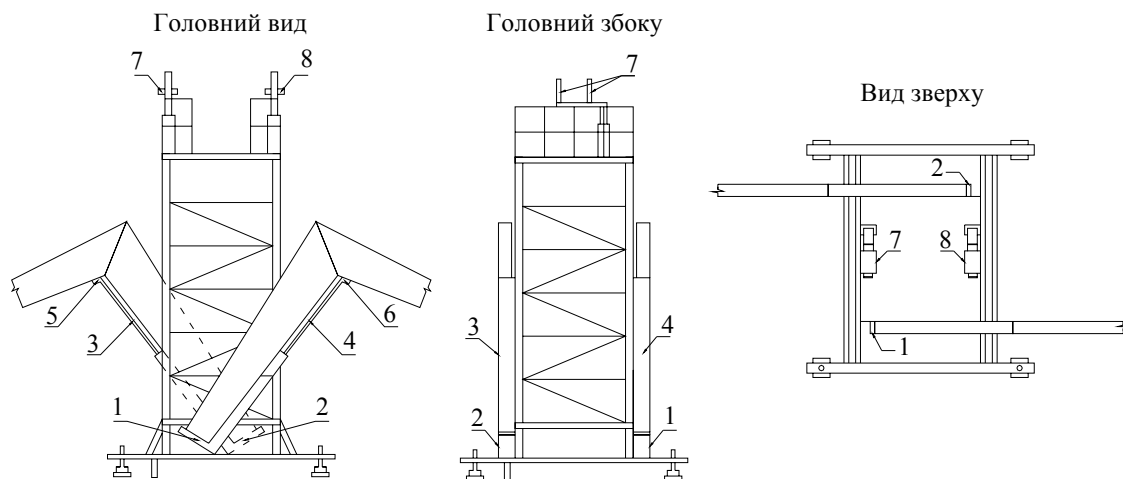


Рис. 3.7. Пристрій із монтажною вишкою
1, 2 - пристрій для збору піврам ; 3, 4 - розсувне ложе пристрою;
5, 6 - опора пристрою для ригеля ; 7, 8 - опорна площадка монтажної вишки

Національним авіаційним університетом (НАУ) з участю авторів розроблений спосіб монтажу рамних каркасів по заявці на авторське свідоцтво №1738979/136/.

Спосіб монтажу рамних каркасів включає обладнання для збірки піврам 1 і 2, роздвижне ложе 3 і 4, опори для ригеля 5 і 6, опорні площадки монтажної вишки 7 і 8, укрупнену збірку елементів піврам і їх установку в проектне положення безпосередньо за допомогою монтажної вишки (рис.3.7). На рис.3.8 представлена схема укрупненої збірки і монтажу піврам. Суттєвою відмінністю є те, що укрупнена зборка ригеля і стійок піврам виконується безпосередньо на монтажній вишці з використанням двох роздвижних накладних опорних влаштувань.

Монтаж елементів проводиться наступним чином. Після вивірки монтажної вишки в середині прольоту споруди в створі першої пари фундаментів по осі А на опорних площадках вишки 1,2 починають збірку піврам (І етап). Спершу встановлюють стійки піврам в ложі вишки 3,4 після чого на верхні п'яти стійок 5,6 укладають ригелі піврам, конкові кінці яких упираються в фундамент. Після зварювання стикових з'єднань піврами переносять в створ осі Б, що відповідає проектному (етап ІІ), причому п'яти стійок піврам встановлюють у стакани фундаменту, а конкову частину ригелів опирають на опорну площадку монтажної вишки.

В наш час широко використовується спосіб монтажу піврам, що включає попередню збірку їх на спеціальному механічному кондукторі, а потім перенеску на монтажну вишку для установки в проектне положення .

Недоліком цього способу є необхідність додаткового виготовлення кондуктора, вивірки його на місці установки, переміщення на наступну вісь споруди і т.ін., тобто крім монтажної вишки використовується ще і додаткове обладнання, що майже в два рази збільшує трудовитрати монтажу.

Після вивірки обох піврам, здійснюють монтаж конкового шарніру, а п'яти стійок установлюють в стакани фундаментів. Після встановлення зв'язків, прогонів і плит, секція вважається змонтованою і монтажну вишку переносять на наступну вісь.

Використання даного способу монтажу рамного каркасу споруди скорочує трудомісткість будівництва на 25 %.

3.2. Методика і техніка випробування

В наш час застосовують різні методи випробування рамних конструкцій:

- шляхом стягування піврам по лінії, що з'єднує п'яту стійку з нульовою моментною точкою ригеля або з конковим шарніром за допомогою блоків, що укладаються на збірні залізобетонні перекриття;
- за допомогою ричажної системи з навантаженнями штучними вантажами (рис.3.9;3.10);
- за допомогою підвішених до ригеля рами баків з водою (рис.3.11; 3.13.) та ін.

Слід зазначити, що випробування шляхом стягування не в повній мірі відповідають дійсній роботі піврам в каркасі споруди.

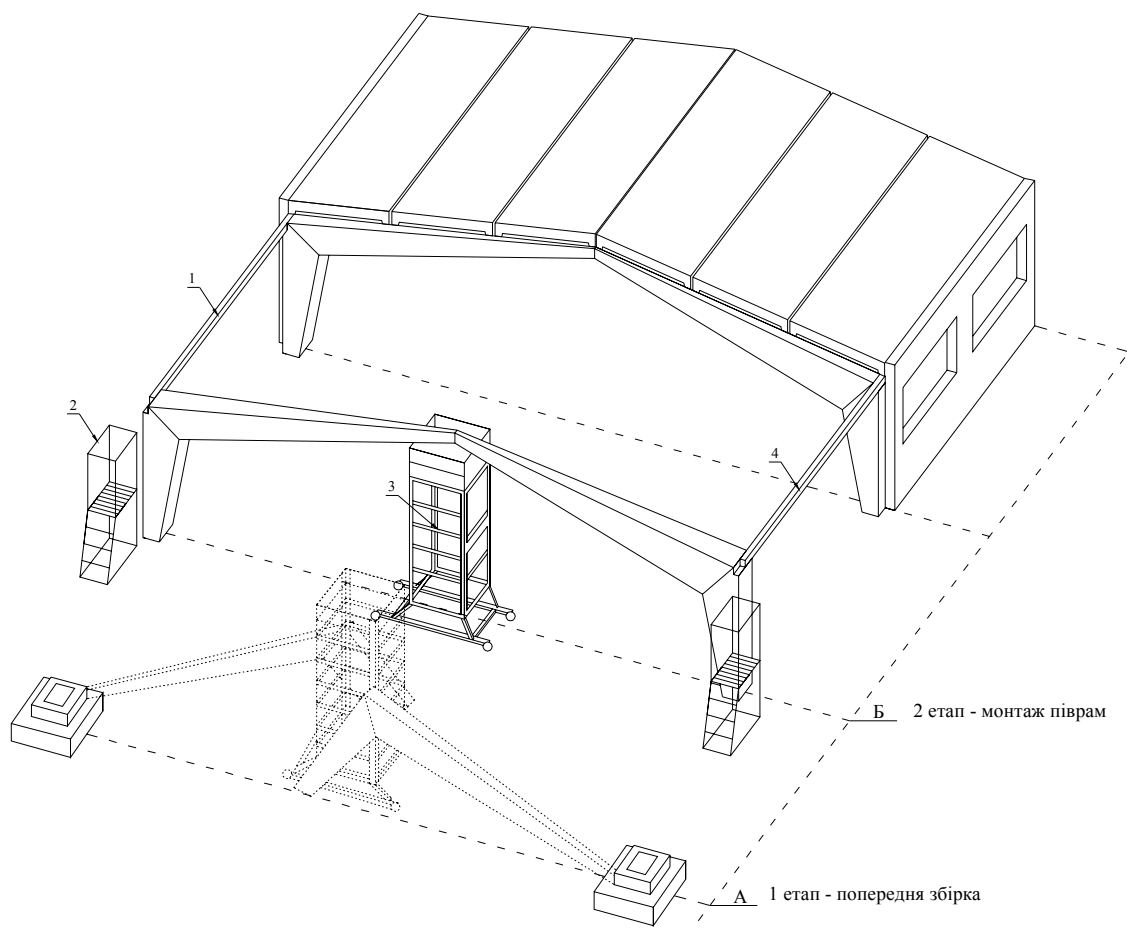


Рис. 3.8. Схема укрупненої збірки і монтажу піврам:
1-розкіс; 2-площадка монтажника; 3-звіс; 4-разпірка

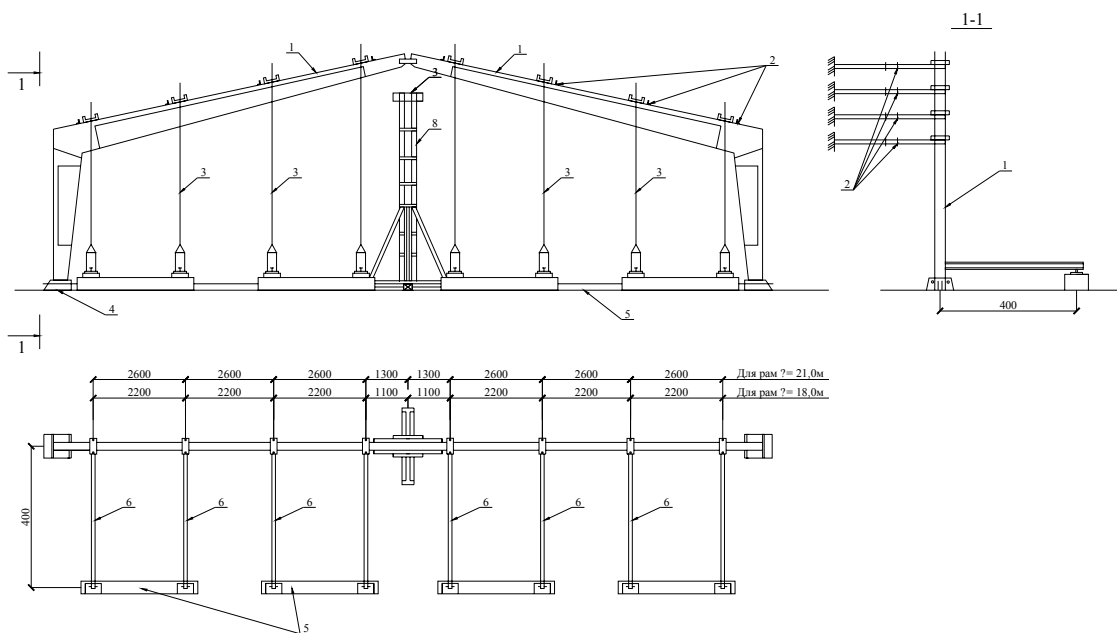


Рис. 3.9. Схема стенду для дослідження рамних каркасів:
1-рамний каркас; 2-зв'язки із угольників; 3-підвіски ф25A1; 4-опорний башмак; 5-затяжка ф36A1;
6-опорні балки №24 довжиною 4200мм; 7-опорні бетонні блоки; 8-монтажна вишка із домкратом

Навантаження ригеля рами поверху залізобетонними блоками також не зовсім доцільно, так як плити покриття не забезпечують вільного переміщення конструкції в процесі випробування і результати випробування получаются з похибками. До того ж, знаходження вантажів на покритті небезпечно з точки зору техніки безпеки при проведенні випробування.

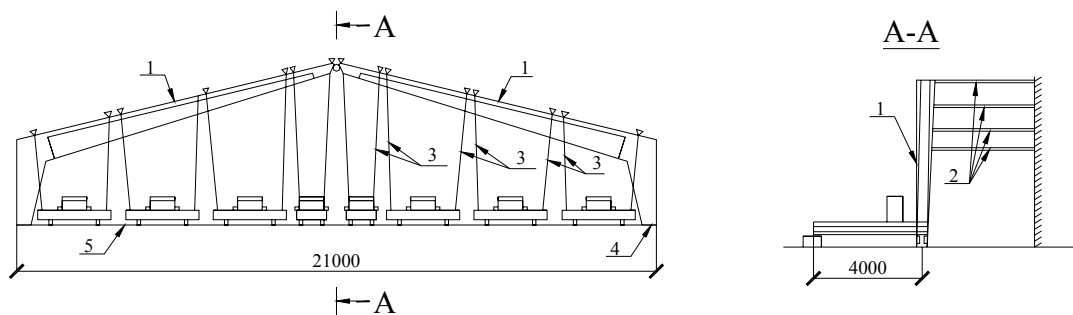


Рис. 3.10. Схема стенду для досліджень рамних каркасів:

1 - рамний каркас; 2 – зв'язки із угольників; 3 - підвіски ф25АШ; 4 - опорний башмак; 5 - металічна затяжка

Найбільш вдалим в польових умовах є завантаження рами за допомогою ричажної системи (рис.3.9; 3.10).

Інститутом Гипрооргсельстрой (рис.3.11), к. Українським управлінням Оргміжколгоспбуд (рис.3.12) і к. УкрНДДіпросільгосп разом з к. Вінницьким Облміжколгоспбудом (рис.3.13) за участю автора розроблені конструкції стендів для випробування рамних каркасів, на яких проводились випробування суцільних і складених піврам РЖ і РЖС.

Перед початком випробування визначалась межа міцності бетону в піврамах по результатам випробування контрольних кубів (табл.3.2,3.3) і не руйнуючим методом (табл.3.4), а також межа текучості сталі по результатам механічних випробувань арматурних стержнів (табл.3.5).

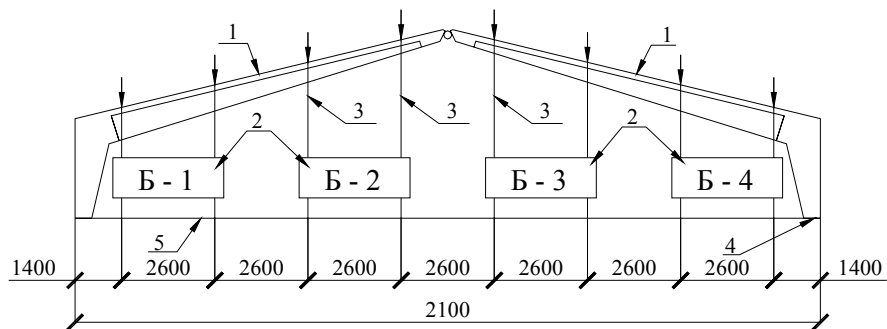


Рис. 3.11. Схема стенду для досліджень рамних каркасів:

1 - рамний каркас; 2 - ємкість (баки) для води; 3 – підвіски Ф25АШ; 4 - опорний башмак; 5 - металічна затяжка

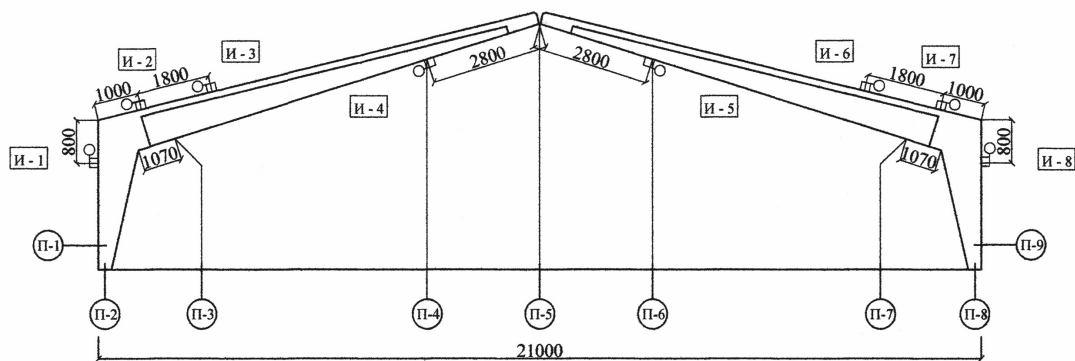


Рис.3.12. Схема розміщення приборів (И-індикатор, П –прогибомер)

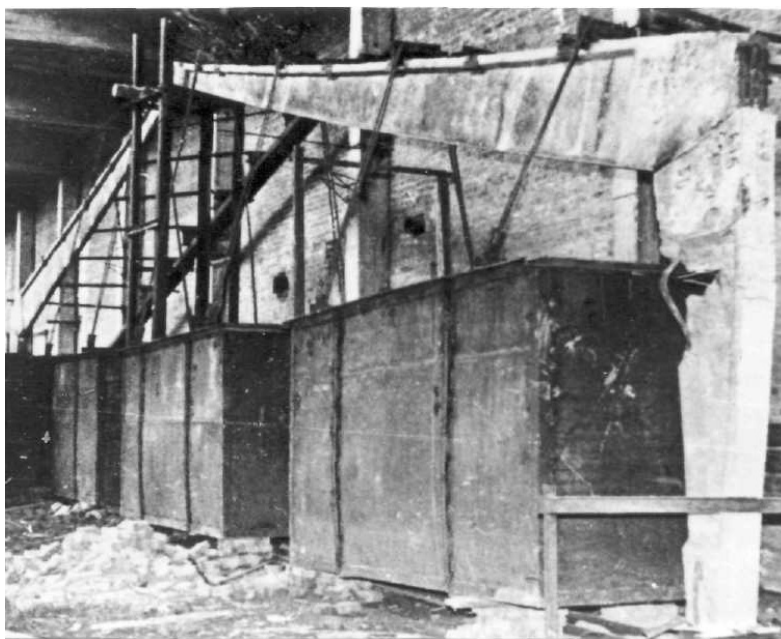


Рис. 3.13. Рама після випробувань

Таблиця 3.2

**Результати випробувань зразків бетону
(Свдокіївський цех №1 ДЗССК Донецького Облміжколгоспбуду)**

Номер зразків кубів 15см	Марка піврам	Клас бетону	Вік, доба	Умови твердіння	Результати випробування кубів		Приведена міцність
					МПа	(середня) МПа	
1	РД- 21 – 1500	В30	28	Пропарка	37,0 36,2 37,4	36,8	30,1
2	РД- 21 – 1500	В 30	28	-"-	36,6 35,9 38,5	37,0	30,2
3	РЖ- 21 – 1500	В 30	28	-"-	39,6 31,4 40,5	37,1	30,3
4	РЖ- 21 – 1500	В 30	28	-"-	34,8 37,0 38,5	36,7	30,0
5	РД- 21 – 1500	В 30	28	-"-	35,5 37,7 37,0	36,7	30,0
6	РЖ- 21 - 1500	В 30	28	-"-	39,6 31,4 39,6	36,8	30,1

АКТ
на виготовлення рамних конструкцій РЖС-18 (ригель і стійка)
і випробування зразків – кубів на міцність при стиску

Марка	Цемент кг	Щебень, кг	Песок, кг	В/Ц	Міцність 28.08.	кубів 24.09	при 24.0	стиску 24.10	МПа 24.10	серед- не
РЖС-18 (стійка- 2шт.)	600	1200	500	0,4	28,9 28,9	38,9	--	42,0 41,2	--	41,6
РЖС-18 (ригель- 1шт.)	600	1200	500	0,4	30,0 31,0 30,8	39,8	39,3	42,3	43,1	42,7
РЖС-18 (ригель- 1шт.)	600	1200	500	0,4	28,6 29,0 31,5	--	--	41,5 42,3	40,8	41,5

Таблиця 3.4

Результати визначення міцності бетону неруйнуючим
методом (молотком Кашкарова). Ригель (лівий) РЖС-21-1600;
(Виробник – Вінницький завод ЗБК)

№	Дб	Де	Дб/Де	Рб
1	64	41	1,56	250
2	65	45	1,44	295
3	60	43	1,39	305
4	60	43	1,39	305
5	63	43	1,46	290
6	64	40	1,6	240
7	68	44	1,56	255
8	63	43	1,46	290

Середнє значення 280 кг/см²

Таблиця 3.5

Результати механічних випробувань арматурних зразків
На розтяг (Вінницький завод ЗБК Облміжколгоспбуду)

№	Марка зразків	Межа міцності, МПа	Межа текучості, МПа
1	Сталь класу А-III Ø18	59,4	40,5
2	Сталь класу А-III Ø18	61,7	40,5
3	Сталь класу А-III Ø18	61,3	40,1
4	Сталь класу А-III Ø25	63,1	41,5
5	Сталь класу А-III Ø25	63,1	41,5
6	Сталь класу А-III Ø25	63,1	41,5

До і після проведення випробувань замірялися відстані між опорними шарнірами, а також висота до конкового шарніру. Визначалися фактичні розміри перерізів ригелів і стійок, а також товщина захисних шарів бетону. Додатково перевірялась якість контактного стикового зварювання арматурних стержнів.

Рами РЖ і РЖС випробовувались короткодіючим тимчасовим навантаженням на заводах ЗБК, к.трестів Укрміжколгоспбуду і Мінсільбуду України. Рами, що випробовувались, встановлювались паралельно з блоком, складеним з двох розкріплених між собою рам, або вздовж каркасної стіни промислових споруд.

Ригелі залізобетонних рам розкріплюються на рівні покриття металевими розпірками з кутників через 1,5 м /17,24/ і через 3 м /25/. П'яти залізобетонних піврам встановлювались в металеві башмаки, які розволожені на бетонному полу, і з'єднувались між собою зтяжкою з двох арматурних стержнів.

Завантаження ригеля рам проводилось вісьма зосередженими силами по схемам, приведених в альбомах робочих креслень рам РЖ і РЖС, по 4 на кожному півпрольоті. Ричажна система із навантаження складалася з сталевих тяг. До тяг одним кінцем підвішувались металеві балки, а другий їх кінець укладався на металеві опори, розташовані на підставках з бетонних фундаментних блоків. В якості вантажів використовувались попередньо зважені залізобетонні перемички або фундаментні блоки.

Для огляду ригеля рами і верхніх ділянок стійок під час випробування, а також зняття показів приборів, що знаходяться на ригелі, вздовж рами, що випробовується були встановлені підмостки, не зв'язані з нею.

Відповідно з ГОСТ /3/ конструкція для випробування завантажувалась ступенями, що не перевищує 20% нормативного навантаження. Рамний каркас завантажувалась ступенями навантаження з витриманням на кожному ступені, необхідним для зняття показів приборів. При нормативному навантаженні витримування складає – 1-2 години.

Основними є наступні ступені навантаження:

- що відповідає величині власної ваги ригеля рівної;
- 150 кгс/м;
- що імітує власну вагу покриття;
- що відповідає нормативному навантаженні на одному півпрольоті рами;
- що відповідає нормативному навантаженні на всьому прольоті рами;
- що відповідає розрахунковому навантаженні на раму;
- що відповідає величині руйнуючого навантаження на раму.

В процесі випробування вимірялись:

- прогини в конковому шарнірі і в перерізах ригеля на відстані 2,8 м від шарніра;
- осадка і горизонтальне переміщення п'ят стійок рами;
- деформація робочої арматури в характерних перерізах;
- ширина розкриття тріщин.

Для вимірювання прогинів і осадки опор були використані прогиноміри системи Аістова з ціною поділки 0,01 мм. Деформації арматури вимірялись індикаторами часового типу з ціною поділки 0,01 мм. Ширина розкриття тріщин в процесі випробування рами вимірялась за допомогою мікроскопа МПБ-2 з 24-кратним збільшенням і ціною поділки 0,05 мм.

Після руйнування зразків їх фотографували, заміряли фактичні розміри поперечних перерізів і величину захисного шару бетону, вирізали зразки арматури для визначення її дійсних механічних характеристик.

З метою скорочення строків проведення випробувань і зменшення необхідної для випробування кількості піврам КІБІ разом з к. інститутом Укрколгосппроект проводив випробування піврам на Жулянському заводі ЗБК Київського Облміжколгоспбуду (м.Вишневе) на спеціальному стенді (рис.3.14). Стенд розроблений к.трестом Оргтехбуд Укрміжколгоспбуду і призначений для випробування залізобетонних піврам до 21 м /81/.

Технічна характеристика стенду:

- габаритні розміри14,4х24х6,8м;
- робочий тиск в гідросистемі.....до 20 МПа;
- максимальне навантаження, що зумовлене одним гідродомкратом.....до 157 кН;
- хід штока гідродомкрата.....520 мм;
- маса металоконструкції.....8000 кг;
- обслуговуючий персонал.....2 чел.;

- тривалість випробування одного елемента... 1,5-2 год.

Завантаження піврами здійснюється за допомогою 1,5 т гідравлічних домкратів, підключених до маслостанцій. Відмінністю даного стенду є можливість проведення випробування однієї піврами, що впирається конковим шарніром в точку, що може пересуватися по вертикальній грані контрфорса (рис.3.14). Жорсткість піврам, що випробовуються з плоскості забезпечується жорсткістю конструкції домкратів, які встановлюються з кроком 3м і 1,5м в конку – всього в 5 точках.

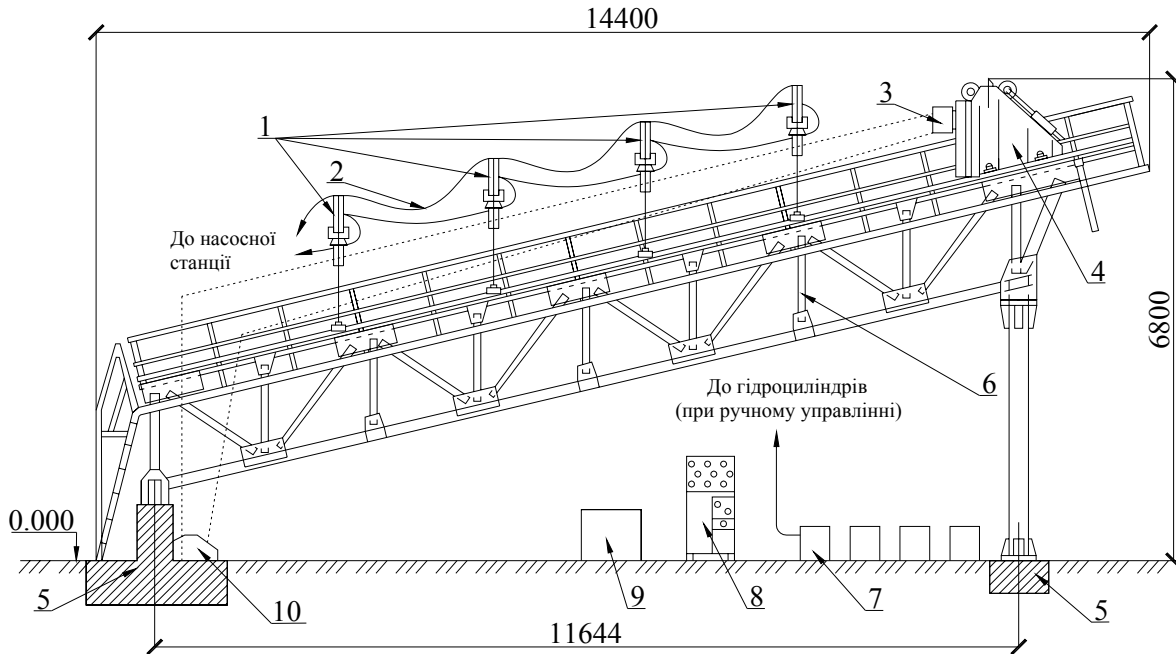


Рис. 3.14. Стенд для досліджень рамних конструкцій:

- 1 – гідравлічні силосбудники; 2 - гідророзводка; 3 - візок; 4 - контрфорс; 5 - фундамент;
6 - просторова ферма з площадками обслуговування; 7 - насосна станція (ручний привід);
8 - пульт управління; 9 - насосна станція; 10 - башмак

3.3. Оцінка результатів випробування

Розробці робочих креслень залізобетонної складеної піврами передувало експериментальне випробування зразка вузла спряження ригеля зі стійкою, а також конкового вузла, перевіреного ЦНИИЭПсельстроем. Методика випробування передбачала схему завантаження, при якій робота дослідних зразків вузлів відповідала їх роботі в каркасі споруди. На основі результатів проведених випробувань вузол спряження ригеля зі стійкою був допрацьований, після чого результати випробування показали, що він надійний, тому його конструкція була використана без змін при розробці складених піврам РЖС-21 і РЖ-18.

Результати випробування всіх трьох вузлів спряження ригеля зі стійкою показали, що як і в суцільних так і в складених піврамах вказаний вузол може руйнуватися тільки внаслідок роздроблення бетону під гнutoю закладною деталлю. При цьому величина руйнуючого навантаження досить точно може бути визначена виходячи з припущення, що під гнutoю закладною деталлю напруження в бетоні досягають його призматичної міцності.

Для того, щоб не допустити руйнування вузла спряження ригеля зі стійкою, розміри закладної гнutoї деталі повинні задовольняти наступні

$$A_q R_b \geq R_s A_s \cos \alpha / 2, \quad (3.1)$$

де A_q – площа проекції закладної деталі на площину, що проходить через її кінці;

R_b – призматична міцність бетону;

R_s – розрахунковий опір арматури, привареної до гнutoї закладної деталі;

A_s – площа поперечного перерізу всіх стержнів, приварених до гнutoї закладної деталі;

α - кут загину гнutoї деталі.

У всіх піврамах таврового перерізу розміри гнutoї закладної деталі були більші розмірів, що визначались раніше вказаним способом, приблизно на 50%. Це свідчить про надійність роботи найбільш відповідальних елементів рамних каркасів карнизних вузлів в процесі експлуатації споруд.

Всі дослідні піврами були виготовлені в натуральну величину без суттєвих відхилень їх розмірів від опалубочних.

Оцінка результатів випробування залізобетонних рам проводилась з урахуванням фактичних фізико-механічних характеристик бетону і арматурної сталі. Розрахункова схема рами і розміри перерізів приймалися по даним обмірів конструкції в натурі. В усіх рамах, що прийшли випробування типу РЖС тріщини починали з'являтися одночасно в карнизних вузлах і розтягнутих зонах ригеля при навантаженні, рівному власній вазі покриття. Оцінку міцності конструкцій рам проводили по значенням навантаження, що викликає одне з наступних станів, що свідчить про те, що опір конструкції дії цьому навантаженню вичерпаний:

- текучість сталі поздовжньої розтягнутої арматури в нормальному перерізі до початку роздроблення бетону стиснутої зони ($c=1,25$);
- те ж в похилому перерізі ($c=1,4$);
- розрив поздовжньої розтягнутої арматури ($c=1,6$);
- роздроблення бетону стиснутої зони в нормальному і похилому перерізах до початку текучості сталі ($c=1,6$);

де c – коефіцієнт відношення величини дослідного руйнуючого навантаження до розрахункового /3/.

Оцінку жорсткості конструкції рам проводили по значенню відношення фактичного прогину від контрольного навантаження до контрольного прогину з урахуванням відношення проектного прогину до допустимого /3/.

Відношення дослідного значення прогину при нормативному навантаженні до величини прольоту не повинне перевищувати допустимого прогину по СНиП /68/, рівного 1/300 прольоту для даного типу конструкції.

Оцінку тріщиностійкості конструкції рам проводили по значенню ширини розкриття тріщин на рівні центра тяжіння арматури при нормативному навантаженні, яке не перевищує /3/:

- допустима ширина розкриття тимчасових короткодючих тріщин 0,20 – 0,25 мм;
- контрольна ширина розкриття тріщин – 0,15 мм.

Розглянемо результати випробування тришарнірних залізобетонних рам (табл.3.6).

Рама №1 прольотом 21 м під розрахункове навантаження 13,2 кН/м була виготовлена з відступом від робочих креслень: з'єднання арматури в каркасі К-4 і в вузлі А ригеля виконані внахлест; позиція 27 в ригелі рами подовжена на 500 мм (рис.3.15).

Міцність бетону по результатам випробування контрольних кубів складає 31,2 МПа, по результатам випробувань ударним молотком Кашкарова – 30,4 МПа при класі бетону по міцності на стиск В30 по проекту.

Середнє значення межі текучості арматури із сталі класу А-III по результатам випробування склало 488,5 МПа, а згідно сертифікату на дану партію сталі – 447,3 МПа.

Поява перших тріщин в розтягнутих зонах бетону спостерігається при навантаженні 5,886 кН/м з урахуванням власної ваги ригеля. Максимальне розкриття тріщин в ригелях і стійках рами при нормативному навантаженні не перевищувало 0,12, що менше 0,15 мм.

Вертикальне переміщення конкового шарніру при нормативному навантаженні, що виключає вплив власної ваги рами і завантажуючого обладнання – 1,47 кН/м склало 5,02 см або 1/418 прольоту рами, що менше 1/300.

При розрахунковому навантаженні закладні деталі в карнизних вузлах, що з'єднують розтягнуту арматуру, в процесі завантаження відходили від бетону, в результаті чого маємо зазор 1мм.

Найбільше навантаження, досягнуте при випробуванні рами склало 18,9 кН/м ригеля /17,25/. При цьому навантаженні відбулося руйнування однієї із стійок рами в перерізі, що примикає до карнизного вузла в місці переходу прямокутного перерізу в тавровий. Руйнування відбулося внаслідок текучості сталі поздовжньої розтягнутої арматури в нормальному перерізі до початку роздроблення бетону стиснутої зони.

Коефіцієнт c відношення руйнуючого навантаження до розрахункового складає 1,43, що більше 1,25 по ГОСТ /3/.

Розкріплення ригеля рами було через 1,5 м. Втрати місцевої або загальної стійкості елементів рами не спостерігалось.

Для недопущення відставання закладної деталі в карнизному вузлі було рекомендовано заанкерувати її відрізками арматури, привареними до тавра.

Таким чином, рама №1 відповідає вимогам норм /3,68/ по міцності, жорсткості та тріщиностійкості, у зв'язку з чим вона була рекомендована до застосування в каркасах сільськогосподарських промислових споруд, з розкріпленням ригеля рами з його площини через 1,5 м по скату.



Рис. 3.15. Таврова стійка піврами після випробувань

Рама №2 прольотом 21 м запроектована під розрахункове навантаження 15,7 кН/м (рис.3.16).

Міцність бетону по результатам випробувань ударним молотком Кашкарова – 27,5 МПа (стійки) і 28,9 МПа (ригелі) при класі бетону по міцності на стиск В30 по проекту. Середнє значення межі текучості арматури із сталі класу А-III по результатам випробувань – 407,1 МПа (табл.3.6).

Вертикальне переміщення конкового шарніру при нормативному навантаженні, виключаючи дію власне рами – 5,59 см або 1/376 прольоту рами. Загальне роздвіжка опор рами при нормальному навантаженні – 0,84 см.

Поява перших тріщин в розтягнутих зонах бетону спостерігалась при навантаженні 6,9 кН/м з урахуванням маси ригеля. Подальше навантаження супроводжувалось розкриттям тріщин в розтягнутих зонах бетону рами, причому найбільше розкриття - в правій піврамі, в стійці і ригелі біля карнизного вузла. Максимальне розкриття тріщин при нормативному навантаженні поблизу карнизного вузла в місці переходу прямокутного перерізу в таврове складало:

Тріщини	До видержування мм	Після видержування мм
В лівому ригелі	0,10	0,12
В правому ригелі	0,18	0,20
В лівій стійці	0,15	0,17
В правій стійці	0,2	0,22

При досягненні рівня розрахункового навантаження –15,7 кН/м структурних руйнувань не виявлено. В приопорних ділянках стійок рами при максимальному навантаженні тріщин не знайдено. В карнизних вузлах закладні деталі, що з'єднують розтягнуту арматуру, в процесі монтажу і випробування відходили від бетону. Перед випробуванням рам зазор між цими деталями і бетоном складав біля 1 мм, а при досягненні розрахункового навантаження він збільшувався до 2,2 мм.

Найбільше навантаження, досягнуте при випробуванні рами --20,7 кН/м ригеля. При даному навантаженні відбулося руйнування однієї з стійок рами в місці переходу таврового перерізу в прямокутний поблизу карнизного вузла.

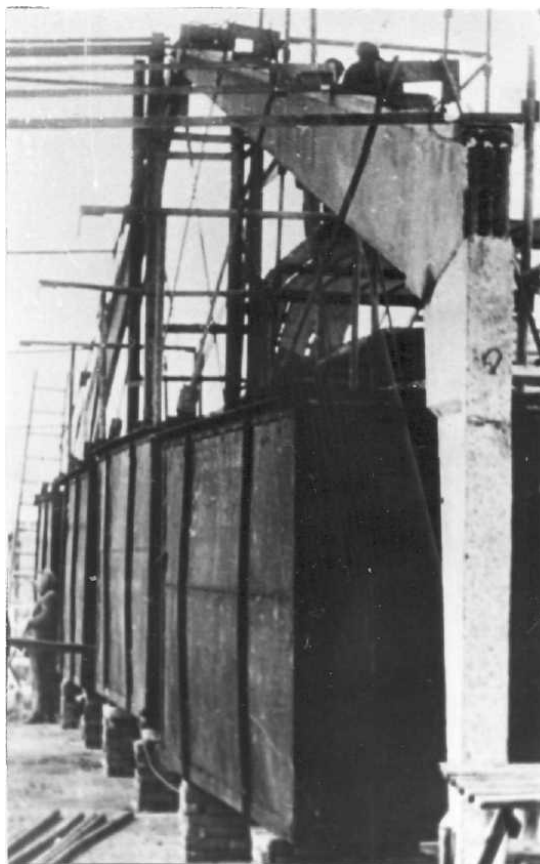


Рис. 3.16. Залізобетонна рама перед випробуванням

В цьому перерізі розмір стінки тавра – 105 мм замість проектного 100 мм. Руйнування відбулося внаслідок текучості сталі поздовжньої розтягнутої арматури в нормальному перерізі до початку роздроблення бетону стиснутої зони /50/.

Фактичне руйнуюче навантаження перевищує розрахункове навантаження рами в 1,32 рази ($c=20,7/15,7=1,32$), що більше $c=1,25$ згідно ГОСТ /3/.

Ширина розкриття нормальних тріщин в бетоні лівої піврама – 0,12 мм, при нормальному навантаженні, правої – 0,18 мм. Випробування міцності бетону неруйнуючим методом (за допомогою молотка Кашкарова) дало можливість виявити значну його неоднорідність в правій стійці рами (24,5 – 31,9 МПа), що і визвало збільшення розкриття тріщин до 0,18 мм, тобто до значення, що перевищує допустиме – 0,15 мм. Згідно з ГОСТ /3/ рама РЖС-21-1600, що не відповідає вимогам по тріщиностійкості, може бути використана під понижене розрахункове навантаження 14,7 кН/м замість 15,7кН/м з урахуванням розрахункової власної ваги ригеля 1,47 кН/м. Звідси, дана рама РЖС-21-1600 відповідає нормам ГОСТ /3/ по міцності, жорсткості і тріщиностійкості, що дало можливість застосовувати її в каркасах сільськогосподарських промислових споруд при розрахунковому навантаженні 14,7 кН/м. У зв'язку з відставанням закладних деталей від бетону в карнизних вузлах, при використанні рами під розрахункове навантаження 14,7 кН/м, потрібен надійний антикорозійний захист цих вузлів, що забезпечить довговічність конструкції.

Рама №3 аналогічно рамі №2 (рис. 3.13, 3.16). Характеристики міцності бетону і арматури приведені в таблиці 3.6; результати випробування рами №3 аналогічні результатам рами №2.

Рама №4 прольотом 21 м передбачена під навантаження 13,2 кН/м. Клас бетону В30, робоча арматура із сталі класу А-III; середнє значення межі міцності бетону при стиску по результатам випробування контрольних кубів – 31,7 МПа, середнє значення межі текучості арматури – 458,6 МПа.

Вертикальне переміщення конкового шарніру при нормативному навантаженні (без власної ваги рами) розкріплюючих і завантажуючих пристроїв – 5,4 см або 1/389 прольоту рами, що менше 1/300, загальне роздвіження опор рами – 0,8 см; максимальне розкриття тріщин в ригелях і стійках рами при нормативному навантаженні не перевищувало 0,13, що менше 0,15 мм.

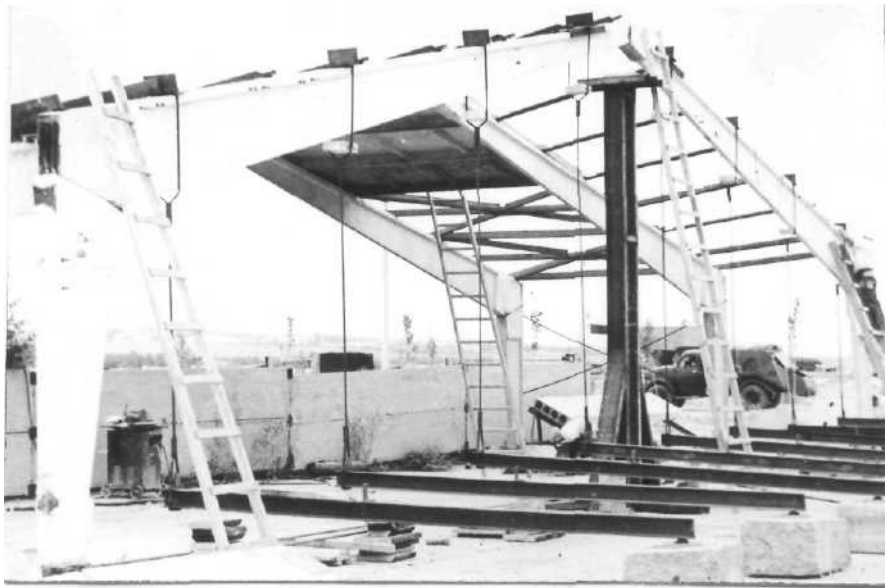


Рис. 3.17. Початок випробування рами РЖС-21- 1350

Досягнення рівня розрахункового навантаження – 13,2 кН/м характеризувалося розвитком тріщин без ознак структурного руйнування в найбільш напружених перерізах. Найбільше симетричне навантаження, досягнуте при випробуванні рами, --16,97 кН/м. При прийнятому розв'язанні ригеля рами на його площині в 16 точках по 8 точок на кожному півпрольоті явище втрати стійкості не спостерігалось /50/.

Передчасне руйнування рами було викликане падінням складених штучних вантажів поблизу правої стійки рами з ударною динамічною дією навантаження на півригель рами (рис.3.17 – 3.20). Таким чином, дана залізобетонна рама РЖС-21-1350 відповідає нормативним вимогам деформованості і величині розкриття тріщин; несуча здатність рами не забезпечена.

Конструктивне рішення рами №5 (РЖС-18-1600) основане на досвіді випробувань рами РЖС-21-1350. Зменшення довжини ригеля в рамах РЖС-21-1600 досягається за рахунок укладання в форми вкладиша зі сторони конкового шарніру. Клас бетону В30, арматура – А-III, середнє значення межі міцності бетону при стиску – 41,1 МПа, середнє значення межі текучості арматури – 398,3 МПа. Вертикальне переміщення конкового шарніру при нормативному навантаженні по всій рамі – 3,8 см або 1/474 прольоту рами /23/, що менше 1/300.

Поява перших тріщин при навантаженні 6,318 кН/м з урахуванням ваги ригеля. Максимальне розкриття тріщин при нормативному навантаженні після видержування в одній із стійок рами з однієї сторони – 0,05 мм, з другої – 0,20 мм. Закладні деталі в карнизних вузлах, що з'єднують розтягнуту арматуру при навантаженні вище розрахункового, не відходили від бетону. Найбільше навантаження – 24,2 кН/м, коефіцієнт $c=24,2/15,7=1,54$. При даному навантаженні відбулося руйнування однієї із стійок рами в перерізі, що примикає до карнизного вузла в місці переходу прямокутного перерізу в тавровий, внаслідок текучості поздовжньої розтягнутої арматури до початку роздроблення стиснутої зони (рис.3.21-3.23). Дана рама відповідає вимогам по несучій здатності, жорсткості, за виключенням тріщиностійкості, що пов'язано з нерівномірним розкриттям тріщин по двох сторонах стійок піврам, незважаючи на підвищену міцність бетону 41,1 МПа замість 30 по проекту.

Рама №6 (РЖС-18-1600) прольотом 18м передбачена під навантаження 15,7 кН/м. Клас бетону В30, робоча арматура А-III, середнє значення межі міцності бетону при стиску – 29,4 МПа, середнє значення межі текучості арматури – 402,2 МПа. Вертикальне переміщення конкового шарніру при нормативному навантаженні (без власної ваги рами) – 6,0 см або 1/300 прольоту рами.

При навантаженні 12,3 кН/м в карнизному вузлі ригеля №1 була знайдена тріщина в напрямку бісектриси карнизного кута з шириною розкриття – 0,05 мм. Максимальне розкриття тріщин при

нормативному навантаженні після видержування, в одній із стійок рами з однієї сторони – 0,10 мм, з іншої – 0,20 мм.

При досягненні розрахункового навантаження 15,8 кН/м структурних руйнувань в найбільш напружених секціях не було, за виключенням тріщини в карнизному вузлі ригеля №1, що розкривалася надалі. Найбільше навантаження – 17,5 кН/м, коефіцієнт $c=17,5/15,7=1,12$. При даному навантаженні відбулося руйнування карнизного вузла по місцю розкриття тріщини, бетон під гнutoю закладною деталлю, що з'єднує три стержні Ø22 А-III, зім'явся, тріщина стала наскрізною /50/. Руйнування відбулося внаслідок роздроблення стиснутого бетону в карнизному вузлі під гнutoю закладною деталлю. Проведені додаткові розрахунки міцності бетону в карнизному вузлі рами показали, що міцність бетону складає 15,7 МПа, що є причиною передчасного руйнування карнизного вузла.

Таким чином дана залізобетонна рама РЖС-18-1600 не відповідає нормам ГОСТ /3,68/ по несучій здатності і величині розкриття тріщин, після чого було прийнято рішення провести нові випробування.

Рама №7 (РЖ-21-1350) складається з двох суцільних піврам таврового перерізу і передбачалась під навантаження 13,2 кН/м. Клас бетону В30, середнє значення межі міцності бетону при стиску: стійки – 32,7 МПа, ригелі – 28,5 МПа, робоча арматура А-III, середнє значення межі текучості арматури – 408,1 МПа.

Після виїмки з опалубки в обох піврамах були виявлені тріщини в конковому вузлі в місці переходу з таврового в прямокутний переріз величиною 0,4-0,5 мм, що утворилися при пропарці. Під час випробування дані тріщини не розкривалися. Вертикальне переміщення конкового шарніру при нормативному навантаженні (без власної ваги рами) – 2,85 см або 1/737 прольоту рами /50/, що менше 1/300. Поява перших тріщин в розтягнутих зонах бетону при навантаженні 4,866 кН/м в місці переходу ригеля в стійку шириною 0,05 мм.

При нормативному навантаженні 10,6 кН/м тріщини в карнизних вузлах піврам збільшилися до 0,3 мм, що більше 0,15 мм /3/. При досягненні розрахункового навантаження 13,2 кН/м позначився скол бетону в зоні конкового вузла в верхній частині по похилій тріщині лівої піврами. Найбільше навантаження - 17,4 кН/м, коефіцієнт $c=17,4/13,2=1,31$, що менше 1,6 по ГОСТ /3,68/. Таким чином рама РЖ-21-1350 таврового перерізу не відповідає нормам ГОСТ по міцності і тріщиностійкості, у зв'язку з чим були проведені повторні випробування.

Рама №8 (РЖ-21а-1350) аналогічна рамі №7. Безпосередньо перед завантаженням був проведений візуальний огляд рами, в результаті якого були виявлені тріщини однієї з піврам (0,06 мм) в конковій частині прямокутного перерізу ригеля в місці його переходу в тавровий в стінці тавра і обох піврамах в вузлі спряження ригеля зі стійкою (0,2 мм).

Вертикальне переміщення конкового шарніру, виключаючи вплив власної ваги ригеля і пристроїв для випробування – 2,3 см або 1/913 прольоту. Ширина розкриття тріщин, зафіксованих до випробування в вузлі спряження ригеля зі стійкою – 0,35 мм, тільки з'явившихся – 0,15 мм. У конковому вузлі лівої піврами були виявлені похилі тріщини від нижньої частини кінця таврового перерізу ригеля до місця прикладення навантаження, не доходячи до останнього на 5 см. До видержування максимальна ширина розкриття тріщин – 0,4 мм, після видержування протягом 30 хв. – 0,6 мм. Аналогічно в правій піврамі, де максимальна ширина розкриття – 0,15 мм. При подальшому навантаженні вказані тріщини в лівій піврамі продовжували розвиватися (1,4 мм при навантаженні 14,7 кН/м; 1,05 мм – в нижній поздовжній арматурі). При навантаженні 16,7 кН/м відбулося руйнування лівої піврами по похилому перерізу, що співпадає з тріщинами. Одночасно відбулося руйнування правої піврами. Огляд місця руйнування показав, що зона руйнування перетнула три хомути, один з яких був відірваний від поздовжньої арматури в місці його з'єднання електродуговим зварюванням. В правій піврамі поперечних стержнів відірваних від поздовжньої арматури не було. Враховуючи, що при нормативному навантаженні ширина розкриття тріщин в одній з піврам в конковій частині досягла 0,6 мм, а також характер руйнування і недостатній запас міцності, отриманий при випробуваннях, рама РЖ-21а-1350 до виявлення причин недопустимої ширини розкриття тріщин і передчасного руйнування, була не рекомендована до застосування.

Рама №9 (РЖС-21-1350) аналогічна рамам №7 і 8. При зовнішньому огляді в піврамах після виїмки з опалубки були виявлені тріщини поблизу конкового вузла в місцях переходу таврового перерізу в прямокутний шириною 0,2 мм, що утворилися під час пропарювання і подальшого розкриття не отримали під час випробування. При нормативному навантаженні максимальне розкриття тріщин в вузлах переходу ригеля в стійку і в стійках рами – 0,35 мм (рис.3.21). Вертикальне переміщення конкового шарніру при нормативному навантаженні – 2,55 см або 1/823 прольоту, що менше 1/300 прольоту. При навантаженні 16,677 кН/м утворилась тріщина в конковому вузлі шириною 1 мм. Наступила текучість поздовжньої розтягнутої арматури, коефіцієнт $c=16,7/13,2=1,26$, що більше 1,25.

Характер руйнування ригелів показан на рис 3.22.



Рис. 3.18. Права піврама РЖС-21-1350 після випробувань

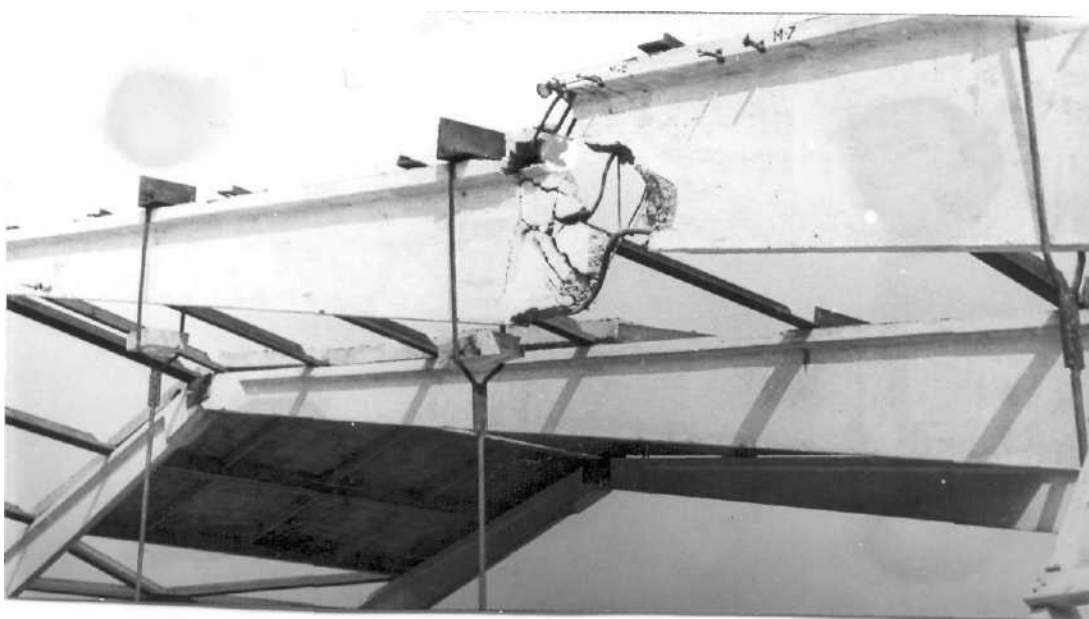


Рис. 3.19. Ригель рами РЖС-21-1350 після випробувань

Таким чином, рама витримала по міцності $C=1,26 > 1,25$, жорсткості $1/823 < 1/300$ і не відповідає по тріщиностійкості в карнизних вузлах $0,35 > 0,15$ мм.

Рама №10 (РЖС-21-1350) прольотом 21 м призначена під навантаження 13,344 кН/м. Виготовлення суцільних піврам таврового перерізу проводилося у металевій касеті на сімь виробів. Міцності бетону піврам по результатам випробувань кубів $10 \times 10 \times 10$ см складає 28,9 МПа, а неруйнуючим методом (молотком Кашкарова) – 26,8 МПа. Середнє значення границі текучості арматури класу А-Ш Ф22 по результатам випробувань зразків складає 429,7 МПа.

До завантаження було проведено візуальний огляд рами, в результаті чого були знайдені тріщини в лівій піврамі, в середині карнизного вузла з шириною розкриття 0,05 мм, поблизу конкового вузла у місці переходу прямокутного перерізу у таврове – 0,1 мм, у правій піврамі у середині карнизного вузла – 0,05 мм, а також поблизу конкового вузла – менш 0,05 мм.

При навантаженні рами, що відповідає нормативної 10,908 МПа було зафіксовано (рис.3.24,3.25).

Вертикальне переміщення конкового шарніру, за виключенням впливу власної маси рами, завантажувальних та розкріплювальних пристроїв, склало 3.6 см або 1/583 прольоту.

Розкриття тріщин при нормативному навантаженні після витримки в розтягнутих зонах бетону представлено у табличній формі:

Номер тріщин і їх розкриття, мм														
На рівні арматури					В карнизному вузлі								В конков. вузлі	
№4	№6	№7	№9	№12	№1	№3	№5	№7	№10	№11	№13	№12	№13-14	
0,07	0,1	0,16	0,1	0,17	0,3	0,1	0,25	0,15	0,15	0,30	0,15	0,15	0,1	

Максимальне розкриття тріщин на рівні арматури – 0,16-0,17 мм, в середині карнизного вузла – 0,25-0,3мм.

Найбільше навантаження – 21,1 кН/м з урахуванням маси ригеля. При цьому відбулося руйнування лівої піврами в місці переходу прямокутного перерізу карнизного вузла в тавровий стійки (рис.3.24,3.25,3.26). Руйнування відбулося внаслідок текучості поздовжньої арматури до початку роздроблення бетону стиснутої зони. Фактичне руйнуюче навантаження перевищує розрахункове для піврами в $c=21,1/13,2=1,59$ раз.

Таким чином, результати випробування показали, що рама відповідає нормам ГОСТ /3,68/ по міцності, по жорсткості, і не задовольняє по тріщиностійкості в стійках і в карнизних вузлах.

Дослідні зразки рам №7,8,9, як показали додаткові випробування, а також візуальний огляд і аналіз результатів, були виготовлені і змонтовані з серйозними відхиленнями від проекту, що полягали в наступному:

- неякісне дугове зварювання арматурних каркасів;
- незадовільний стан конкового вузла;
- незадовільний режим підбору бетонної суміші і режиму термооброблення.

При завантаженні рам поряд з появою нових тріщин розвивались і зафіксувались до завантаження технологічні тріщини, ширина розкриття яких при нормативному навантаженні 0,35 мм значно перевищувала допустиму величину 0,15 мм в зоні конкового вузла. Подальше завантаження вказаних рам викликало появу і розвиток похилих тріщин в таврових перерізах ригелів на ділянках, що примикають до конкового вузла. На цих ділянках проходило руйнування рам при навантаженнях, що перевищували розрахункові в 1,31, 1,26 разів.

Огляд рам, а також аналіз випробувань дали можливість зробити висновки про причини недопустимого розкриття тріщин:

- 1) неякісне приварювання поперечних стержнів до поздовжніх стержнів арматурних каркасів ригелів викликало передчасне виключення поперечних стержнів з роботи, що виявилось однією з причин незадовільної роботи ділянок ригелів, що примикають до конкового вузла;
- 2) перенос закладних деталей, розташованих у торців ригелів, внаслідок чого при влаштуванні конкового шарніру його каток торкався тільки краю закладної деталі ригеля рами, у зв'язку з чим поздовжнє зусилля передавалось на ділянки ригелів, що примикають до конкового вузла, із значним ексцентриситетом, викликаючи їх перенапруження;
- 3) неякісний підбір бетонної суміші і режимів її термообробки призвів до того, що після розпалубки були зафіксовані технологічні тріщини, ширина розкриття яких 0,2-0,35 мм.

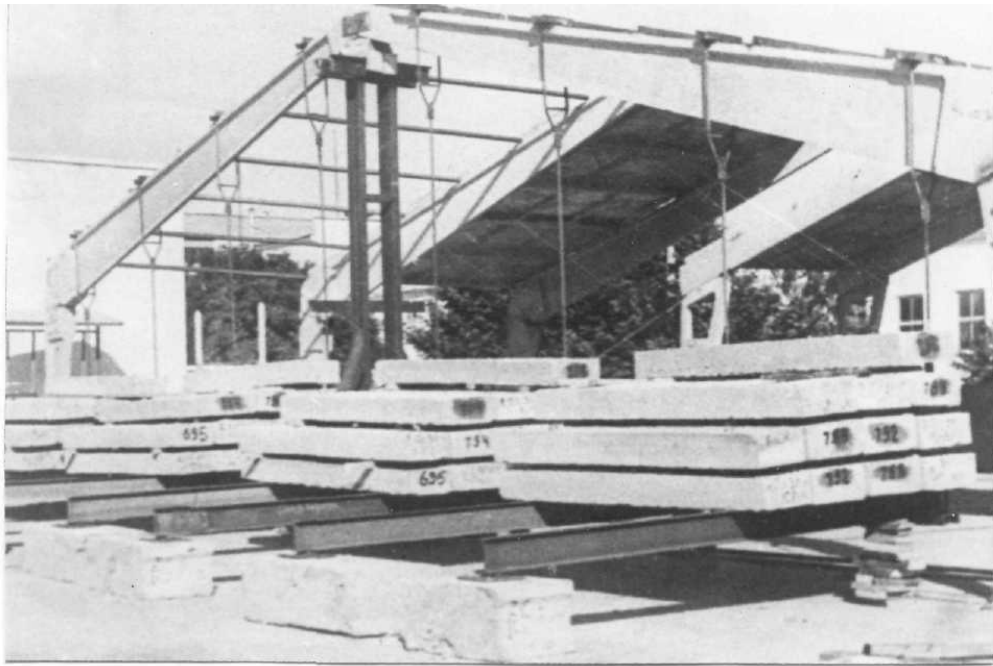


Рис. 3.20. Завантаження рами РЖС-21-1600 штучними вантажами на заводі ЗБК к. комбінату Сільбудіндустрія Кримського Облміжколгоспбуду



Рис.3.21. Розвиток тріщин в карнизному вузлі



Рис.3.22. Стійка рами РЖС-18-1600 після випробувань /завод ЗБК к. комбінату Сільбудіндустрія Кримського Облміжколгоспбуду/

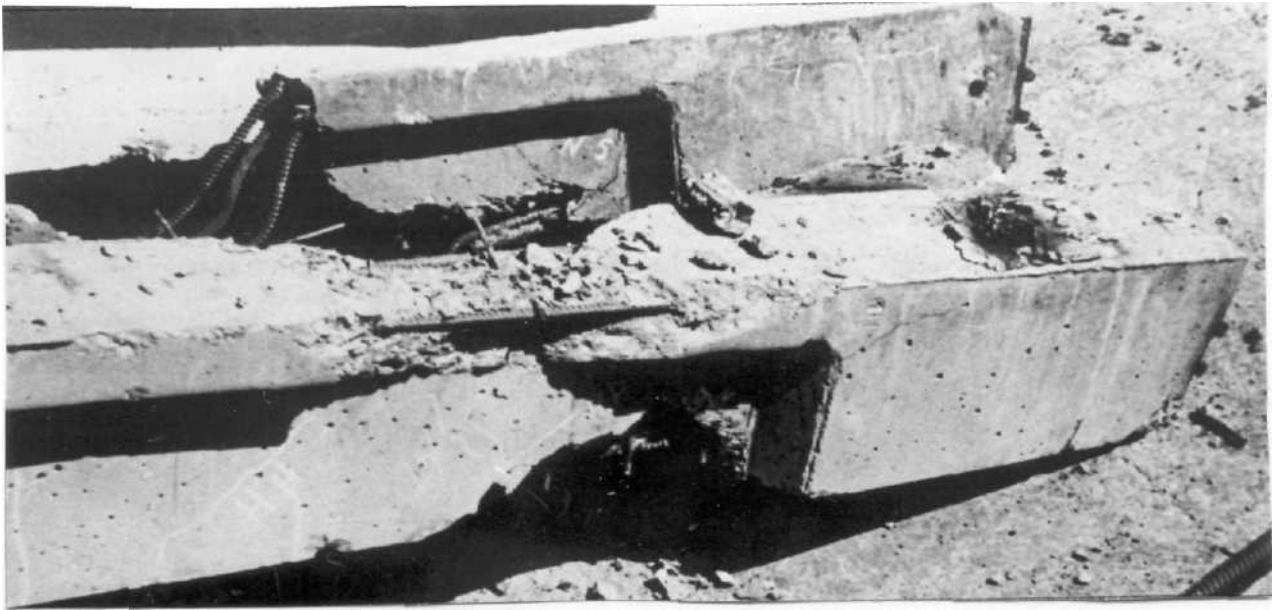


Рис. 3.23. Ригелі рам після випробувань

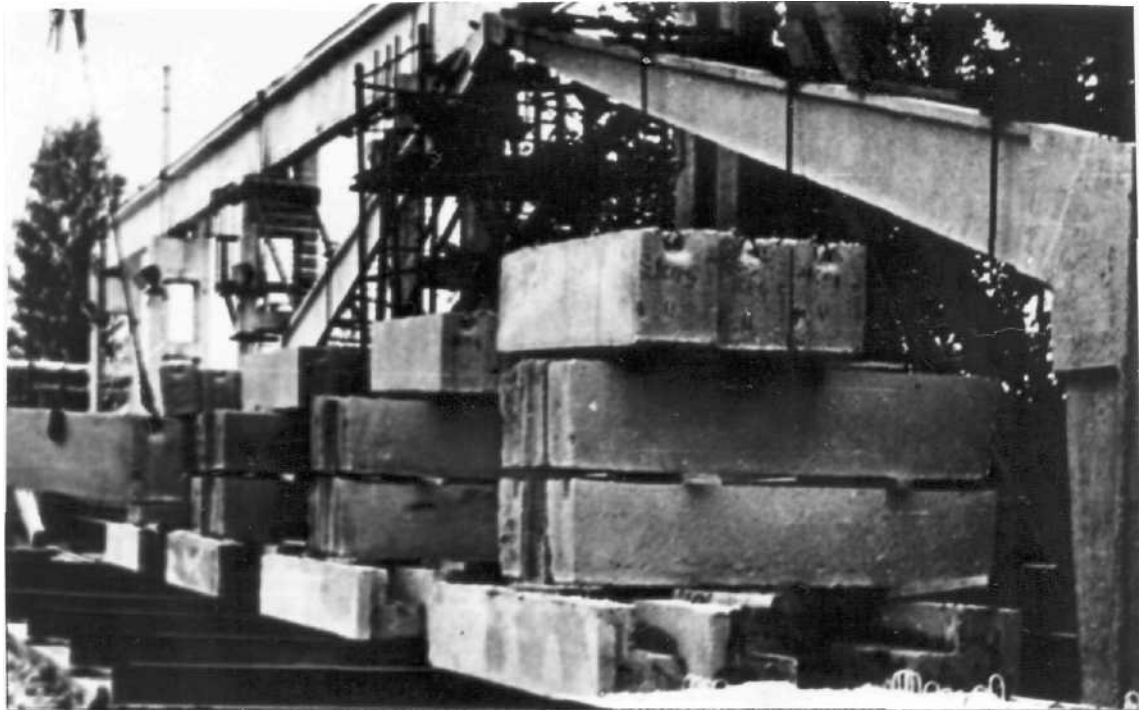


Рис. 3.24. Випробування рами завантаженням штучними вантажами на заводі ЗБВ
к. тресту Кримсільбуд м. Сімферополь



Рис. 3.25. Випробування рами завантаженням штучними вантажами



Рис.3.26. Таврова стійка рами після випробувань

Випробуванню рами №10 передувала технологія виготовлення арматурних каркасів і бетонування рам, які проводилися за участі представників к.тресту Укрорттехсільбуду, к. інститутів Гипрооргсельстрой і УкрНДГипросільгосп, в т.ч. автора. В процесі оброблення технології на заводі ЗБК к.тресту Кримсільбуд були підібрані режими контактного зварювання арматурних каркасів, склад бетонної суміші, її подвижність, а також обраний режим термообробки.

Виготовлені дослідні зразки піврам після вийняття з касетних форм були візуально оглянені; в дослідних зразках рами №10 в зоні таврової частини ригелів біля конкового вузла і на прямокутних ділянках карнизних вузлів були технологічні тріщини, ширина розкриття яких 0,05 – 0,1 мм.

Після монтажу піврам на випробному стенді був виправлений конковий вузол за допомогою сталльної прокладки, що ліквідувало переніс закладних деталей.

При завантаженні рами №10 нормативним навантаженням в тавровій частині ригеля, що примикає до конкового вузла, були виявлені похилі тріщини, максимальна ширина розкриття яких 0,1-0,15 мм. При нормативному навантаженні в середині карнизного вузла ширина розкриття технологічних і нових тріщин – 0,25-0,3 мм. На рівні розташування розтягнутої арматури максимальна ширина розкриття тріщин 0,16-0,17 мм. Вертикальне переміщення конка в рамі №10 при нормативному навантаженні, так і в рамах №7,8,9 не перевищувало 3,6 см або 1/583 прольоту рами. При подальшому завантаженні в стійках рам в карнизах вузлів, поблизу ділянок переходу таврового перерізу в прямокутний, з'явилися нові тріщини, які при навантаженні від 19,3 до 19,6 кН/м ригеля рами, розкрилися до 1,0-1,5 мм. При навантаженні 21,1 кН/м в указаній зоні відбулося руйнування лівої піврами внаслідок текучості розтягнутої арматури до початку роздроблення стиснутої зони бетону. Фактичне руйнуюче навантаження перевищило розрахункове в 1,59 раз ($c=21,1/13,2=1,59$).

Таким чином, дана залізобетонна рама РЖ-21-1350 відповідає вимогам ГОСТ /3/ по міцності і жорсткості та не відповідає вимогам тільки по ширині розкриття тріщин в середині карнизного вузла, максимальна ширина розкриття яких – 0,25-0,3 мм.

Результати випробувань рами №10 показали, що при виготовленні арматурних каркасів відповідно з СНиП /68/ вироблена технологія термообробки бетонної суміші, правильне влаштування конкового шарніру, примикання до нього ділянок ригеля, по яким відбулося руйнування рам №7,8,9, повністю відповідають вимогам ГОСТ /3/. У вузлі спряження ригеля зі стійкою (карнизний вузол) неможливо ліквідувати технологічні тріщини, що розвиваються при завантаженні рами та призводить до появи тріщин на рівні розтягнутої арматури. При нормативному навантаженні ширина розкриття максимальних тріщин на рівні арматури (2шт) досягала на двох з чотирьох поверхнях 0,16-0,17 мм. На двох інших поверхнях – до 0,15 мм. Можно вважати, що ширина розкриття тріщин на рівні арматури в піврамах знаходилася у допустимих границях.

Таким чином, випробування рами №10 не відповідали вимогам ГОСТ /3/ тільки по ширині розкриття тріщин в середині карнизного вузла, максимальна ширина розкриття яких була 0,25-0,3 мм.

Враховуючи, що ліквідувати технологічні тріщини неможливо, поряд з доопрацюванням оптимального режиму термообробки бетону піврам, було рекомендовано посилення вузла піврам РЖ-21-1350 шляхом встановлення додаткових стержнів в арматурну сітку.

По результатам випробувань рам №7,8,9,10 і їх аналізі були зроблені наступні висновки і рекомендації:

1. Причиною невисокої несучої здатності рам №7-9 на ділянках ригелів, примикаючих до карнизного вузла, виявився недопустимий відступ від вимог СНиП /68/ при виготовленні арматурних каркасів, недостатня обробка технології бетонування, включаючи режим термообробки, неякісне виготовлення конкового шарніру.
2. Рама №10 відповідає нормам ГОСТ /3/ по міцності і жорсткості, а по ширині розкриття тріщин на рівні розтягнутої арматури знаходилась в межах допустимого (до 0,15 мм), за виключенням двох максимальних тріщин (0,16-0,17 мм), в середині карнизних вузлів (0,25-0,3 мм) рама не відповідає заданим вимогам.
3. З метою запобігання надмірного розкриття тріщин в карнизних вузлах було рекомендовано посилення арматурною сіткою.
4. З урахуванням рекомендованого посилення карнизного вузла, піврами РЖ-21-1350 були рекомендовані до серійного випуску в системі к. тресту Кримсільбуд з урахуванням контрольних випробувань двох зразків рам відповідно до норм ГОСТ /3/.
5. При виготовленні піврам типу РЖ-21-1350 необхідно строго дотримуватися рекомендацій по технології виготовлення піврам типу РЖ прольотом 18-21 м.

6. При освоєнні випуску залізобетонних піврам РЖ-21-1350 кожний завод-виробник повинен проводити контрольні випробування зразків рам.

Рама №11 (РЖК-21-1600) складається з двох суцільних піврам зі стійкою прямокутного перерізу і ригелів таврового перерізу, передбачена під навантаження 15,7 кН/м /24/.

Залізобетонні піврами виготовлені по кресленням, розробленим інститутами Укрколгосспроєкт і УкрНДДіпросільгосп за участю автора. Арматурні каркаси дослідних зразків виконані відповідно до робочих креслень, клас бетону по міцності на стиск В30.

По результатам випробувань двох контрольних кубів з ребром 100 мм міцність бетону на 30-ту добу становила 27,3 МПа. Міцність бетону в піврамах по результатам випробування еталонним молотком в одній піврамі 30,0 МПа, в другій – 28,5 МПа. Середнє значення межі текучості арматури із сталі класу А-III по результатам випробувань – 412,0 МПа. Піврами виготовлені в металевій опалубці з наступною термовологою обробкою.

Рама для випробування була встановлена в складі готової продукції в 3-х метрах від залізобетонної колони перерізом 500x700 мм, встановлених через 6м. За допомогою хомутів були закріплені похило два сталевих шпунта на рівні верхнього пояса рами. До шпунтів були приварені петлі з кроком 3 м, до яких шарнірно кріпились розпірки з труб.

П'яти залізобетонних піврам встановлені і забетоновані в металеві башмаки, основа яких 500x500 мм з листа товщиною 20мм на бетонному полу. Навантаження ригеля рами проводилось 8 зосередженими вантажами через 3 м і біля конка 1,5 м. Система навантаження складалася з тяг, вантажних платформ і розподільних траверс. В якості вантажів використовувались бетонні блоки ФС-5 вагою 1500 кг.

Вертикальне переміщення конкового шарніру при нормативному навантаженні – 5,15 см або 1/408 прольоту рами. Загальна роздвижка опор при нормативному навантаженні 0,87 см. Тріщини з'явилися одночасно з обох карнизних вузлів і в розтягнутій зоні ригеля при сумарному навантаженні – 0,97 кН/м. Розкриття тріщин в одному з карнизних вузлів – 0,12-0,15 мм. Максимальне розкриття тріщин при нормативному навантаженні після видержування (0,5 годин) в карнизних вузлах – 0,28-0,3 мм, на рівні арматури – 0,15-0,17 мм. При досягненні величини розрахункового навантаження в приопорних ділянках стійок і в конковому вузлі структурних порушень бетону помічено не було.

Руйнування рами відбулося в ригелі біля правого карнизного вузла в місці переходу таврового перерізу ригеля в прямокутний при навантаженні 20,4 МПа внаслідок текучості поздовжньої арматури. Арматурні робочі стержні були зміщені відносно осі перерізу на 5 мм, а величина захисного шару стиснутої арматури 50 мм замість 28 мм по проекту. Фактичне руйнуюче навантаження більше розрахункового для рами РЖ-21-1600 в 1,31 раз ($c=20,4/15,7=1,31$).

Таким чином, результати випробувань задовольняють вимогам ГОСТ /3/ по міцності, жорсткості і не задовольняють по ширині розкриття тріщин в карнизному вузлі. Для запобігання надмірного розкриття тріщин було рекомендовано посилення карнизного вузла двома сітками, аналогічно рамі №10. Крім того для усунення концентрації напружень і запобігання крихкого руйнування рами в місці переходу таврового перерізу ригеля до прямокутного передбачений вут довжиною 1м по горизонтам /24/.

Рами №12,13 (РЖ-21-1500) прямокутного перерізу під навантаження 14,7 кН/м були випробувані лабораторією НДІБК /82/. Піврами виготовлені по проекту інституту ЦНИИЭПсельстрой на Рокитнянському заводі ЗБК в касеті на 11 виробів. Клас бетону по міцності на стиск В30, арматури А-II.

Випробування зразків піврам проводилось в горизонтальному положенні по частинам (рис.3.27). Спочатку перша частина випробовувалась, що складається з середньої ділянки ригеля, шляхом стягування 50-тонним домкратом п'яти стійки і нульової точки ригеля, де згинаючий момент рівний нулю (рис.3.27). При перевищенні навантажуючого зусилля в 1,6 раз розрахункового, навантаження знімалося і проводилося випробування другої частини піврами. Друга частина піврами, що включає стійку і частину примикаючого до неї ригеля піврами, випробовувалась аналогічно методом стягування в лежачому положенні на боку по лінії, що з'єднує п'ять стійки і точку вісі ригеля, що лежать на лінії дії рівнодіючої опорної реакції, виникаючої в натурних умовах рами при симетричному навантаженні (рис.3.27,б). В процесі випробування другої частини піврами навантаження доводилось до руйнування конструкції. Третя частина піврами – ділянка ригеля біля конкового шарніру відрізались і випробовувалась на позакентровий стиск (рис.3.27,в). Осьове зусилля створювалось за допомогою 50-тонного домкрата і тяжів, згинаючий момент і поперечна сила – за допомогою 10-ти тонних домкратів.

Середня міцність бетону піврам №12, 13 по результатам випробування 4-х кубів з ребром 100 мм – 27,4 МПа. Ширина розкриття тріщин при нормативному навантаженні в обох піврамах до 0,1 мм, що менше контрольного значення по ГОСТ /3/ (0,15 мм). Величина прогину конка піврами – 5 см або 1/400

прольоту. Середня частина ригеля обох піврам (рис.3.27,а) не зруйнувалась при зусиллях, що перевищували від розрахункових навантажень в 1,6 раз.

Друга частина піврами №12 (рис.3.27,б) зруйнувалась по ригелю в перерізі, примикаючому до вуту вузла, внаслідок роздроблення стиснутої частини бетону при зусиллях в 1,67 разів більше від розрахункового навантаження ($c=24,6/14,7=1,67$).

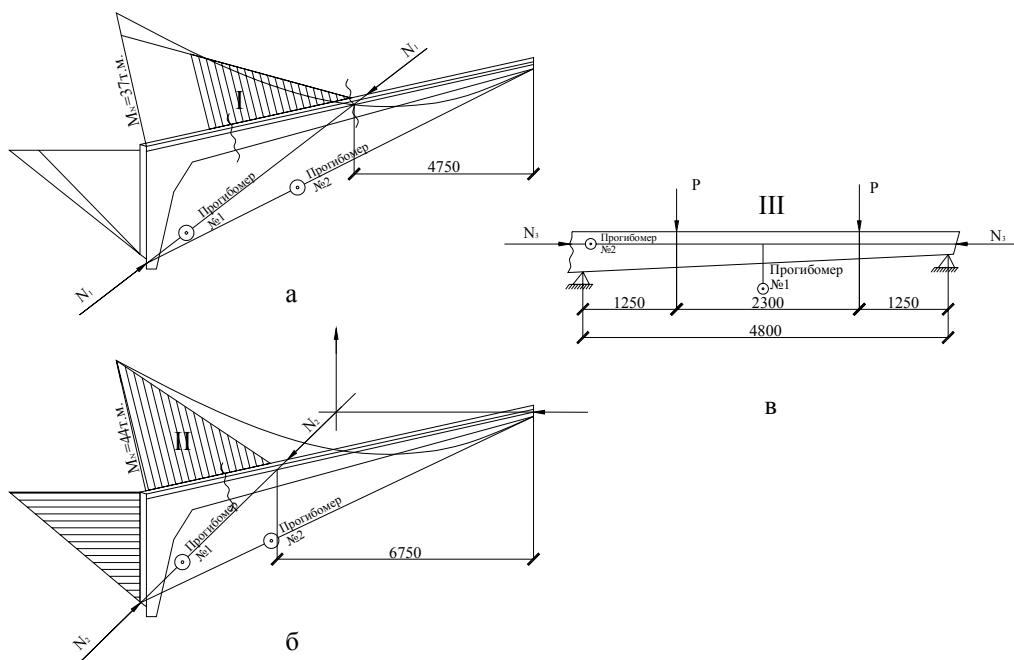


Рис. 3.27. Схема навантаження і розміщення приборів при випробуванні методом стягування: а - 1 частини піврам; б - 2 частини; в - 3 частини піврам

Друга частина піврами №13 зруйнувалась від сколювання бетону по похилому перерізі стійки при зусиллях в 1,61 раз більш их зусилля від розрахункового навантаження ($c=23,7/14,7=1,61$).

Третя частина піврами №12,13 (рис.3.27,в) зруйнувалась в одному з перерізів прикладення поперечного навантаження, що має меншу робочу висоту, внаслідок роздроблення стиснутого бетону. Руйнуюче навантаження перевищувало розрахункове в піврамі №12 в 2 рази, №13 – в 1,9 раз.

У результаті проведених випробувань встановлено, що збірні залізобетонні піврами РЖ-21-1500 задовольняють вимогам СНиП /68/, ГОСТ /3/ по міцності, жорсткості й тріщиностійкості і можуть використовуватись в будівництві сільськогосподарських промислових споруд при навантаженні 14,7 кН/м з урахуванням власної ваги ригеля.

Рама №14 (РЖ-21-1500) прольотом 21 м складається з двох Г-подібних піврам, з'єднаних в конку шарніром /21/. Прямокутний переріз стійок і ригеля застосований по висоті і змінюється в ригелі від 250 мм в конковому вузлі до 735 мм в карнизному вузлі. Згідно робочих креслень, арматурні каркаси із сталі класу А-II і А-I, клас бетону по міцності на стиск В30. Середнє значення межі міцності бетону по результатам випробувань ударним молотком Похіса -32 МПа, середнє значення межі текучості арматури із сталі класу А-II по результатам випробування – 333,5 МПа.

Рама була розкріплена на рівні верху ригеля за допомогою металевих розпірок через 1,5 м з кутників з підрізкою, що забезпечує вертикальне переміщення ригеля рами (рис.3.28). Навантаження ригеля рами проводилось 16-ма зосередженими силами по 8 на кожному півпрольоті. Вертикальне переміщення конкового шарніру при нормативному навантаженні – 2,23 см або 1/942 прольоту рами. Середня осадка обох п'ят рам – 0,25 см. Загальна роздвигка опор рами при нормативному навантаженні - 0,34 см.

Поява перших волосяних тріщин в розтягнутих зонах бетону шириною розкриття 0,05 мм виявлена при навантаженні 9,3 кН/м з урахуванням маси ригеля. Подальше навантаження рами супроводжувалось розкриттям тріщин, причому найбільше розкриття спостерігалось в ригелі правої піврами від карнизного вузла. Максимальне розкриття тріщин при нормативному навантаженні в розтягнутих зонах бетону – 0,11-0,13 мм, за виключенням однієї тріщини в ригелі правої піврами на відстані 2м від карнизного вузла, ширина розкриття якої 0,22 мм, а в середньому з обох сторін ригеля – 0,17 мм. Захисний шар бетону верхньої арматури в місці розвитку максимальної тріщини 45 мм, що більше проектного 28 мм.

При досягненні розрахункового навантаження 14,7 кН/м структурних руйнувань не було. В припорних ділянках стійок рами при навантаженні, близькому до руйнування було помічено утворення похилих тріщин. Найбільше навантаження, досягнуте при випробуванні рами – 22,6 кН/м ригеля, при якому відбулося руйнування ригеля правої піврами поблизу карнизного вузла, внаслідок текучості поздовжньої розтягнутої арматури до початку роздроблення бетону стиснутої зони (рис.3.29,3.30). Фактичне руйнуюче навантаження більше в 1,54 раз розрахункового навантаження ($c=22,6/14,7=1,54$).

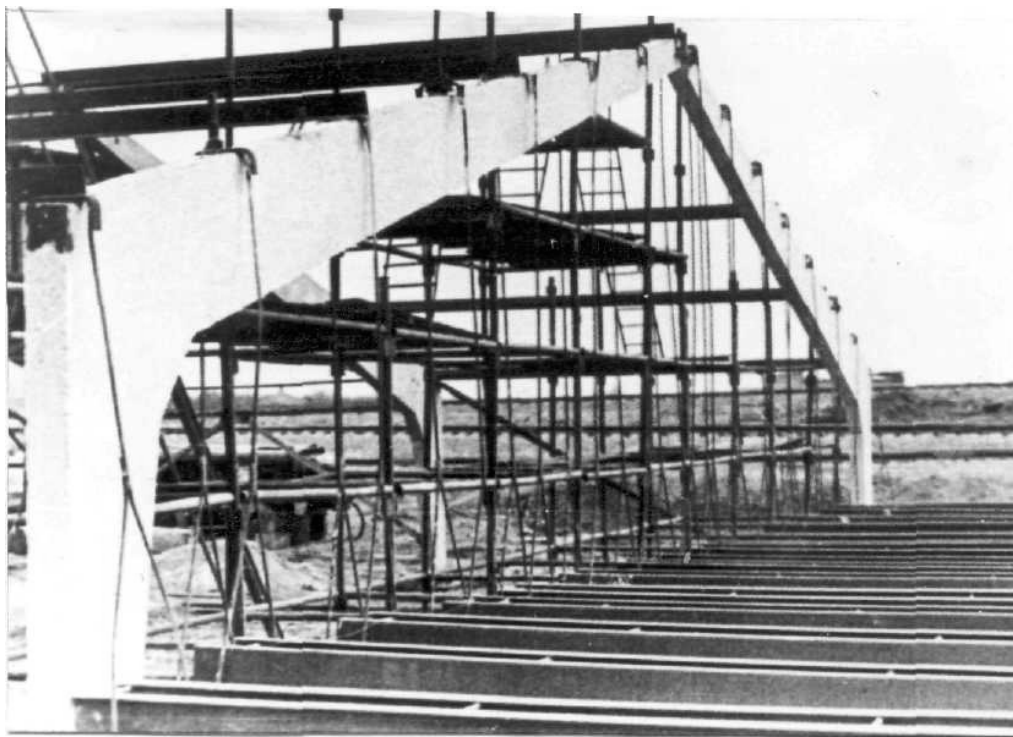


Рис. 3.28. Рама РЖС-21-1500 перед початком випробувань

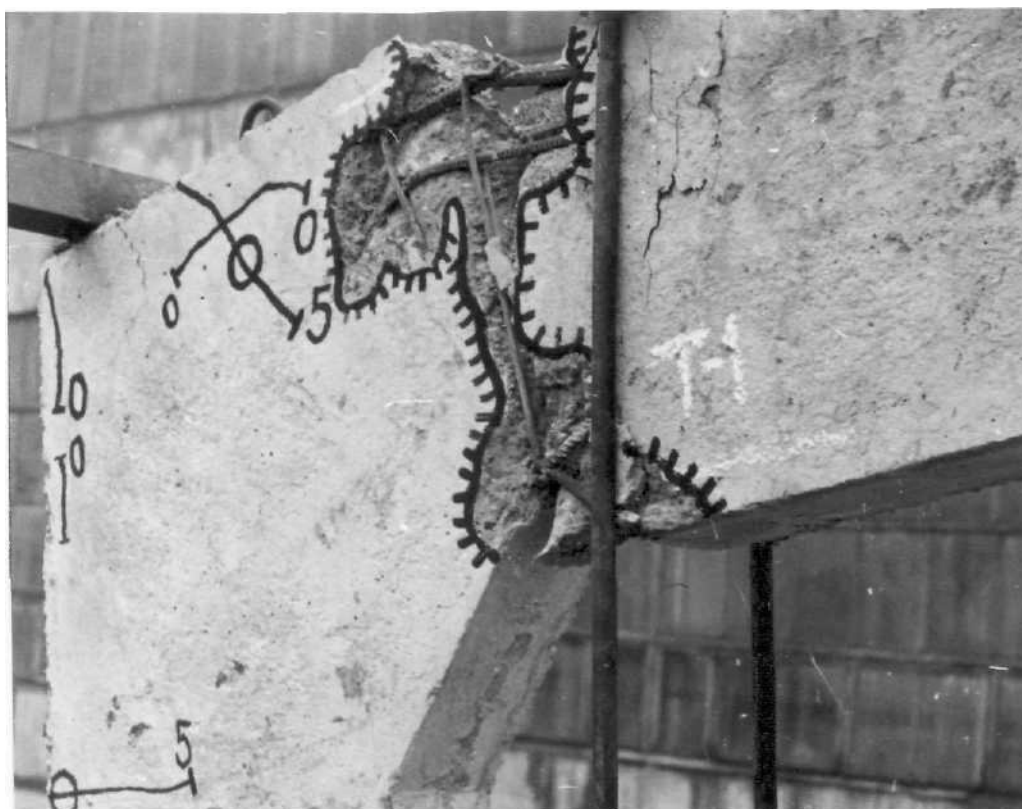


Рис. 3.29. Вузол спряження ригеля зі стійкою суцільної піврами після випробувань

Таким чином, рама РЖ-21-1500 відповідає нормам ГОСТ /3/ і СНиП /68/ по міцності $C=1,54$, що більше 1,25 і жорсткості $1/942 < 1/300$. Максимальна ширина розкриття тріщин при нормативному навантаженні – 0,22 мм, а в середньому (с обох сторін ригеля)--0,17 мм, що більш 0,15мм в відповідності з ГОСТ/3/.

З метою зручності укладання бетону і запобігання надмірного розкриття тріщин в карнизному вузлі було прийнято доцільним встановлення двох стержнів позиції №13 замість одного по проекту. При цьому при виготовленні конструкції необхідно строго дотримуватись проектних розмірів захисного шару бетону.

Рама №15 прольотом 12 м змонтована з двох Г-подібних піврам Р-1, з'єднаних між собою в конковому шарнірі /83/. Прямокутний переріз стійок і ригелів піврам перемінний. Висота перерізу ригеля змінюється від 250 в конковому шарнірі до 550 мм в карнизному вузлі, а висота перерізу стійок від 250 мм в опорному вузлі до 600 мм в карнизному. Ширина перерізів стійок, ригелів піврам постійні і рівні 160 мм.

Піврами армуються двома плоскими арматурними каркасами, об'єднаними за допомогою поперечних стержнів в один просторовий. В якості розтягнутої робочої арматури використана сталь класу А-III діаметром 20 мм і 12 мм. Клас бетону по міцності на стиск В30.

Виготовлення дослідних зразків піврам проводилось в касетній металевій опалубці, що дозволяє одночасно бетонувати в вертикальному положенні 12 піврам.

Середнє значення межі міцності бетону по результатам випробування молотком Кашкарова – 31,4 МПа. Середнє значення межі текучості арматури із сталі класу А-III – 445,9 МПа. Випробна залізобетонна рама була встановлена на відкритій площадці заводу ЗБК поряд з блоком, складеним з двох рам, розкріплених зв'язками. Рама була розкріплена на рівні верху ригеля за допомогою розпірок з кутників 75x5 з підрізкою, що забезпечують вертикальне переміщення ригеля рами. П'яти рами були встановлені в стакани залізобетонних башмаків. Крім цього передбачалась страхова затяжка з двох стержнів діаметром 28 мм із сталі А-III, що з'єднує п'яти піврам.

Навантаження ригеля рами проводилось 8-ма зосередженими силами по 4 на кожному півпрольоті. Система навантаження складалась з сталевих тяг, до яких підвішувалися металеві балки з двотавра №24. Другим кінцем указані балки спиралися на опори – блоки типу ФС. Завантаження рами проводилось штучними вантажами – блоками ФС-5 і ФС-6 (рис.3.31,3.32,3.33).

Вертикальне переміщення конкового шарніру при нормативному навантаженні – 3,85 см або 1/312 прольоту рами. Середня осадка обох п'ят рам – 0,25 мм. Загальна роздвижка опор рами при нормативному навантаженні --0,34 см. Поява перших волосяних тріщин в розтягнутих зонах бетону шириною розкриття 0,05 мм при навантаженні 17,7 кН/м з урахуванням маси ригеля. Подальше навантаження рами супроводжувалось розкриттям тріщин в розтягнутих зонах бетону, причому найбільше розкриття зафіксовано в ригелі правої піврами в місці примикання до карнизного вузла. Максимальне розкриття тріщин при нормативному навантаженні – 0,10-0,13 мм. Найбільше навантаження – 39,0 кН/м, при якому відбулося руйнування ригеля правої піврами в місці примикання до карнизного вузла на відстані 0,75-0,9 м від наручної грані стійки (рис.3.34,3.35), внаслідок текучості поздовжньої розтягнутої арматури до початку роздроблення бетону стиснутої зони. Фактичне руйнуюче навантаження в 1,74 рази більше розрахункового ($c=39,0/22,5=1,74$).

Таким чином, дана залізобетонна рама прольотом 12 м відповідає нормам ГОСТ /3/ і СНиП /68/ по міцності, жорсткості і тріщиностійкості.

Особливу увагу було звернено при виготовленні конструкції піврам на наступні моменти:

- виконання з'єднань з використанням контактного точкового зварювання в усіх місцях перетину поперечних стержнів з поздовжніми стержнями;
- недопущення відхилень в установці закладної деталі конкового шарніру від проектного положення, дотримання проектних розмірів захисного шару бетону;
- забезпечення нормальної термовологої обробки відкритої поверхні піврам.

Рама №16 прольотом 21 м складається з решіткових стійок і суцільних ригелів перемінного по довжині перерізу. Зборка піврам проводиться об'єднанням стійок і ригеля за допомогою монтажних болтів і подальшого електрозварювання закладних деталей. Піврами з'єднуються за допомогою конкового шарніру. Ригель рами був розкріплений залізобетонними прогонами з кроком 1,8 м, привареними через закладні деталі. Фундаменти рами були зв'язані затяжками /6/.

Міцність бетону на день випробування – 29,43 МПа. Захисний шар бетону в стійці: в розтягнутій гілці 32 мм, в стиснутій – 23 мм замість проектних 15 мм. Навантаження на ригель рами передавалось через траверси, розміщені через 1,5 м і через розподільні балки довжиною 4м. В якості вантажів використовувались бетонні блоки. Перші тріщини були помічені в розтягнутих гілках стійок і в

розтягнутих зонах ригелів при навантаженні 6,5 кН/м. При нормативному навантаженні 8,3 кН/м тріщини в ригелі розкрились на величину 0,08-0,1 мм в ригелі і стійці --0,15-0,2 мм.



Рис. 3.30. Вузол спрження ригеля зі стійкою суцільної піврами після випробувань

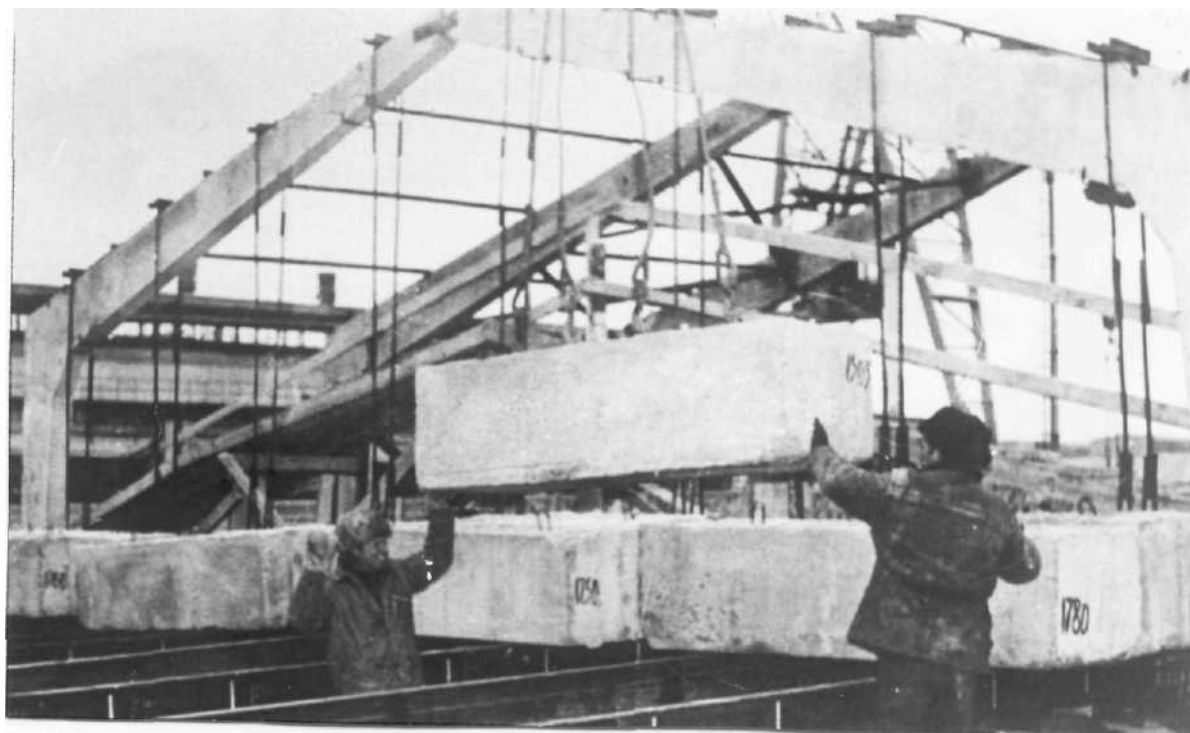


Рис. 3.31. Завантаження рами прольотом 12 м фундаментними блоками



Рис. 3.32. Загальний вид випробування рами прольотом 12 м
/завод ЗБВ к. Черкаського Облімжколгоспбуду/



Рис.3.33. Вимірювання деформацій ригеля рами



Рис. 3.34. Рама прольотом 12 м після випробувань



Рис. 3.35. Суцільна піврама після випробувань

Прогин рами в конку при нормативному навантаженні після часового витримування – 3,6см або $1/583$ прольоту . За дослідне руйнуюче навантаження було прийнято 16,1 кН/м, при якому було помічено текучість арматури в розтягнутих зонах ригелів на відстані 2,5-3 м від конка. Розкриття тріщин в розтягнутих гілках стійок --1,5-2,0 мм, до руйнування рама не доводилась. Відношення умовного руйнуючого навантаження до розрахункового $s=16,1/10,0=1,6$.

На основі аналізу був зроблений висновок про те, що складена тришарнірна рама відповідає нормам ГОСТ /3/ по міцності, жорсткості і тріщиностійкості в ригелі і не задовольняє по ширині розкриття тріщин в стійці.

Рама №17 прольотом 21 м складається з двох Г-подібних елементів, з'єднаних в раму за допомогою конкового шарніру, переріз ригеля і стійок прямокутне змінної висоти по довжині. Рама була крайньою в складі фрагмента залізобетонного каркаса промислової споруди. Ригель рами був розкріплений залізобетонними прогонами через 1,92 м, привареними до закладних елементів /6/. Піврами виготовлені в горизонтальному положенні в дерев'яній опалубці, при цьому фактична ширина ригеля і стійок була на 10 мм менше проектного значення. Клас бетону по міцності на стиск В30, арматура класу А-III і А-I.

Перші тріщини виникли при навантаженні, що складає 0,4 від нормативного навантаження у збільшеному захисному шарі бетону (11-12 см замість 5 см по проекту) в місці спряження ригеля зі стійкою – карнизному вузлі. Ці тріщини були виявлені в обох піврамах, а по висоті досягли робочої арматури. При нормативному навантаженні тріщини в розтягнутих зонах ригелів на рівні робочої арматури розкрились до 0,05-0,1 мм з кроком 17-19 мм. Прогин конка рами при нормативному навантаженні – 11,33 кН/м, після 5-годинного витримування – 4,89 кН/м або 1/430 прольоту рами. Руйнування рами відбулося при навантаженні 30,0 кН/м від розриву розтягнутої робочої арматури в карнизному вузлі. Розрив арматури відбувся без утворення шийки. Відношення величини руйнуючого навантаження до розрахункового – $C=30,0/19,1=1,57$. Руйнування рами відбулося внаслідок значної осадки фундаменту під зруйнованою піврамою і його подвижності, що стало наслідком замочування основи під цим фундаментом. Крім цього на характер руйнування вплинуло неправильне розміщення робочої арматури по перерізу – завищення захисного шару в два рази призвело до зменшення відповідно плеча внутрішньої пари сил.

На основі дослідів було зроблено висновок, що рама відповідає нормам ГОСТ /3/ по міцності, жорсткості, тріщиностійкості. Крім цього було рекомендовано:

- в процесі виготовлення піврам необхідно строго дотримуватися проектних величин захисних шарів, арматуру необхідно гнути по шаблонам, а якість її укладання строго контролювати до бетонування;
- необхідно перевірити несучу здатність фундаменту під піврами з урахуванням розпору і можливої нерівномірної їх осадки.

Рами №18,19 прольотом 21 м складаються з Г-подібних піврам прямокутного перерізу, виготовлені в вертикальному положенні в металевій опалубці. Було змонтовано три поперечника з кроком 6м, які опирались на пірамідальні палі розміром 0,6х0,8 м і довжиною 3,6 м. Навантаження створювалось залізобетонними блоками і передавалось через систему балок і розподільних траверс по верху ригеля з кроком 3 м. Верх ригеля був розкріплений через 3 м розпірками з двох кутників. Випробування проводились по двох схемах симетричним і несиметричним навантаженням.

Межа міцності бетону до моменту випробування для рами №18 – 28,5 МПа, для рами №19 – 29,4 МПа. Межа текучості арматури для рами №18 – 419,7 МПа, для рами №19 – 413,0 МПа. Розкриття нормальних тріщин в ригелі і стійці біля карнизного вузла рами №18 на рівні розтягнутої арматури при нормативному симетричному і несиметричному навантаженні – 0,10-0,12 мм, що менше 0,15 мм для конструкцій, що експлуатуються в спорудах у слабкому і агресивному середовищі. В ригелі біля конка розкриття нормальних тріщин в окремих випадках – 0,20-0,25 мм, що більше допустимого. Для зниження їх розкриття необхідно збільшити утримання розтягнутої арматури. Розкриття тріщин в середині карнизного вузла в окремих місцях – 0,20 мм. Для зниження розкриття цих тріщин було рекомендовано збільшення перерізу конструктивної арматури каркасу КР-1: замість сітки С-1 в склад каркасу КР-1 ввести аналогічні стержні, при цьому завівши їх за грані карнизу на відстані не менше 30 діаметрів.

Рама №19 була виготовлена з урахуванням результатів випробування рами №18 з внесенням корективів в робочі креслення. Розкриття нормальних тріщин на рівні розтягнутої арматури при нормативній величині симетричного і несиметричного навантаження в ригелях, стійках і карнизному вузлі – 0,08-0,15 мм. Розкриття нормальних і похилих тріщин в стійках, ригелях і карнизному вузлі не перевищувало 0,15 мм, що свідчить про ефективність проведення конструктивних заходів по результатам випробування рами №18.

Максимальне переміщення конка рами при нормативному симетричному навантаженні: для рами №18 – 6,8 см або 1/309 прольоту рами, для рами №19 - 6,6 см або 1/318 прольоту рами. При завантаженні несиметричним нормативним навантаженням замірялись переміщення ригеля на відстані 2,6 м від конка, які склали в рамі №18 – 2,7 см, в рамі №19 – 2,4 см (1/875). Руйнування рами №18 відбулося при несиметричному завантаженні внаслідок текучості розтягнутої арматури найбільш

завантаженого ригеля на відстані 3 м від конка з наступним роздрібненням бетону стиснутої зони. Величина руйнуючого навантаження перевищила розрахункове $s=28,0/20,6=1,36$.

Рама №19 була завантажена аналогічно несиметричним навантаженням, при цьому руйнування ригеля рами біля конка не спостерігалось. Руйнування рами спостерігалось при симетричному навантаженні, що більше в 1,36 раз від розрахункового. Внаслідок текучості поздовжньої розтягнутої арматури вичерпалась несуча здатність рами в стійці поблизу карнизного вузла; розкриття тріщин досягало 0,8-1,0 мм з подальшим роздрібненням стиснутої зони бетону.

Таким чином, результати випробування рами №18 показали, що розкриття тріщин при нормативному навантаженні в окремих місцях перевищувало допустиме. В рамі №19 перевищення допустимого не спостерігалось. Виходячи з цього, конструктивні міри прийняті при виготовленні рами №18 виявились ефективні для забезпечення потрібної тріщиностійкості. Це дозволяє вважати, що рама №18 виконана з урахуванням вказаних конструктивних рішень, що випробувані на рамі №19.

Результати випробування рам №18,19 відповідають нормам ГОСТ /3/ по жорсткості і міцності. Для підвищення несучої здатності рам №18,19 необхідно посилити конструктивну арматуру в найбільш завантажених перерізах.

Рами № 20,21,22,23 складаються з двох Г-подібних елементів, з'єднаних шарнірно в конку. Прямокутний переріз стійок і ригеля по висоті перемінне. Висота перерізу ригеля для прольоту 21 м змінюється від 250 мм в конковому вузлі до 735 мм в карнизному вузлі, для прольотів 18 м – від 340 до 735 мм. Розміри перерізу стійок для рам обох прольотів однакові /84/. Піврами армуються двома просторовими каркасами. Робоча арматура із сталі класу А-III діаметром 25,22,18,16 мм. Клас бетону по міцності на стиск 29,4 МПа. Виготовлення дослідних зразків піврам проводилось в касетній металевій опалубці, що дозволяє бетонувати одночасно в вертикальному положенні 6 піврам. Межа міцності на стиск бетону стійок і ригелів піврам по результатам випробування кубів – 14,7 – 29,4 МПа (табл.3.6).

Перед випробуванням на піврамах було виявлено наявність великої кількості усадочних тріщин, поява яких пояснюється тим, що під час пропарювання зовнішні грані піврам були відкриті і підлягали інтенсивному осушенню. Захисний шар в дослідних зразках всіх піврам був завищений (60 мм замість 28 мм) в місцях спряження ригеля зі стійкою.

Завантаження рам було прийнято через підвішені до них розподільні металеві балки, на які укладались в якості вантажів фундаментні блоки. Рами випробовувались симетричним і несиметричним навантаженням в наступній послідовності: симетричне навантаження до рівня нормативного повного навантаження; витримування 10-12 годин, розвантаження до симетричного постійного навантаження; несиметричне навантаження до рівня нормативного навантаження і далі до появи текучості арматури в небезпечному перерізі ригеля, розвантаження до нуля; симетричне навантаження до руйнування.

Це пов'язано з тим, що розрахунок рами по міцності проводився виходячи з двох розрахункових комбінацій постійного і тимчасового навантаження:

- на дію повного розрахункового навантаження по всьому прольоту (дана комбінація є розрахунковою для стійки рами і частини ригеля, що примикає до карнизного вузла);
- на дію повного розрахункового навантаження на одну півраму і постійної частини навантаження на другу півраму (ця комбінація є розрахунковою для частини ригеля, примикаючої до конкового шарніру).

Максимальна ширина розкриття нормальних тріщин при нормативних навантаженнях на рівні робочої арматури – 0,09-0,13 мм. Найбільше значення ширини розкриття тріщин спостерігались в тих перерізах, де величина захисного шару була більша порівняно з проектом. Тому вимірялась ширина розкриття тріщин фактично не на рівні арматури, а в межах захисного шару бетону. Крім того, було відмічено значне розкриття тріщин в карнизному вузлі – 0,27-0,4 мм, для зменшення якого необхідне додаткове армування.

Максимальні величини прогинів в конковому шарнірі без урахування власної маси ригелів рам при нормативному навантаженні склали:

- рама №20 – 4,35 см або 1/414 прольоту;
- рама №21 – 4,15 см або 1/434 прольоту;
- рама №22 – 4,4 см або 1/477 прольоту;
- рама №23 – 4,25 см або 1/494 прольоту,

що менше контрольного значення 1/300, згідно СнП /68/.

При випробуванні деформованості тришарнірних залізобетонних рам переміщеннями, що визначають експлуатаційний стан конструкції, мають місце також власні прогини ригеля. Розглядаючи вертикальні переміщення ригеля в конковому шарнірі як фіктивну осадку опор, при несиметричному навантаженні були визначені максимальні прогини ригеля в зоні дії максимальних моментів:

- для піврами №20 – 0,96 см або 1/937 прольоту;
- для піврами №22 – 2,42 см або 1/434 прольоту;
- для піврами №23 – 2,54 см або 1/413 прольоту, що менше допустимого – 1/300.

При несиметричному навантаженні руйнування дослідних зразків рам відбувалося внаслідок досягнення текучості сталі поздовжньої розтягнутої арматури в нормальному перерізі ригеля, до початку роздрібнення бетону стиснутої зони. Руйнування ригеля відбувалось під другим вантажем від конкового шарніра (рама №20,21) і під третім – рама №22,23. При повному руйнуванні ригеля він поновлювався металевим бандажем, а конструкцію завантажували симетричним навантаженням.

В стадії перед руйнуванням ширина розкриття тріщин поблизу карнизного вузла – 1,0-1,5 мм. Руйнування рам відбулося при симетричному завантаженні в місці примикання ригеля до карнизного вузла на відстані 1,2-1,4 м, внаслідок текучості сталі поздовжньої розтягнутої арматури до початку роздроблення бетону стиснутої зони, що підтверджується дослідними значеннями деформації бетону і арматури (рис.3.36).

Відношення дослідного руйнуючого навантаження при симетричному завантаженні до розрахункового:

- для рами №20 – $c=27,0/18,6=1,45$;
- для рами №21 – $c=28,0/18,6=1,50$;
- для рами №22 – $c=28,3/18,6=1,52$;
- для рами №23 – $c=27,4/18,6=1,47$, що більше 1,25 по ГОСТ /3/.

Відношення дослідного руйнуючого навантаження при несиметричному завантаженні до розрахункового:

- для рами №20 - $c=29,8/18,6=1,6$;
- для рами №22 – $c=25,5/18,6=1,37$;
- для рами №23 – $c=25,7/18,6=1,38$, що більше 1,25 по ГОСТ /3/.

Аналіз результатів показав, що дані зразки рам відповідають вимогам міцності, жорсткості і ширині розкриття тріщин на рівні арматури відповідно до норм ГОСТ /3/ і СНиП /68/. Разом з цим ширина похилих тріщин в карнизному вузлі не задовольняє нормам (0,27- 0,4 мм, що значно більше 0,15 мм). З метою забезпечення потрібної тріщиностійкості в карнизному вузлі було прийнято рішення встановити два додаткових плоских каркаси з 4-х діагональних стержнів діаметром 12 мм класу А-III з кроком 120 мм.

Рама №24 прольотом 21 м складається з двох складених піврам з беззварним стиком під навантаження 20,6 кН/м без урахування власної маси ригеля. Беззварний вузол спряження ригеля зі стійкою вперше був розроблений ЦНИИЭПсельстроем стосовно розрізної рами РЖС-21-1600. Розробки проводились з урахуванням можливості виготовлення ригелів і стійок в старому оснащенні. На заводі ЗБК Вінницького Облміжколгоспбуду було виготовлено три зразки, що склалися з стійки, до арматурних стержнів яких приварювалися два сталевих шипа діаметром 10 мм і довжиною 100мм, а також фрагмента ригеля довжиною 4,2 м (рис.3.37). До кінців зігнутих стержнів в карнизному вузлі і ригелі також були приварені два шипи, як і в стійці.

Зразки випробовувалися в вертикальному положенні на спеціальному стенді, що забезпечує співвідношення згинаючого моменту, поперечної і поздовжньої сил, відповідно дійсній роботі вузла спряження ригеля зі стійкою в рамному каркасі. Навантаження на зразки створювалось гідродомкратом, під дією якого торці стягувалися сталевими тягами.

Руйнування всіх дослідних зразків відбувалося внаслідок текучості сталі поздовжньої розтягнутої арматури в тавровому перерізі ригеля до початку роздроблення бетону стиснутої зони. Результати випробувань дали можливість зробити висновок про достатню надійність беззварного стику ригеля зі стійкою розрізної рами.

Для виготовлення арматурного каркасу стійки піврами, що потребує згину арматури класу А-III діаметром 28 мм по радіусу 300 мм був виготовлений пристрій, встановлений на згинаючий станок С-146 (рис.3.38). Пристрій включає металевий диск діаметром 680 мм товщиною 48 мм з пазовою канавкою по ободку 30мм і двома фіксаторами, привареними в нижній частині диска для установки на поворотний стіл станка. На диску приварена скоба і упор на неповоротному столі станка установки і фіксації арматури.

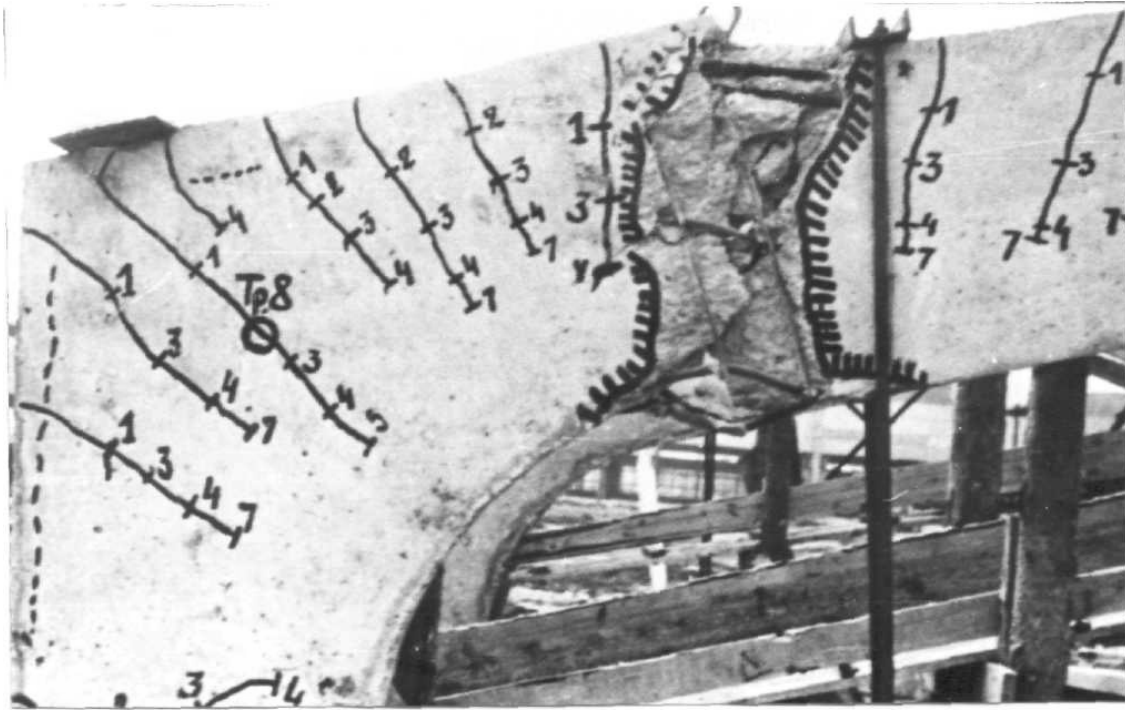


Рис. 3.36. Характер руйнування ригеля рами прогоном 21м від симетричного навантаження



Рис. 3.37. Безварне з'єднання ригеля зі стійкою піврами
/завод ЗБВ к. Вінницького Облміжколгоспбуду/

На даному станку була розроблена технологія згину арматурних заготовок відповідно до робочих креслень для виготовлення каркасів дослідних конструкцій піврам. Після цього була проведена обробка технології виготовлення плоскої спіралі з арматурної проволочки, яка використовувалась замість хомутів в каркасах ригелів піврам.

Технологія виготовлення плоскої спіралі з арматурної проволочки діаметром 5 мм була відпрацьована за допомогою пристрою на токарному станку ДИП-500. Пристрій складається з металевого диска товщиною 16 мм і діаметром 800 мм, на якому перпендикулярно площині диска приварено металеві пальці діаметром 30 мм, між центрами для прямої спіралі 214 мм, для конусів біля основи – 710 мм, і в кінці – 214 мм. Диск кріпився кулачками в патроні токарного станка, в держаку

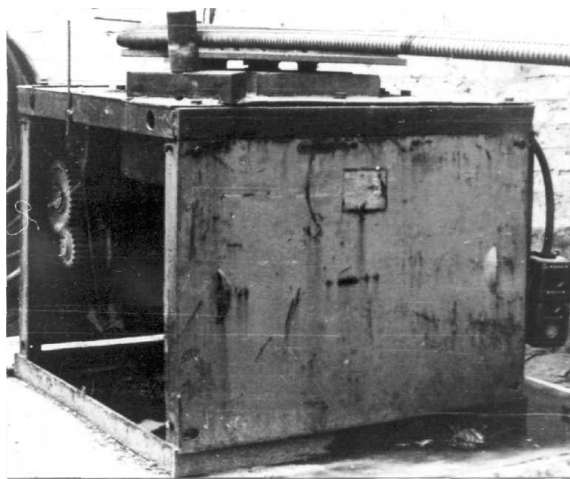


Рис. 3.38. Пристрій для гнуття арматури діаметром 28 мм класу А-III, встановленого на гибочному станку С-146 /Рокитнянський завод ЗБВ к.Київського Облміжколгоспбуду/

встановлювалось правильне влаштування. За допомогою ходу супорта і обертень станка був підібраний крок витка. Навивка проводилась проволочкою класу В-І, діаметром 5 мм виток до витка. Після навивки необхідних розмірів плоска спіраль одягалась на каркас ригеля і фіксувалась в окремих місцях в'язальною проволочкою (рис.3.39). При цьому скорочуються трудовитрати на виготовлення арматурних каркасів, зростає надійність їх роботи.

На Рокитнянському заводі ЗБК було проведено випробування стиків зварних з'єднань і фрагментів конкового вузла. Були випробувані 5 стиків зварних з'єднань арматурної сталі 35ГС класу А-III діаметром 28 і 20 мм, виконаних ручним електродуговим зварюванням електродами УОНИ 13/45 діаметром 5 мм. Випробування проводилось на 50-тонній розривній машині (рис.3.40).

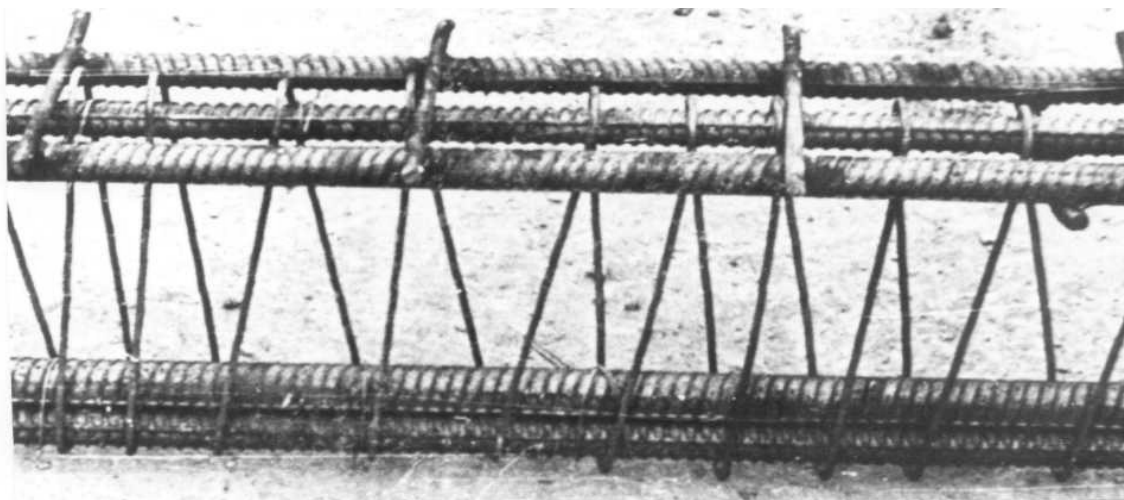


Рис.3.39. Каркас ригеля рами з використанням плоскої арматурної спіралі

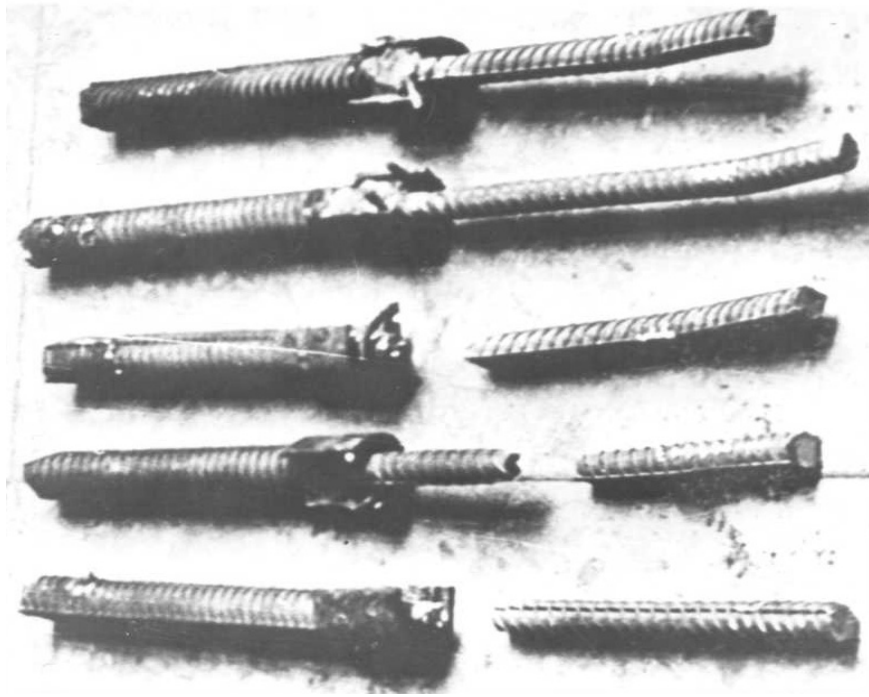


Рис.3.40. Стиги арматурних стержнів після випробувань

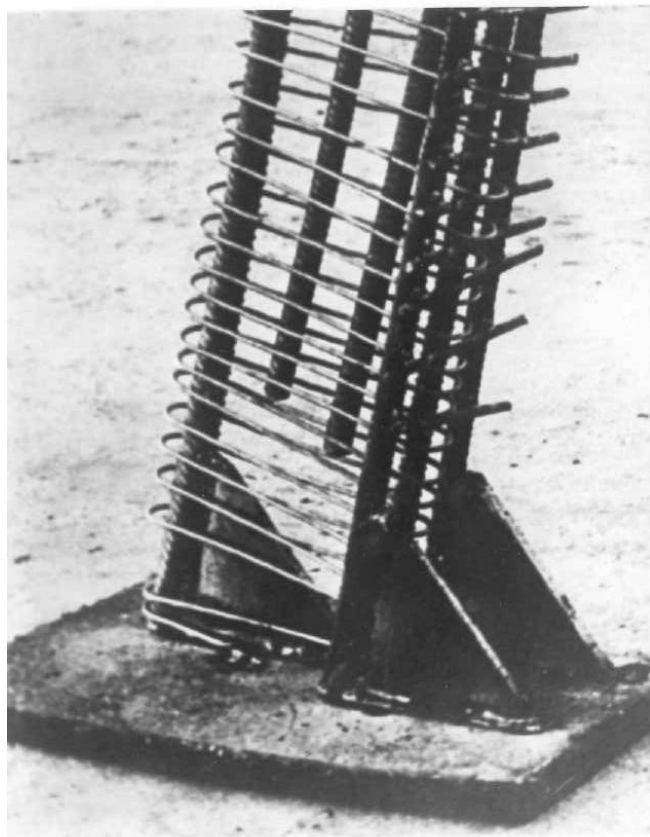


Рис.3.41. Армвання дослідного зразку конкового вузла ригеля піврами



Рис.3.42. Випробуваний зразок конкового вузла піврами

Таблиця 3.7

Результати випробування

№ пп.	Руйнуюче зусилля, кН	Картина розриву	Примітка
1	215,8	Розрив по краю шва біля стержня меншого діаметра	Зварювання з присадкою
2	215,8	Те саме	Те саме
3	206,0	Те саме	Те саме
4	203,1	Те саме	Те саме
5	213,9	Те саме	Те саме

Отже, зварний стик має достатню міцність.

Конковий вузол рами відповідно з робочими кресленнями посилений армуванням, а для таврового перерізу – ще і бетонуванням, тобто за рахунок переходу таврового перерізу в прямокутний.

В конструкції рам РЖР тавровий переріз передбачений до конкового шарніру, тобто посилення бетоном відсутнє. Разом з тим посилення відбувається за рахунок плоскої арматурної спіралі, товстої закладної деталі з масивними анкерними стержнями (рис.3.41). З метою проведення фактичної несучої здатності таких вузлів були проведені їх випробування. Випробовувався конковий вузол, що забезпечує його характер роботи під навантаженням, аналогічно роботі в рамному каркасі. Фрагмент являє собою відрізок ригеля таврового перерізу довжиною 600 мм, посилений на торці сталюю пластинною до якої в тавр приварені два поздовжні арматурні стержні (рис.3.42). Випробування проводились на гідравлічному пресі. При цьому навантаження на конковий торець ригеля передавалось через сталюю каток діаметром 32 мм. Було випробувано три фрагменти конкового вузла таврового перерізу, виготовлених відповідно з робочими кресленнями піврам, які відрізнялися один від одного товщиною закладної деталі і класом бетону. Поперечне армування – плоска спіраль з арматурної проволочки діаметром 5 мм з кроком 35-40мм. Закладна деталь з розмірами 75x150 мм з двома коротишами.

Зразок УРК-1 (див табл.3.6, номер 25). Міцність бетону по результатам випробування кубів 10x10x10 см на гідравлічному пресі ПСУ-125 – 19,0 МПа. Перші тріщини з'явилися при навантаженні 176,6 кН і розвивалися під малим кутом до поздовжньої осі в місцях переходу від полки до стінки. Руйнування зразка відбулось при навантаженні 245,3 кН від зім'яття бетону під закладною деталлю товщиною 14 мм.

Зразок УРК-2 Міцність бетону по результатам випробування 5-ти кубів 10x10x10 см – 27,8 МПа. Перші тріщини утворилися при навантаженні 255,1 кН і розвивались аналогічно першому зразку. Руйнування відбулося при навантаженні 313,9 кН від зім'яття бетону під закладною деталлю товщиною 20 мм (рис.3.42).

Зразок УРК-3 міцність бетону – 24,5 МПа. Перші тріщини утворилися при навантаженні 296,2 кН і розвивалися аналогічно УРК-1. Руйнування при навантаженні 255,1 кН від зім'яття бетону під закладною деталлю товщиною 16 мм.

Таблиця 3.8

Результати випробувань зразків

№ п/п	Міцність бетону, МПа	Товщина закладної деталі, мм	Навантаження, кН		Характер руйнування
			Утворення тріщин	Руйнуюче	
1	19,0	14	176,6	245,3	Зім'яття бетону під закл. дет. Те саме Те саме
2	27,8	20	255,1	313,9	
3	24,5	16	196,2	255,1	

Всі три зразка зруйнувалися через одночасне розколювання бетону і його зім'яття під закладною деталлю.

Результати випробування показали, що тріщиностійкість і несуча здатність конкового вузла рами в основному залежать від товщини закладної деталі. При товщині 20 мм несуча здатність рами РЖР забезпечена.

З урахуванням виробленої технології виготовлення плоскої спіралі з арматурної проволочки і технології виготовлення згину робочих стержнів арматури, а також результатів випробування зварних з'єднань і фрагментів карнизних і конкових вузлів на Рокитнянському заводі ЗБК були виготовлені в дерев'яній опалубці ригелі і стійки піврам таврового перерізу (рис.3.43,3.44,3.45,3.46). Випробування проводилось в стендовому залі лабораторії ЗБК ЦНИИЭПсельстрой по схемі (рис.3.9). Навантаження проводилося гідравлічними домкратами через сталеві тяги і траверси.

Клас бетону по міцності на стиск В35, поздовжня робоча арматура класу А-III, поперечна арматура ригелів – плоска арматурна спіраль із сталі класу В-1 діаметром 5 мм, поперечна арматура стійок – сталь класу А-I діаметром 10 мм (див табл.3.6, рама №24). Ширина розкриття тріщин при нормативному односторонньому і повному навантаженні рами не перевищувало 0,12 мм, що менше 0,15 мм по ГОСТ /3/. Прогин конка рами при повному нормативному навантаженні – 6,31 см або 1/333 прольоту, що менше 1/350 по СНиП /68/. При розрахунковому навантаженні спостерігалось збільшення ширини розкриття тріщин без ознак структурного руйнування в найбільш напружених перерізах.

При навантаженні 25,6 кН/м з урахуванням власної ваги ригеля в верхній частині таврового перерізу стійки були зафіксовані значні розкриття тріщин (біля 1,0 мм) в розтягнутій зоні бетону. При видержуванні при цьому навантаженні тріщини розвивались по перерізу, після чого відбулося руйнування бетону стиснутої зони (рис.3.47). Аналіз характеру руйнування стійки піврами показав, що відбулась текучість сталі поздовжньої робочої арматури в нормальному перерізі до початку роздроблення бетону стиснутої зони. По результатам випробування було встановлено, що міцність бетону була знижена з 35,0 до 25,5 МПа; відношення руйнуючого навантаження до розрахункового $c=25,6/20,6=1,243$, що майже 1,25 по ГОСТ /3/.

Було проведено визначення теоретичної несучої здатності відповідно до СНиП/68/, але з урахуванням фактичних розмірів перерізів, схеми каркасу, а також фактичної міцності бетону і межі текучості сталі, отриманих при випробуванні бетонних кубів і арматурних стержнів. При цьому

ексцентриситет поздовжньої сили відносно центра текучості розтягнутої арматури в даному перерізі вираховував при статичному розрахунку рамного каркасу по деформованій схемі, тобто з урахуванням фактичного прогину конка ригеля рами при навантаженні, близькому до руйнуючого. Результати розрахунку показали, що дослідне руйнуюче навантаження вище теоретичного на 2%, що підтверджує правильність прийнятої методики розрахунку.



Рис. 3.43. Бетонування ригелів піврам на Рокитнянському заводі ЗБВ к. Київського Облміжколгоспбуду

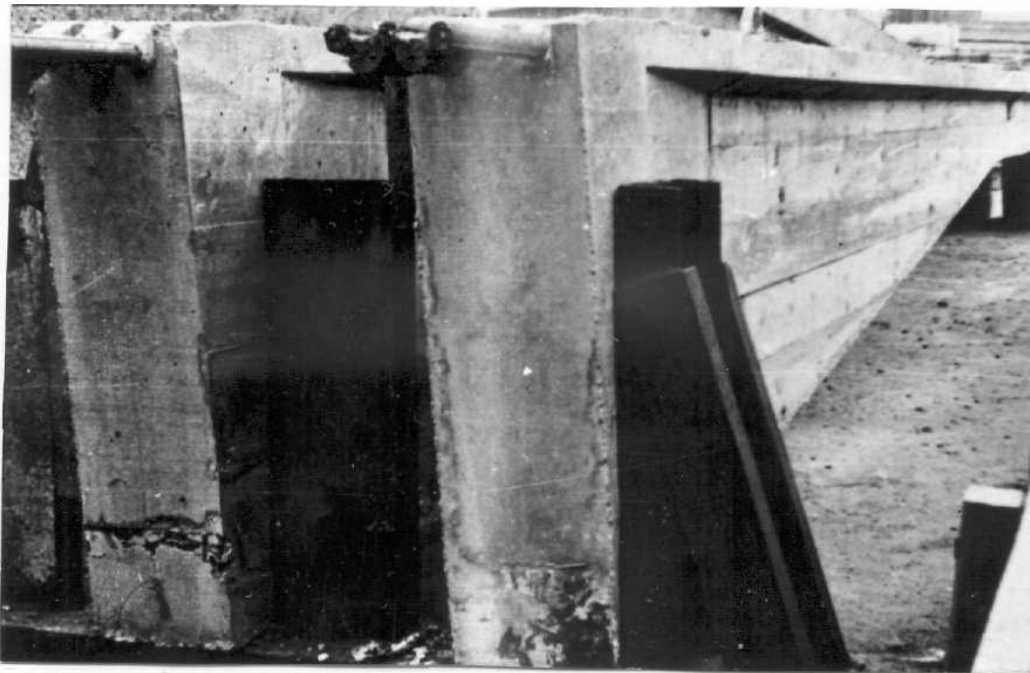


Рис. 3.44. Виготовлені ригелі піврам /Рокитнянський завод ЗБК к. Київського Обміжколгоспбуду/

На основі проведеного аналізу були зроблені наступні висновки і рекомендації:

- результати випробування рами №24 задовольняють вимогам ГОСТ /3/ або СНиП /68/ по ширині розкриття тріщин, по жорсткості, по міцності;
- результати випробування рами підтвердили правильність теоретичних основ розрахунку і конструювання;
- результати випробування конкового і карнизного вузлів показали, що їх несуча здатність достатня;
- враховуючи відсутність відпрацьованої технології виготовлення складених рам з беззварними стиками, на першому етапі запровадження до накопичення позитивного досвіду їх виробництва і застосування, рекомендується використовувати під навантаження 17,7 кН/м без урахування власної ваги ригеля.

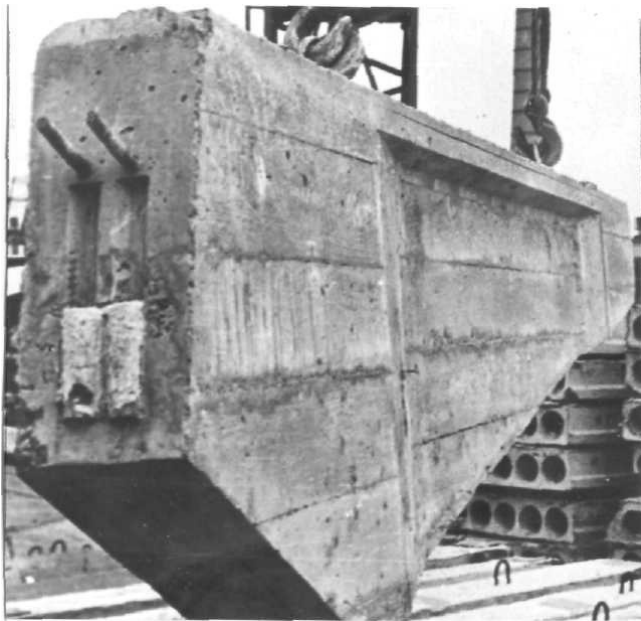


Рис. 3.45. Виготовлені стійки піврам /Рокитнянський завод ЗБВ к. Київського Облміжколгоспбуду/

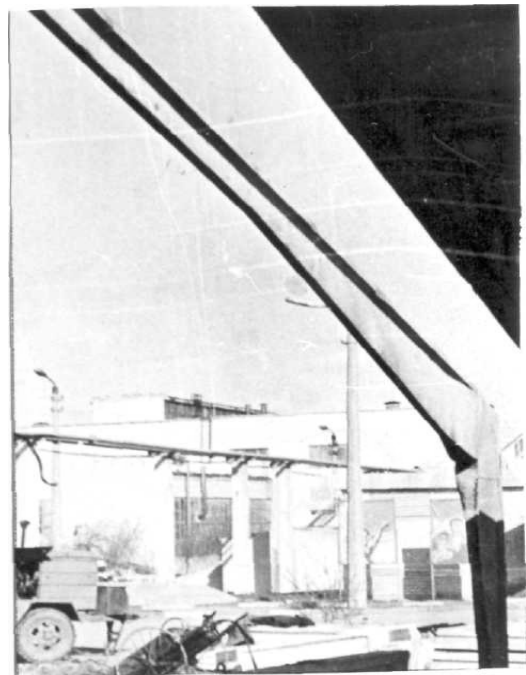


Рис. 3.46. Виставка рамних каркасів на Рокитнянському заводі ЗБВ к. Київського Облміжколгоспбуду

ЦНИИЭПсельстроем було проведено випробування двох дослідних зразків залізобетонних рам №26,27 прольотом 18 м, які розраховані під симетричне розрахункове навантаження 13,8 кН/м і несиметричне розрахункове – 13,8-7,6 кН/м з урахуванням власної ваги ригеля /86/.

Рами складались з двох Г-подібних піврам двотаврового перерізу, висота яких від 290 мм до 650 мм в стійці і від 650 мм до 200 мм в ригелі. Міцність бетону на стиск 29,43 МПа, робоча арматура із сталі класу А-III. Рами випробовувались симетричним і несиметричним навантаженням по схемах (рис.3.9).

При нормативному навантаженні були відмічені максимальні розкриття тріщин: в стійках – 0,15-0,22 мм (нормальні), в стінках ригелів і стійок – 0,3-0,33 мм (похилі), в вуті – 0,5 мм.

З метою уточнення тріщиностійкості карнизного вузла були проведені дослідження восьми фрагментів рам. В зразках діаметр робочої арматури, крок поперечної арматури, армування карнизного вузла, довжина прямокутних ділянок в ригелі і стійках, кут нахилу вута є змінним величинами. Навантаження на фрагмент прикладалось методом стягування в напрямку рівнодіючих опорних реакцій. При нормативному навантаженні в чотирьох фрагментах максимальна ширина розкриття нормальних і похилих тріщин в перерізі двотаврової стійки – 0,06-0,15 мм. Похилі тріщини в ригелі – 0,1-0,35 мм, в карнизному вузлі – 0,08-0,35 мм.

Для запобігання надмірного розкриття тріщин в інших чотирьох зразках був зменшений крок поперечної арматури. При нормативному навантаженні нормальні тріщини – 0,1-0,15 мм, а похилі – до 0,15 мм.



Рис. 3.47. Загальний вид стійки рами після випробувань

Встановлено, що при зменшенні кроку поперечного армування ригеля з 200-300 мм до 100 мм, ширина розкриття похилих тріщин зменшилась з 0,3 до 0,15 мм.

Всі дослідні зразки зруйнувались в стійці поблизу карнизного вузла внаслідок текучості розтягнутої арматури. Відношення руйнуючих моментів до їх розрахункових значень 1,44-1,78. Прогини при нормативному навантаженні – 3,99-4,21 см або 1/400-1/428, що менше 1/300 прольоту рами.

Руйнування дослідних зразків рами відбулося при симетричному навантаженні в стійках рами в місці переходу прямокутного перерізу в тавровий і супроводжувалось розкриттям тріщин до 1-2 мм, текучістю арматури до початку роздроблення бетону стиснутої зони.

Відношення руйнуючого моменту до розрахункового: при симетричному навантаженні 1,39 і 1,43, при несиметричному – 1,2 і 1,5.

Дослідні зразки рам володіють достатньою міцністю при симетричному навантаженні. При несиметричному виникає необхідність посилення ригеля рами в зоні дії максимального позитивного моменту.

В результаті проведених досліджень були зроблені висновки про те, що дослідні зразки рам мають достатню міцність і жорсткість. Дослідні величини нормальних і похилих тріщин значно перевищували їх теоретичні значення, отже, тріщиностійкість рам не задовольняла вимогам норм.

На фрагментах рам було виявлено вплив поперечного армування на ширину розкриття похилих тріщин і оптимальний характер армування. По результатам випробувань були внесені корективи до робочих креслень.

Рама №28,29,30 прольотом 18 м, складені, таврового перерізу. Конструктивні особливості піврам: поперечне армування ригелів з плоскої арматурної спіралі, вузол спряження ригеля зі стійкою зварений закладними деталями робочої арматури. При запобіганні втрати стійкості ригелі рам на стенді були розкріплені через 3 м і завантажені зосередженими силами кожний дією домкрата. Випробування рам проводилося за загальною методикою.

Рама №28 зруйнувалась в одній із стійок в місці переходу таврового перерізу в прямокутний поблизу карнизного вузла у зв'язку з початком текучості поздовжньої розтягнутої арматури до початку роздроблення бетону стиснутої зони з коефіцієнтом перевищення руйнуючого навантаження над розрахунковим $36,0/21,8=1,65$.

Метою випробування рами №29 було визначення характеру роботи замкового з'єднання в карнизному вузлі, яке показало недостатню надійність. Руйнування відбулося через зріз по ванному зварюванні замкового з'єднання (між коротишами і пластинами) однієї із стійок при навантаженні $30,8/21,8=1,42$. Були внесені корективи в частині посилення конструкції замкового з'єднання.

Рама №30 була зібрана для випробування з двох піврам, що залишилися незруйнованими після випробування рам №28 і 29. Руйнування рами №30 аналогічно рамі №28 при розрахунковому навантаженні, що перевищує розрахункове в $38,3/21,8=1,76$ разів. Було вираховано теоретичне руйнуюче навантаження виходячи з фактичної характеристики міцності бетону, арматури і розмірів перерізів. Аналіз зіставлення з дослідними зразками руйнуючого навантаження показав гарну схожість в межах 1-3%, що свідчить про правильність методики розрахунку на позacentровий стиск елементів рамного каркасу.

Перевищення руйнуючого навантаження в 1,65; 1,42 і 1,76 разів по відношенню до розрахункового експлуатаційного проти 1,25 по ГОСТ /3/ з деяким запасом достатнє при умові втрати несучої здатності рами №28,30 внаслідок досягнення робочої арматури межі текучості. Підвищений запас міцності зумовлений підвищеною міцністю бетону В50 проти В35 по проекту.

Вертикальне переміщення конка рамних каркасів в залежності від навантаження показали /119/, що до нормативного навантаження жорсткість всіх трьох рам була майже однакова (рис.3.48) – від 4,3-5,3 см або 1/419 до 1/340, що менше 1/300 прольоту. Отже, жорсткість рам забезпечена.

Доведення рам до руйнування показало, що розтягнута арматура перед руйнуванням досягла межі текучості, що підтверджується замірами деформацій арматури і розкриттям до 1 мм (рис.3.49). Тріщини утворилися в таврових перерізах ригелів і стійок поблизу карнизного вузла. При нормативному навантаженні 18,2 кН/м максимальна ширина розкриття – 0,14 мм, а при розрахунковому навантаженні – 0,15 мм. Тріщини в ригелі з постійним перерізом в зоні дії позитивних моментів як нормальні, так і похилі – не більше 0,05 мм.

Результати випробувань показали, що тріщиностійкість рам задовольняє нормам ГОСТ /3/.

Таким чином, результати випробування рам №28,29,30 показали, що дані рами відповідають нормам міцності, жорсткості і тріщиностійкості. У зв'язку з підвищенням класу бетону В50 і результатам випробування в робочих кресленнях було знижено розрахункове навантаження до 19,6 кН/м.

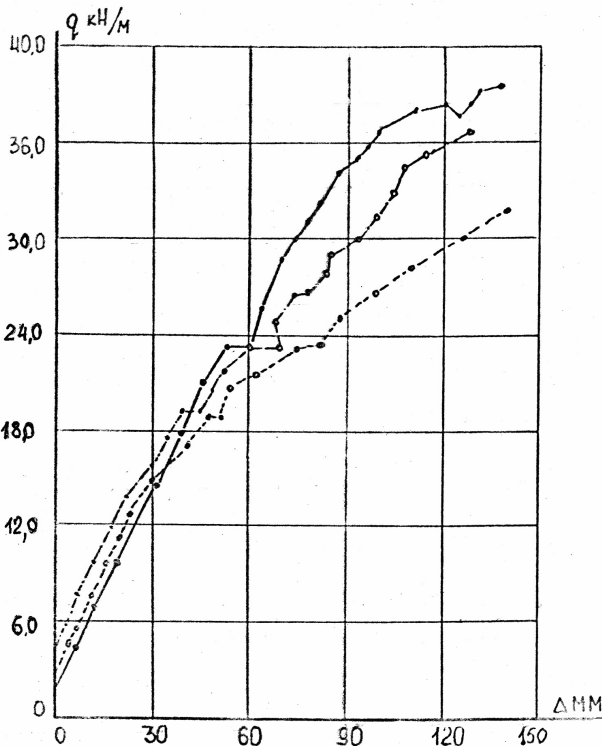


Рис.3.48. Залежність переміщення конка рам від навантаження

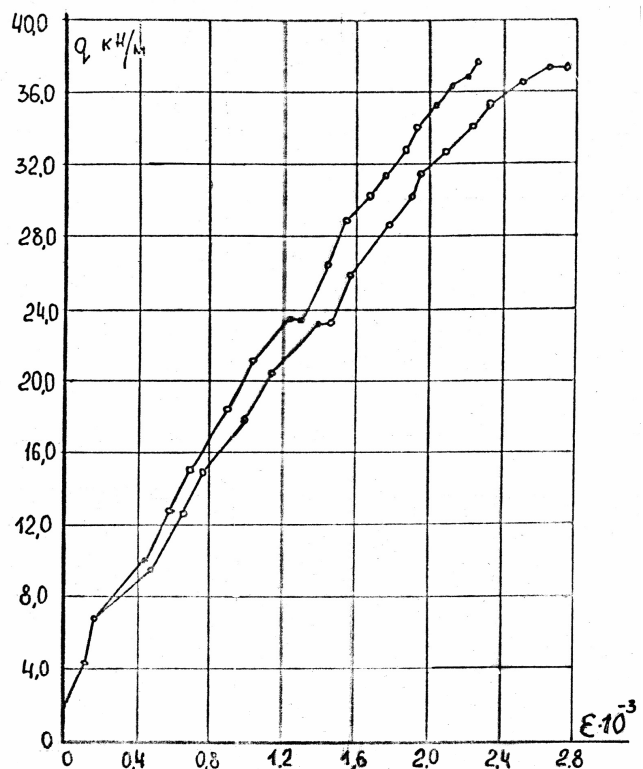


Рис.3.49. Залежність деформацій розтягнутої арматури стійки рами від навантаження

Рама №31 включає дві розрізні піврами таврового перерізу, передбачена під завантаження кожного ригеля рами чотирма зосередженими вантажами /120/. При нормативному навантаженні найбільша ширина розкриття нормальних тріщин в тавровій частині ригеля і стійки – 0,10 мм, що менше 0,15 мм по ГОСТ /3/, а при розрахунковому – 0,15 мм. В ригелі поблизу конкового вузла ширина розкриття тріщин не перевищила 0,1 мм. Похилі тріщини на приопорних ділянках стійок – 0,5 мм, причини появи яких не пояснюються авторами.

Прогин конка рами при нормативному навантаженні – 4,86 см або 1/432, що менше по СНиП /68/ (1/300), а при розрахунковому навантаженні – 6,4 см або 1/328 прольоту рами.

Руйнування рами відбулося в тавровій частині ригеля рами поблизу карнизного вузла внаслідок текучості арматури в розтягнутій зоні до початку руйнування стиснутої зони бетону. Міцність бетону ригелів і стійок піврам по результатам випробування кубів – 54,9 МПа замість класу бетону В35 по проекту, межа текучості арматурної сталі Ø28 мм класу А-III – 392,4 МПа.

Крім завищеного класу бетону не були дотримані захисні шари: для стиснутої арматури – 5 мм замість 35 мм по проекту (бічний захисний шар); для розтягнутої арматури – 120 мм замість 50 мм по проекту. Руйнуюче навантаження більше розрахункового в $34,1/19,6=1,74$ раз, що пояснюється авторами підвищеною міцністю бетону ригеля і стійок піврам.

КІБІ було проведено випробування піврам на дію постійного навантаження, включаючи власну масу ригеля і тимчасового (снігового) навантаження /121/. При цьому передбачалось три схеми завантаження: симетричне навантаження (сніг на обох піврамах); несиметричне навантаження (ліва піврама, сніг зліва); несиметричне навантаження (сніг справа, ліва піврама). Суцільна залізобетонна піврама РЖУ-21-3,6-1 включає прямокутну стійку перерізом шириною 200 мм і висотою від 300 до 800 мм і ригель таврового перерізу з переходом в прямокутний в зоні карнизного вузла. Висота перерізу ригеля в зоні карнизного вузла 750 мм, зменшуючись на відстані 6,185 м до 300 мм і далі постійно 300 мм. Ширина полки тавра 200 мм, товщина стінки 100 мм. Гнуття робочої арматури проводилось на спеціальному стенді, що складається з матриці і пуансона, за допомогою механічного домкрата. Клас бетону В35, арматура класу А-III. Піврами виготовлялись в касетних формах.

Випробування натурних піврам проводилось на спеціальному стенді (рис. 3.13). Навантаження здійснювалось за допомогою гідродомкратів, підключених до маслостанцій. Домкрати встановлювались в місцях спирання 3-метрових в прольоті і 1,5-метрових в конку плит покриття, і симетричне навантаження моделювалось прикладенням п'яти сил замість чотирьох, прийнятих в альбомах робочих креслень рам РЖ і РЖС. Жорсткість піврам з площини, на думку авторів, забезпечується жорсткістю конструкції домкратів, що є спірним. Крім того, авторами відмічено, що при випробуванні окремих піврам з'являються складності при моделюванні несиметричних навантажень.

При симетричному навантаженні руйнування піврами №32 відбулося в результаті текучості арматури одночасно в зоні карнизного вузла і на відстані 1,6 м від конкового шарніру з розкриттям тріщин до 0,9 мм. Останнє пов'язане з тим, що стержень позиції 15 не доведений до конкового вузла на 1,6 м.

При випробуванні піврами №33 руйнування відбулося в зоні карнизного вузла в результаті текучості арматури з розкриттям тріщин до 0,9 мм. Руйнування бетону стиснутої зони в обох випадках не помічено. Перевищення руйнуючого навантаження над розрахунковим в обох випадках – 1,5, що більше 1,25 по ГОСТ /3/.

Руйнування піврами №35 при випробуванні по несиметричній схемі завантаження (сніг справа) відбулося внаслідок початку текучості арматури одночасно в двох перерізах ригеля на відстані 1,5-2,0 і 4,5 м від верхнього кута карниза з руйнуванням в першому перерізі в зоні вута ригеля з перевищенням над розрахунковим 1,4, що більше 1,25 по ГОСТ /3/. Результати випробувань піврам №32,33,34,35 показали, що вони задовольняють вимогам ГОСТ /3/ по міцності.

При випробуванні піврам №32,33 по симетричній схемі завантаження максимальний прогин ригеля при нормативному навантаженні на відстані 1,3 м від конка сталося 8,5 см або 1/247 і 7,9 см або 1/266 прольоту рами. Прогин конка--7,0 см і 7,8 см або 1/300; 1/269 прольоту рами.

При випробуванні піврами №34 по несиметричним навантаженням ширина розкриття тріщин в піврамі №34 -- 0,1 мм в ригелі в 3 м від конкового шарніру і 0,15 мм в ригелі на відстані 1,5-2 м від карнизного вузла. При випробуванні всіх піврам помічено, що бічне випучування ригелів піврам із площини навантаження за рахунок наявності початкового згину ригелів і недостатньої жорсткості упорів, що обмежують бічні переміщення /121/.

Таким чином, результати випробування задовольняють вимогам ГОСТ /3/ по міцності і жорсткості і не задовольняють по тріщиностійкості. Звертається увага на отримання заданого класу бетону В35

замість В25, дотримання проектного положення арматури, якість виконання ручного електрозварювання арматурних каркасів піврам.

КІБІ в присутності автора було проведено випробування чотирьох піврам №36,37,38,39, виготовлених к. Днепропетровским ПО Дніпросільбудіндустрія /122/. При нормативному навантаженні максимальна ширина розкриття тріщин в ригелі в карнизному вузлі – 0,15 мм в піврамі №36 і 0,2 мм в піврамах №37,38,39, що більше контрольного значення 0,15 мм по ГОСТ /3/. Прогин конкового вузла піврами при нормативному навантаженні -- 8,0 см або 1/263; 7,5 см або 1/280; 9,0 см або 1/233 і 5,65 см або 1/372 прольоту рами, що близько до нормативу 1/300-1/250 прольоту рами.

Руйнування всіх чотирьох піврам відбулося по нормальному перерізу, внаслідок роздроблення бетону стиснутої зони в місці переходу прямокутного перерізу ригеля в тавровий (в вуті). Руйнування мало крихкий характер зі втратою стійкості поздовжньої стиснутої арматури в стінці ригеля. При цьому текучість арматури не спостерігалась. Коефіцієнт запасу міцності в піврамі №38 – 1,65, а в піврамах №36,37,39 – відповідно 1,4; 1,45; 1,55, що менше 1,6 по ГОСТ /3/.

Таким чином, піврами №36,37,38, 39 не відповідають вимогам ГОСТ /3/ по міцності і тріщиностійкості. Проведені випробування в КІБІ на великомасштабних залізобетонних моделях піврам РЖУ /118/ дозволили встановити:

- формування карнизного вузла в значній мірі впливає на міцність і жорсткість рам;
- в статичних розрахунках при експлуатаційному навантаженні необхідно враховувати деформованість рам;
- придатність принципу конструювання Т-подібним каркасом в стійці прямокутного перерізу.

КІБІ було проведено випробування чотирьох піврам №40,41,42,43 з високою стійкою, рівною 5,1 і 5,7 м для прольоту 18 м /118/. Піврами складені, ригель таврового, стійка прямокутного перерізу. Навантаження прикладалось по симетричній і несиметричній схемам завантаження. Прогини піврами при розрахунковому тривалій дії навантаженні для піврами №40 – 12 см або 1/150 прольоту і для піврами №42 – 10,1 см або 1/178 прольоту рами, що значно більше 1/300 по СНиП /68/. Підвищені значення прогинів пояснюються підвищеною деформованістю рам в зв'язку з наявністю високої стійки, рівної 5,1 і 5,7 м замість 3,6 м.

Руйнування піврами №40 відбулося внаслідок текучості арматури в стійці поблизу карнизного вузла. Коефіцієнт перевищення руйнуючого навантаження над розрахунковим – $c=1,42$, що більше 1,25 по ГОСТ /3/. В піврамі №41 – зафіксовано текучість арматури в ригелі в зоні позитивного моменту. $c=1,48$. В піврамах №42,43 руйнування відбулося внаслідок розриву робочої арматури ригеля в стіку ригеля зі стійкою $C=1,4$ і 1,5, що менше 1,6 по ГОСТ /3/. Було запропоновано посилення конструкції піврам.

3.4. Аналіз результатів випробування рам

По результатам проведених експериментально-теоретичних досліджень тришарнірних залізобетонних рам була визначена їх фактична несуча здатність, жорсткість і тріщиностійкість, зіставлені результати розрахунку і досліду, тобто оцінка доцільності методики розрахунку, а також відповідність якості виготовлення піврам вимогам проекту і діючим нормативним документам.

При випробуванні тришарнірних ЗБ рам реалізувались різні схеми завантаження:

- по чотири зусилля на півпроліт рами /рис.3.9, 3.11/;
- по вісім зусиль на півпроліт рами /рис.3.10/;
- по п'ять зусиль на півраму /рис.3.13/.

Рівномірно-розподілене навантаження було замінене чотирма (вісьма) зосередженими силами, величина яких приймалась з умови рівності згинаючих моментів M , поздовжніх сил N , поперечних сил Q в розрахункових перерізах.

Приведені розрахунки рам від зосередженого і рівномірно розподіленого навантаження показали добру схожість епюр вищевказаних зусиль. При цьому передача зовнішнього навантаження у вигляді зосереджених сил здійснювалась в місцях впирання плит покриття. При симетричному навантаженні розрахункові значення досягають зусиль в зоні карнизного вузла. При несиметричному – поблизу конкового вузла в зоні позитивного моменту.

Для приближення зусиль в конструкції піврам при випробуваннях до експлуатаційних значень при натурному випробуванні реалізувались огинаючи епюри зовнішніх зусиль в найбільш небезпечних перерізах піврам.

Руйнування рамних конструкцій як правило, відбувалося в ригелі або стійці поблизу карнизного вузла або в ригелі в зоні позитивного моменту з досягненням або текучості сталі в розтягнутій арматурі

в нормальному перерізі до початку роздроблення стиснутої зони, або роздроблення бетону стиснутої зони в нормальному перерізі до початку текучості сталі, або розрив поздовжньої розтягнутої арматури /рис.3.50/.

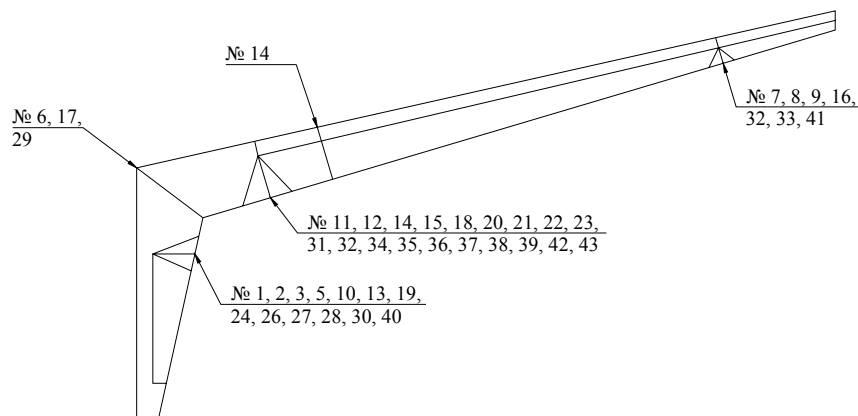


Рис. 3.50. Узагальнена схема місць руйнування піврам

Порівняння результатів випробування 42 рам в залежності від різних схем їх завантаження не приводить до яких-небудь відхилень результатів /рис.3.51,3.52/. Результати випробування 42 рам по міцності, жорсткості і тріщиностійкості приведені на рис.3.51 і 3.52 в залежності від значення напруг в арматурі і міцності бетону. Маємо великий розкид даних, особливо по ширині розкриття тріщин, причини якого були описані раніше. Розкриття тріщин в карнизному вузлі не бралися до уваги так як вони були встановлені конструктивними мірами /установка додаткових сіток, стержнів і т.ін./.

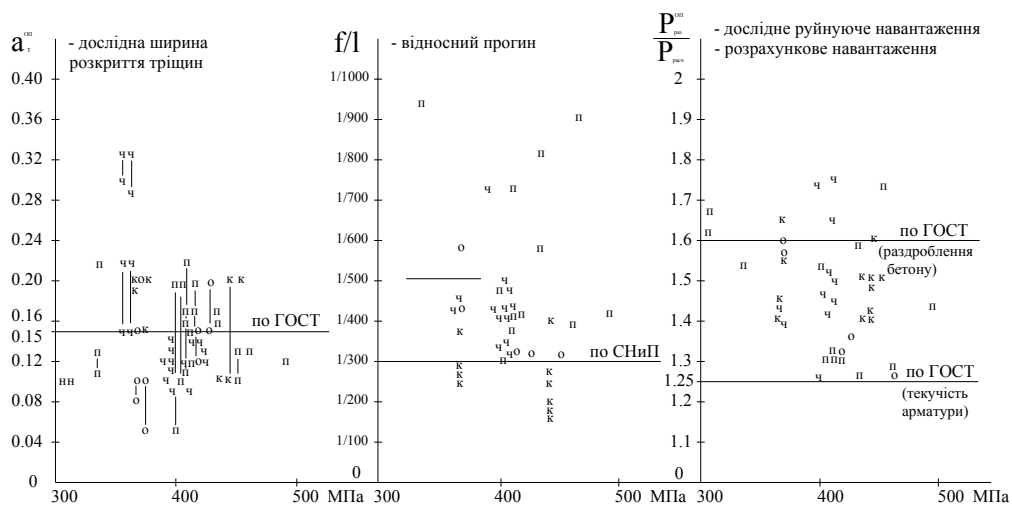


Рис. 3.51. Результати випробування рам по міцності, жорсткості і тріщиностійкості залежно від напруг в арматурі. П – досліди за участю автора; Н - НДІБК; О - ОІБІ; Ч - ЦНИИЭПсельстрой; К - КІБІ; Г - Гипрооргсельстрой; 0 - інші інститути, організації

Аналізуючи графіки /рис.3.51,3.52/ випробування рам по міцності, жорсткості і тріщиностійкості в залежності від напруження арматури і міцності бетону не має можливості встановити якісь залежності по результатам випробування.

Всього було проаналізовано результати випробувань 42 рам, в тому числі 25 суцільних і 17 складених. В суцільних піврамах вузол спряження ригеля зі стійкою (карнизний вузол) армується достатньо і доцільність розрахункового апарату визначається результатами випробування в основному суцільних піврам. Тому важливим є дослідження напруженого стану карнизного вузла складених рам на їх деформованість.

В складених рамах типу РЖС розрізання здійснювалося в карнизному вузлі ближче до стійки, а в РЖУ – ближче до ригеля. В стиснутій зоні ригель і стійка об'єднуються за допомогою зварювання закладних деталей через центрову прокладку. В розтягнутій зоні – за допомогою зварювання випусків

робочої арматури стійки в РЖС і ригеля в РЖУ до закладних деталей відповідно ригеля або стійки. Звідси в карнизному вузлі утворився сухий стик з штучною тріщиною, зусилля в якому в розтягнутій зоні сприймаються робочою арматурою, а в стиснутій – за допомогою закладних деталей ригеля і стійки. Бетон в роботі самого напруженого вузла спряження ригеля зі стійкою рами не бере участі.

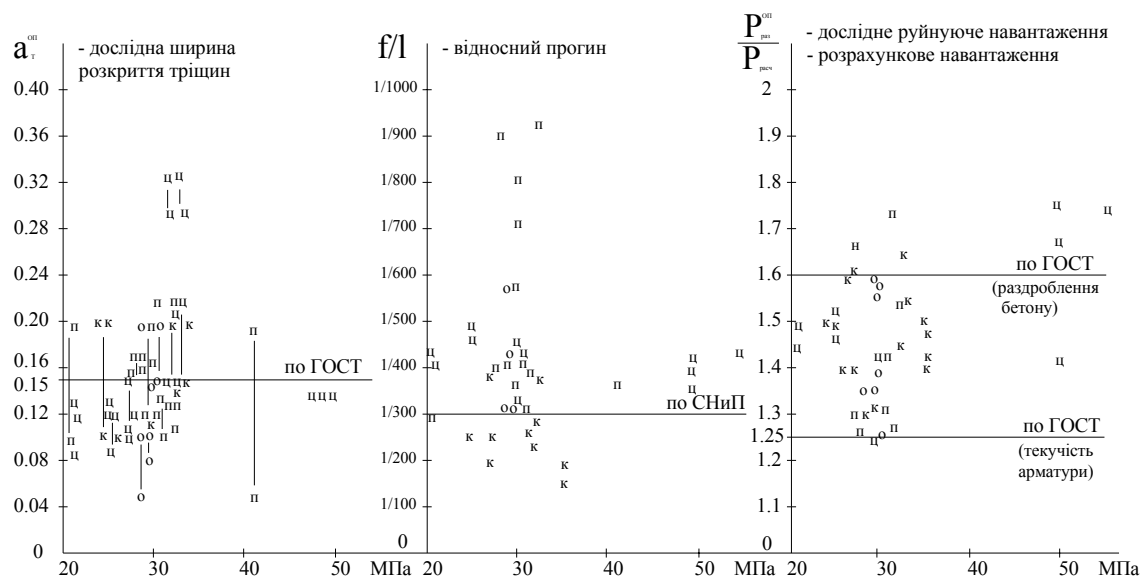


Рис. 3.52. Результати досліджень рам по міцності, жорсткості і тріщиностійкості в залежності від напруги в арматурі. П – досліди за участю автора; Н - НДІБК; О - ОІБІ; Ц – ЦНИИЭПсельстрой; К - КІБІ; Г - Гипрооргсельстрой; о - інші інститути, організації

Зіставлення результатів випробування складених і суцільних піврам показало, що розрізка у вузлі спряження ригеля зі стійкою не дає суттєвого впливу на міцність, деформованість і тріщиностійкість піврам (рис.3.53). При цьому слід зазначити, що значення ширини розкриття тріщин в карнизних вузлах складених піврам було дещо меншим, ніж і суцільних піврамах у зв'язку з наявністю однієї великої штучної тріщини в сухому стикі карнизного вузла складеної піврами.

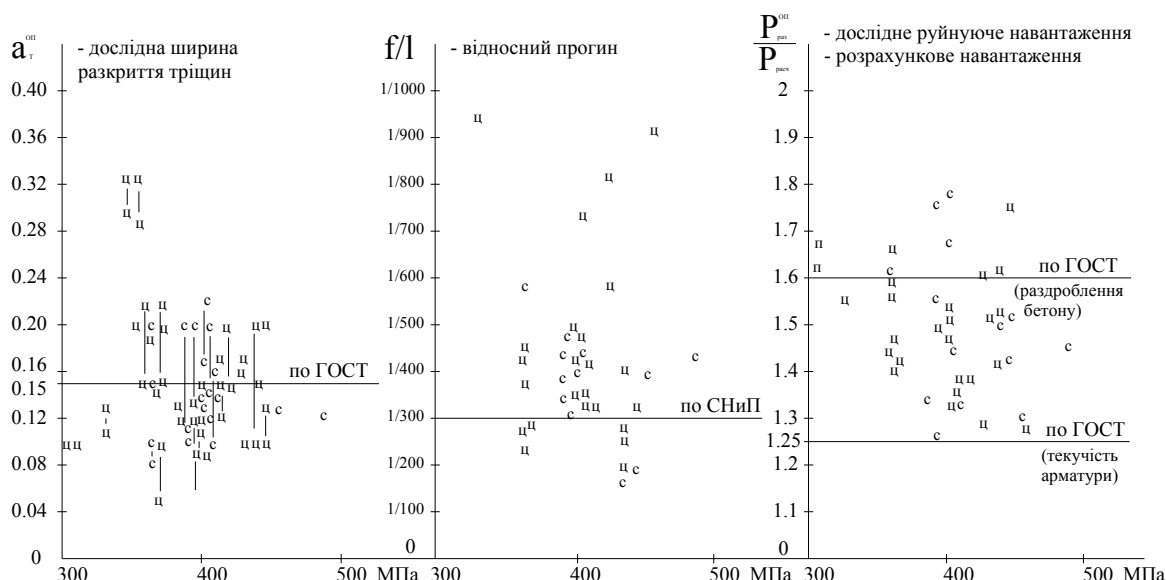


Рис. 3.53. Результати досліджень рам, які складаються із суцільних та складених піврам, по міцності, жорсткості і тріщиностійкості в залежності від напруги в арматурі /Ц – суцільна піврама; С - складена пів рама/

КІБІ були проведено спеціальні досліди /118/ по уточненню напружено-деформованого стану спряження ригеля зі стійкою. Отримані експериментальні графіки напруження в арматурі сухого стикі з ростом навантаження, яке зіставлялось з теоретичним, обчисленим з рівняння моментів зовнішніх і

внутрішніх сил відносно центра закладної деталі ригеля, розташованого в стиснутій зоні. Як видно з графіків (рис.3.54) дослідні і розрахункові значення напруження в арматурі близькі між собою, що підтверджує правильність розрахункових положень.

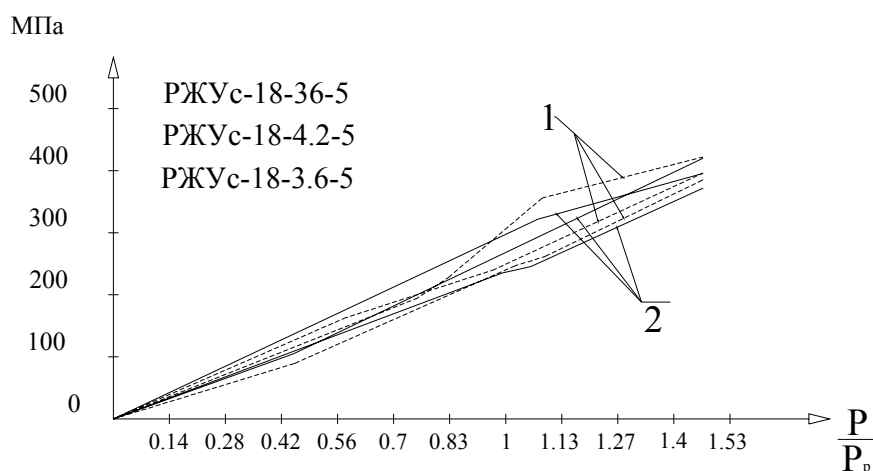


Рис.3.54. Зміна напруги в арматурі ригеля піврам в зоні сухого стику із ростом навантаження: 1 – дослідні значення; 2 – розрахункові значення

Випробування 6 піврам (для рам прольотом 9,12,18 і 21 м) з висотою стійки 3,6; 4,2;5,1 м показали, що втрата їх несучої здатності відбувалась внаслідок досягнення текучості сталі розтягнутої арматури саме в сухому стику спряження ригеля зі стійкою /118/. Звідси, характеристики міцності арматурної сталі визначають несучу здатність складених піврам. Відповідно до ГОСТ /3/ коефіцієнт перевищення руйнуючих зусиль над розрахунковими при характері руйнування піврам внаслідок текучості сталі розтягнутої арматури повинен бути більшим 1,25.

Аналіз впливу жорсткості карнизного вузла виконується зіставленням випробування суцільних і складених піврам. Як видно з рис.3.53, переміщення конкового шарніру суцільних і складених піврам при нормативному навантаженні майже однакові. Отже, наявність сухого стику в вузлі спряження ригеля зі стійкою не має суттєвого впливу на деформованість рам.

Досить важливим є вплив висоти стійки на деформованість залізобетонних рам. Проаналізуємо фактори, що обмежують деформованість ригелів каркасних споруд з трьохшарнірних рам:

- вимоги нормальної експлуатації несучих і огорожуючих конструкцій, а також технологічного обладнання і мобільного транспорту;
- вплив деформативної схеми тришарнірної залізобетонної рами на величину і розподілення зусиль в елементах рами.

Деякі фактори можна умовно вважати не вагомими при переміщенні рам:

- естетичні вимоги, враховуючи, що рама з висотою стійки 5,7 м використовується в основному для складів;
- технологічні вимоги, що стосуються відсутності кранового обладнання.

Для виявлення характеру деформування КІБІ було проведено випробування двох піврам РЖУ-5,7-2 і РЖУ-5,1-5 з високою стійкою 5,1м і 5,7 м /118/. При цьому застосовувалась симетрична схема завантаження тимчасовим навантаженням, так як йому відповідає максимальне переміщення конкового шарніру. Були отримані розрахункові і експериментальні значення зусиль, розраховані по недеформованій схемі. Після цього були побудовані деформовані схеми. Вплив тривалої дії навантаження враховувалось розрахунковим шляхом. При цьому дослідні дані переміщень від довгодіючого нормативного навантаження множились на коефіцієнт 2,0, обчислений по методу норм переміщення від короткодіючого і довготривалого навантаження. Аналіз результатів порівняння руйнуючих зусиль, обчислених по недеформованій і деформованій схемам, виявив, що руйнуюче зусилля, обчислене по недеформованій схемі, від 12 до 27 %, а по деформованій схемі лише 6% більше дослідного /118/.

Отже, врахування деформованої схеми рамного каркасу при розрахунку його міцності, жорсткості і тріщиностійкості більш точно відображає його дійсний напружено-деформований стан. Підвищену деформованість необхідно враховувати при конструюванні конкового вузла, вузлів кріплення плит покриття, вентиляційних шахт, стінових панелей і т.ін.

В якості тимчасових заходів КІБІ пропонує використовувати експериментально-теоретичний метод визначення деформованої схеми, що передбачає отримання прогинів від короткодіючого тимчасового навантаження. Більш точним методом є розроблення алгоритму отримання деформованої схеми, враховуючи фізичну і геометричну нелінійність.

Аналізуючи результати випробування (табл.3.6) слід зазначити, що міцність бетону в деяких піврамах була значно менша проектної, що призвело в деяких випадках до передчасного руйнування рами. Наприклад, міцність бетону в карнизному вузлі рами №6 була 15,7Мпа замість 30Мпа по проекту, що призвело до її передчасного руйнування.

При розкріпленні ригелів рам через 1,5 і 3,0 м розпірками з кутників на зварюванні не призвело до втрати місцевої чи загальної стійкості елементів рами. В той же час слід зазначити недостатню жорсткість опор з кроком 3м в випробному стенді КІБІ, що призвело до часткової втрати стійкості ригелів піврам бічному випучуванні з площини навантаження /121/.

1. Результати проведення експериментально-теоретичних досліджень тришарнірних залізобетонних рам в основному відповідають нормам ГОСТ /3/ і СНиП /68/ по міцності, жорсткості і тріщиностійкості. Зіставлення результатів випробування і розрахунку показали добру їх схожість, тобто оцінка доцільності методики розрахунку і принципів конструювання, а також відповідність якості виготовлення піврам вимогам проекту і діючим нормативним документам. Запропоновані рекомендації по покращенню конструкцій піврам і технології виготовлення. Все це дало можливість рекомендувати тришарнірні залізобетонні рами РЖ і РЖС до впровадження в будівництві в Україні.
2. При випробуваннях рамних залізобетонних конструкцій необхідно строго дотримуватися проектної міцності бетону. Бажано у найбільш напружених місцях – карнизному вузлі використовувати підвищену міцність бетону.
3. Встановлення додаткових поздовжніх стержнів по висоті перерізу ригеля і стійки рами, зменшення кроку поперечної арматури, встановлення поперечних стійок і стержнів в карнизному вузлі призвели до зменшення ширини розкриття тріщин до нормованих величин.
4. Експериментальне дослідження рам РЖ і РЖС показало надійність армування вузла спряження ригеля зі стійкою з використанням гнutoї закладної деталі по а.с.№681168/54/.
5. Складені залізобетонні піврами для каркасних споруд шириною 18м і 21м в порівнянні з суцільними легші, а їх виготовлення і транспортування простіше.
6. Випробування рам показало, що вузол спряження ригеля зі стійкою (карнизний вузол) в складених піврамах за допомогою сухого зварного стику не має впливу на деформованість рам.
7. Зі збільшенням висоти стійки до 5,1-5,7 м зростає деформованість рам, що дає суттєвий вплив на величину і розподілення зусиль в елементах рами.
8. Методика визначення деформацій, рекомендована СНиП/68/, занижує переміщення рам. Необхідно розробити алгоритм отримання деформованої схеми, враховуючи фізичну і геометричну неоднорідність. Отримані експериментальні дані про деформованість тришарнірних залізобетонних рам прольотом 12,18 і 21м з різними геометричними параметрами і рівнями експлуатаційного навантаження, є основою для розробки ітераційного методу визначення зусиль в перерізах гнучких позацентровостиснутих рамних конструкцій.

Таблиця 3.6

Результати випробування залізобетонних рам РЖ і РЖС

№ п/п	Марка місце випробування характеристики піврами	Учасники випробування	Клас бетону по міцності на стиск, МПа	Межа текучості арматури по проекту МПа	Роздвіжка опор рами при нормативному навантаженні, см	Вертикаль-не переміщення конкового шарніру при нормативному навантаженні, см	Макс. розкриття тріщин мм на рівні арматури при нормативному навантаженні	Відношення дослідного руйнучого навантаження до розрахункового $Q_{дос} = \dots$ $Q_{роз}$	Характер руйнування рами	Розкріплення ригеля (через м)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	РЖС-21-1350 м.Вінниця завод ЗБВ Облміжкол-госпбуду (складена таврового перерізу)	Гипро-сельстрой, НДБК, УкрНДІ-Діпросіль-госп за участю автора	В30 31,2-30,4 –по молотку Кашкарова	$\frac{365 \text{ А-III}}{488,5}$ 447,3 – по сертифікату	0,77	5,02 1/418	0,12 ригель стійки	18,884/ 13,244= 1,43	Випробування по схемі рис.3.11. Руйнування стійки рами в перерізі біля карнизного вузла. Текучість поздовжньої розтягнутої арматури до початку роздроблення стиснутої зони бетону	Через 1.5м. Втрата місцевої або загальної стійкості елементів рами не спостерігалося
2	РЖС-21-1600 м.Вінниця завод ЗБВ Облміжкол-госпбуду (складена таврового перерізу)	Гипро-сельстрой НДБК, УкрНДІ-діпросіль-госп при участі автора	В30 27,5- стійки 28,9- ригелі по Кашкарову	$\frac{365 \text{ А-III}}{407,1}$	0,84	5,59 1/376	0,12-0,20 ригелі 0,17-0,22 стійки	20,719/ 15,696= 1,32	Випробування по схемі рис 3.11. Руйнування стійки рами в перерізі біля карнизного вузла. Текучість поздовжньої розтягнутої арматури до початку роздроблення стиснутої зони бетону	Через 1.5м. Втрата місцевої або загальної стійкості елементів рами не спостерігалося

табл. 3.6

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
3 П	РЖС-21-1600 м.Вінниця завод ЗБВ Облміжкол- госпбуду (складена таврового перерізу)	Гипроорг сільбуд, НДБК, УкрНДД іпросіль- госп при участі автора	<u>В30</u> 27,5	<u>365 А-III</u> 409,1	0,85	5,2 1/404	0,11-0,16 стійки, ригелі	20,601/ 15,696= 1,31	Випробування по схемі рис 3.11. Руйнування стійки рами в перерізі біля карнизного вузла. Текучість поздов- жньої розтягнутої арматури до початку роздроблення стиснутої зони бетону	Через 1,5м. Втрата місцевої або загальної стійкості елемен- тів рами не спостерігалось
4 П	РЖС-21-1350 м.Бахчисарай завод ЗБВ Кримоблміж- колгоспбуду (складена таврового перерізу)	ЦНИИЭП сельстрой Гипроорг сельстрой УкрНДД іпросіль- госп при участі автора	<u>В30</u> 31,7	<u>365 А-III</u> 458,6	0,8	5,4 1/309	0,13 стійки, ригелі	16,971/ 13,244= 1,28	В процесі навантаження по схемі рис.3.9 під ударною дією падаючих вантажів відбулось перед- часне руйнування ригеля рами	Через 1,5м. Втрата місцевої чи загальної стійкості елементів рами не спостерігал- ося
5 П	РЖС-18-1600 м.Бахчисарай завод ЗБВ Кримоблміж- колгоспбуду (складена таврового перерізу)	Гипроорг сельстрой НИИЖБ УкрНДД іпросіль- госп при участі автора	<u>В30</u> 41,1	<u>365 А-III</u> 398,3	----	3,8 1/474	0,05-0,20 стійка	24,182/15,696= 1,54	Руйнування стійки рами біля карниз- ного вузла. Теку- чість арматури до початку роздроб- лення стиснутої зони бетону. Випробу- вання по схемі рис.3.9	Через 1,5м. Втрата місцевої чи загальної стійкості елемен- тів рами не спостерігалось

табл. 3.6

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
6 П	РЖС-18-1600 м Бахчисарай завод ЗБВ Кримоблімж- колгоспбуду (складена таврового перерізу)	Гипроорг сельстрой ЦНИИЭП сельстрой УкрНДІД іпросіль- госп при участі автора	<u>В30</u> 15,7	<u>365 А-III</u> 402,2	---	6,0 1/300	0,1-0,2 стійка, 0,5 карнизний вузол	17,511/ 15,696= 1,12	Руйнування рамы, виготовленої з бето- ну недопустимо низької міцності (15.7МПа замість 29,4МПа) відбулося по бетону в карниз- ному вузлі. Випро- бування по схемі рис.3.9	Через 1,5м. Втрати місцевої чи загальної стійкості елемен- тів рами не було
7	РЖ-21-1350 м. Сімферо- поль, завод ЗБВ тресту Кримсьльбуд (суцільна таврового перерізу)	Сімферо- польська філія Севасто- польськ. приборо- будівного інституту	<u>В30</u> 32,7- стійки, 28,5- ригелі	<u>365 А-III</u> 408,1	----	2,85 1/737	0,3 в карнизному вузлі	17,363/ 13,244= 1,31	Крихке руйнування піврами по похило- му перерізу з розд- робленням стисну- тої зони на 0,5м від конкового шарніру Випробування по схемі рис.3.9.	Через 1,5 м . Втрати місцевої чи загальної стійкості елемен- тів рами не було
8 Г	РЖ-21а-1350 м.Сімфероп-оль, завод ЗБВ тресту Кримсьльбуд (теж)	Гипроорг сельстрой	<u>В30</u> 28,5- 27,5 по Кашка- рову	<u>365 А-III</u> 463,4	0,63	2,3 1/913	0,35 в карнизному вузлі	16,667/ 13,244= 1,26	Випробування по схемі рис.3.9. Руй- нування відбулося в тавровому перерізі ригеля поблизу конкового вузла	Через 1,5м Втрати місцевої чи загальної стійкості елемен- тів рами не було
9 Г	РЖ-21-1350 м. Сімферо- поль, завод ЗБВ тресту Кримсьльбуд (теж)	Трест Кримсьль буд	<u>В30</u> 27,5- стійки 31,1- ригелі	<u>365А-III</u> 428,8	---	2,55 1/823	0,35 в карнизному вузлі	16,677/ 13,244= 1,26	Випробування по схемі рис.3.9. Руйнування тав- рового перерізу ригеля поблизу конкового вузла. Текучість арматури .	Через 1,5м (теж)

табл. 3.6

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
10 П	РЖ-21-1350 м.Сімферополь, завод ЗБВ тресту Кримсьльбуд (суцільна таврового перерізу)	Гипроорг сельстрой УкрНДІД іпросіль- госп при участі автора	<u>В30</u> 28,9- 26,8 по молотку Кашка- рова	<u>365 А-III</u> 429,7	---	3,6 1/583	0,16-0,17 стійки, 0,25-0,30 в карнизному вузлі	21,082/ 13,244= 1,59	Випробування по схемі рис.3.9. Руйнування стійки рами поблизу кар- низного вузла вна- слідок текучісті роз- тягнутої арматури до початку руйнування стиснутої зони бетону	Через 1,5м Втрати стійкості елементів рами не було.
11 П	РЖК-21-1600 м.Дніпропет- ровськ, Балов- ська промбаза ОМКС (су- цільна, ригель тавр., стійка прямокутного перерізу)	УкрНДІД іпросіль- госп під керівницт -вом автора	<u>В30</u> 27,3- 28,5-по молот- ку Кашка- рова	<u>365 Ат-III</u> 412,0	0,87	5,15 1/408	0,15-0,17 стійки, ригелі 0,28-0,3 карнизний вузол	20,42/ 15,696= 1,31	Випробування по схемі рис.3.9. Руйнування ригеля рами поблизу карнизного вузла. Текучість поздовжньої арматури	Через 3,0м Втрати стійкості елементів рами не спостері- галось
12 Н	РЖ-21-1500/3 м.Київ, НДБК (суцільна прямокутного перерізу)	НДБК	<u>В30</u> 27,4	<u>280 А-II</u> 280	---	---	0,1 стійка, ригель	24,59/ 14,715= 1,67	Випробування по схемі рис.3.42. Руйнування ригеля рами поблизу кар- низного вузла внаслідок роздроб- лення стиснутої зони бетону	-----
13 Н	РЖ-21-1500/4 м.Київ, НДБК (суцільна прямокутного перерізу)	НДБК	<u>В30</u> 27,4	<u>280А-II</u> 280	---	---	0,1 стійка, ригель	23,7/ 14,715= 1,61	Випробування по схемі рис.3.42. Руйнування стійки рами поблизу кар- низного вузла внаслідок роздроб- лення стиснутої зони бетону	-----

табл. 3.6

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
14 П	РЖ-21-1500 м.Донецьк, Сіль- завод будкомплект Облміжкол- госпбуду (суцільна прямокутно- перерізу)	УкрНДД іпросіль- госп під керівницт вом автора	<u>В30</u> 32,0 по молот- ку Похіса	<u>280А-П</u> 333,5	0,34	2,23 1/942	0,11-0,13 стійки, ригелі 0,22 ригель	22,612/ 14,715= 1,54	Випробування по схемі рис.3.10. Руйнування ригеля піврами. Текучість поздовжньої роз- тягнутої арматури до початку розд- роблення бетону стиснутої зони	Через 1,5м. Втрати місцевої чи загальної стійкості елемен- тів рами не спостерігалось
15 П	Р-1 м.Черкаси, завод ЗБВ Облміжкол- госпбуду (суцільна, прямокутно- перерізу)	УкрНДД іпросіль- госп під керів- ництвом автора	<u>В30</u> 30,9- 31,4 по молот- ку Кашка- рова	<u>365 А-III</u> 445,9	0,34	3,85 1/312	0,11 – 0,13 стійка, ригелі	39,044/ 22,465= 1,74	Випробування по схемі рис.3.9. Руйнування ригеля піврами. Текучість поздовжньої розтяг- нутої арматури до початку роздроб- лення бетону стис- нутої зони.	Через 1,5м Втрати міс- цевої і за- гальної стійкості елементів рами не спостерега лось
16 О	Р-21-1 Польові умови. Одеський Облміжкол- госпбуд (складена, ригель пря- мокутного перерізу, стійка- решітка)	Одеський інженер- но-будівне льний інститут в присут ності представ- ника УкрНДД іпросіль- госп	<u>В30</u> 29,43	<u>365 А-III</u>	----	3,6 1/583	0,08-0,1 ригель 0,15-0,2 стійка	16,088/ 10,006= 1,6	Випробування по схемі рис.3.10. Текучість арматури в розтягнутих зонах ригелів на відстані 2,5-3,0м від конка. До руйнування не доводилось	Через 1,8м. Втрати стійкості не було

табл. 3.6

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
17 О	Р-21-П Миколаївська обл, трест Миколаївськ- буд (суціль на прямокут- ного перерізу)	Одеський інженер- но-буді- вельний інститут	<u>В30</u> 38,3- 29,4 по не- руйну- ючому методу	<u>365 А-III</u> ----	----	4,89 1/430	0,05-0,1, ригель	30,019/ 19,080= 1,57	Випробування по схемі рис.3.10. Розрив розтягнутої робочої арматури в карнизному вузлі	Через 1,92м Втрати стійкості не було
18	Р-21-6/2 Сумська обл. Сумської ОМКС (суцільна прямокут- ного перерізу)	Поставсь- кий інж.- буд. інститут при згоді ЦНІІЕП сільськогосподарського	<u>В30</u> 28,5	<u>365 А-III</u> 419,7	---	6,8 1/309	0,15-0,2 стійки, ригель, карнизний вузол	28,017/ 20,601= 1,36	Випробування по схемі рис.3.9. Текучість арматури в розтягнутій зоні ригеля на відстані 3м від конка до початку роздроблення стиснутого бетону	Через 3,0м Втрати стійкості не було
19 0	Р-21-6/3 Сумська обл. Сумської ОМКС (суцільна прямокут- ного перерізу)	Поставсь- кий інж.- буд. інститут при згоді ЦНІІЕП сільськогосподарського	<u>В30</u> 29,45	<u>365 А-III</u> 413,0	---	6,6 1/318	0,12-0,15 стійки, ригель, карнизний вузол	32,020/ 23,544= 1,36	Випробування по схемі рис.3.9. Текучість арматури в розтягнутій зоні стійки поблизу кар- низного вузла до початку роздроблен- ня бетону стиснутої зони	Через 3,0м Втрати стійкості не було
20 Ц	РЖ-18-1 Завод Черкаського ОМКС (суцільна прямокут- ного перерізу)	ЦНІІЕП сільськогосподарського	<u>В30</u> 14,7 ригель 19,6- стійка	<u>365 А-III</u> 411,0 ригель 402,2 стійка	---	4,35 1/414	0,09-0,12, 0,27-0,4 карнизний вузол	27,027/ 18,639= 1,45	Випробування рами по схемі рис.3.10. Текучість арматури в розтягнутій зоні ригеля поблизу карнизного вузла до початку роздроблен- ня бетону стиснутої зони	Через 3,0м Втрати стійкості не було

табл. 3.6

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
21 Ц	РЖ-18-2 Завод ЗБВ Черкаського оМСЬК (суцільна прямокутного перерізу)	ЦНИИЭП сельстрой	<u>В30</u> 13,7 ригель 17,7 стійка	<u>365 А-III</u> 411,0 ригель 402,2 стійка	----	4,15 1/434	0,12-0,13, 0,27-0,4 карнизний вузол	27,959/ 18,639= 1,50	Випробування рами по схемі рис.3.10. Текучість арматури в розтягнутій зоні ригеля поблизу карнизного вузла до початку роздроблен ня бетону стиснутої зони.	Через 3.0м Втрати стійкості не було
22 Ц	РЖ-21-1 Завод ЗБВ Черкаського ОМКС (суцільна прямокутно- го перерізу)	ЦНИИЭП сельстрой	<u>В30</u> 24,5 ригель 29,4 стійка	<u>365 А-III</u> 402,2	---	4,4 1/477	0,12-0,13, 0,27-0,4 карнизний вузол	28,331/ 18,639= 1,52	Випробування рами по схемі рис. 3.10. Текучість арматури в розтягнутій зоні ригеля поблизу карнизного вузла до початку роздроблення бетону стиснутої зони.	Через 3.0м Втрати стійкості не було
23 Ц	РЖ-21-2 Завод ЗБВ Черкаського ОМКС (суцільна прямокутно- го перерізу)	ЦНИИЭП сельстрой	<u>В30</u> 24,5 ригель 29,4 стійка	<u>365 А-III</u> 402,2	-----	4,25 1/494	0,09-0,12 0,27-0,4 карнизний вузол	27,399/18,639= 1,47	Випробування рами по схемі рис. 3.10. Текучість арматури в розтягнутій зоні ригеля поблизу карнизного вузла до початку роздроблення бетону стиснутої зони.	Через 3.0м Втрати стійкості не було
24 Ц	РЖР-211-III- 3,6-3 м.Апрелевка, лаб. ЗБК ЦНИИЭП сельстрой (суцільна двотаврового перерізу)	ЦНИИЭП сельстрой	<u>В35</u> 25,5 стійки 34,3 ригель	<u>365 А-III</u> 392,4	---	6,31 1/333	0,12 стійки, ригель	25,604/20,601= 1,243	Випробування рами по схемі рис. 3.9. Руйнування стійки піврама. Текучість розтягнутої арматури до початку роздроблення бетону стиснутої зони.	-----

табл. 3.6

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
25 П	Коньковий вузел УРК-1,2,3 ЗБК Київського ОМКС	ЦНИИЭП Сель строй за участю автора	19,0 27,8 24,5	---	---	---	Утворення тріщин при 176,6 кН 255,1 кН 195,2 кН	Руйнування при 245,3 кН 313,9 кН 255,1 кН	Зміяття бетону під закладною деталлю	11 -----
26 Ц	РЖ-180-5(1) м.Апрелевка, лаб. ЗБК (судільна двогаврового перерізу)	ЦНИИЭП сельстрой	<u>B30</u> 29,43	<u>365 А-III</u> 365	---	3,99 1/450	0,15-0,22 нормальні 0,3-0,33 накладні 0,5 вуг	19,226/ 13,832= 1,39	Випробування рами по схемі рис. 3.9. Руйнування стійки піврами. Текучість розтягнутої арматури до початку роздроблення бетону стиснутої зони.	Через 1,5м
27 Ц	РЖ-180-5(2) м.Апрелевка, лаб. ЗБК (судільна двогаврового перерізу)	ЦНИИЭП сельстрой	<u>B30</u> 29,43	<u>365 А-III</u> 365	-----	3,99 1/450	0,15-0,22 нормальні 0,3-0,33 накладні 0,5вуг	19,78/ 13,832= 1,43	Випробування рами по схемі рис. 3.9. Руйнування стійки піврами. Текучість розтягнутої арматури до початку роздроблення бетону стиснутої зони.	Через 1,5м
28 Ц	РЖР-18АШ- 3,6-3 лаб. ЗБК ЦНИИЭП сельстрой (складена таврового перерізу)	ЦНИИЭП сельстрой	<u>B50</u> 49,4	<u>365 А-III</u> 407,1	-----	4,3 1/416	0,14 ригель, стійка	36,032/21,788= 1,65	Випробування рами по схемі рис. 3.9. Руйнування стійки піврами. Текучість розтягнутої арматури до початку роздроблення бетону стиснутої зони.	Через 3,0м
29 Ц	РЖР-18АШ- 3,6-3 лаб. ЗБК ЦНИИЭП сельстрой (складена таврового перерізу)	ЦНИИЭП сельстрой	<u>B35</u> 49,4	<u>365 А-III</u> 407,1	-----	4,5 1/400	0,14 ригель, стійка	30,842/21,778= 1,42	Випробування рами по схемі рис. 3.9. Зріз по ванній зварці у замковому з'єднанні карнизного вузла	Через 3,0м

табл. 3.6

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
30 Ц	РЖР-18АІШ-3,6-3 лаб. ЗБК ЦНИИЭП сельстрой (складена таврового перерізу)	ЦНИИЭП сельстрой	<u>В35</u> 49,4	<u>365 А-ІІІ</u> 407,1	-----	5,3 1/340	0,14 ригель, стійка	30,842/21,778= 1,42	Випробування рами по схемі рис. 3.9. Руйнування ригеля поблизу карнизного вузла. Руйнування бетону стиснутої зони з текучістю в розтягнутій арматурі.	Через 3,0м
31 Ц	РЖР-21 лаб. ЗБК ЦНИИЭП сельстрой (складена таврового перерізу)	ЦНИИЭП сельстрой	<u>В35</u> 54,9	<u>365 А-ІІІ</u> 392,4	-----	4,86 1/432	0,10 ригель, стійка 0,5 вут, накладні тріщини	34,07/19,62= 1,74	Випробування рами по схемі рис. 3.9. Руйнування ригеля поблизу карнизного вузла. Руйнування бетону стиснутої зони з текучістю в розтягнутій арматурі.	Через 3,0м
32 К	РЖУ-21-3,6-1 м.Вишневий Жулянський ЗБВ ОНИЛ КІБІ (суціль- на, Т-пере- різу)	КІБІ	<u>В35</u> 25,0	<u>365 А-ІІІ</u> 440,0	-----	4,86 1/432 в зоні макс. позитивного моменту	0,10 ригель 0,2 карнизний вузол	1,5	Випробування рами по схемі рис. 3.13. Текучість арматури в зоні карнизного вузла та в зоні позитивного моменту.	Через 3,0м забезпечується жорсткістю конструкцій домкратів.
33 К	РЖУ-21-3,6-1 м.Вишневий Жулянський ЗБВ ОНИЛ КІБІ (суціль- на, Т-пере- різу)	КІБІ	<u>В35</u> 25,0	<u>365 А-ІІІ</u> 440,0	-----	7,9 1/266 в зоні макс. позитивного моменту	0,2 карнизний вузол, ригель	1,5	Випробування рами по схемі рис. 3.13. Текучість арматури в зоні карнизного вузла при переході в тавровий переріз.	Через 3,0м забезпечується жорсткістю конструкцій домкратів.
34 К	РЖУ-21-3,6-1 м.Вишневий Жулянський ЗБВ ОНИЛ КІБІ (суціль- на, Т-пере- різу)	КІБІ	<u>В35</u> 27,0	<u>365 А-ІІІ</u> 440,0	-----	5,3 1/396 в зоні макс. позитивного моменту	0,1 ригель, стійки	1,6	Випробування рами по схемі рис. 3.13. Руйнування стиснутої зони бетону ригеля на відстані 2,8м від конька.	Через 3,0м забезпечується жорсткістю конструкцій домкратів.

табл. 3.6

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
35 К	РЖУ-21-3,6-1 м.Вишневий Жуляньський ЗБВ ОНИЛ КІБІ (суціль- на, Т-пере- різу)	КІБІ	<u>B35</u> 27,0	<u>365 А-III</u> 440,0	-----	11,0 1/191 в зоні макс. позитивного моменту	0,15 ригель	1,4	Випробування рами по схемі рис. 3.13. Текучість арматури в зоні вуга ригеля на відстані 1,65-2м від карнизного вузла до руйнування стигнутої зони бетону.	Через 3,0м забезпечується жорсткістю конструкцій домкратів.
36 К	РЖУ-21-3,6-5 м.Вишневий Жуляньський ЗБВ ОНИЛ КІБІ (суціль- на, Т-пере- різу)	В присут- ності автора	<u>B35</u> 32,0	<u>365 А-III</u> ----	-----	8,0 1/263	0,15 ригель, карнизний вузол	1,4	Випробування рами по схемі рис. 3.13. Роздроблення бетону стигнутої зони в нормальному перерізі вуга ригеля. Текучість сталі незафіксовано.	Через 3,0м забезпечується жорсткістю конструкцій домкратів.
37 К	РЖУ-21-3,6-5 м.Вишневий Жуляньський ЗБВ ОНИЛ КІБІ (суціль- на, Т-пере- різу)	КІБІ в присут- ності автора	<u>B35</u> 32,0	<u>365 А-III</u> ----	-----	7,5 1/280	0,2 ригель, карнизний вузол	1,45	Випробування рами по схемі рис. 3.13. Роздроблення бетону стигнутої зони в нормальному перерізі вуга ригеля. Текучість сталі незафіксовано.	Через 3,0м забезпечується жорсткістю конструкцій домкратів.
38 К	РЖУ-21-3,6-5 м.Вишневий Жуляньський ЗБВ ОНИЛ КІБІ (суціль- на, Т-пере- різу)	КІБІ в присут- ності автора	<u>B35</u> 32,0	<u>365 А-III</u> ----	-----	9,0 1/233	0,2 ригель, карнизний вузол	1,65	Випробування рами по схемі рис. 3.13. Роздроблення бетону стигнутої зони в нормальному перерізі вуга ригеля. Текучість сталі незафіксовано.	Через 3,0м забезпечується жорсткістю конструкцій домкратів.

табл. 3.6

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
39 К	РЖУ-21-3,6-5 м.Вишневий Жуляньський ЗБВ ОНИЛ КІБІ (суціль- на, Т-пере- різу)	КІБІ присут- ності автора	<u>В35</u> 32,0	<u>365 А-III</u> ----	-----	5,65 1/372	0,2 ригель, карнизний вузол	1,55	Випробування рами по схемі рис. 3.13. Роздроблення бетону стиснутої зони в нормальному перерізі вуга ригеля. Текучість сталі незафіксовано.	Через 3,0м забезпечується жорсткістю конструкцій домкратів.
40 К	РЖУ-18-5,7-2 м.Вишневий Жуляньський ЗБВ ОНИЛ КІБІ (суціль- на, Т-пере- різу)	КІБІ (симет- рична схема наванта- ження)	<u>В35</u> -----	<u>365 А-III</u> ----	-----	12 1/150	Не приводи- ться	1,42	Випробування рами по схемі рис. 3.14. Текучість арматури в стійці біля карнизного вузла.	Через 3,0м забезпечується жорсткістю конструкцій домкратів.
41 К	РЖУ-18-5,7-2 м.Вишневий Жуляньський ЗБВ ОНИЛ КІБІ (суціль- на, Т-пере- різу)	КІБІ (несимет- рична схема наванта- ження)	<u>В35</u> -----	<u>365 А-III</u> ----	-----	-----	Не приводи- ться	1,48	Випробування рами по схемі рис. 3.13. Текучість арматури в ригелі в зоні позитивного моменту.	Через 3,0м забезпечується жорсткістю конструкцій домкратів.
42 К	РЖУ-18-5,1-5 м.Вишневий Жуляньський ЗБВ ОНИЛ КІБІ (суціль- на, Т-пере- різу)	КІБІ (симет- рична схема наванта- ження)	<u>В35</u> -----	<u>365 А-III</u> 440,0	-----	10,1 1/178	Не приводи- ться	1,4	Випробування рами по схемі рис. 3.13. Розрив робочої арматури ригеля (Зф28 АП) в стіку ригеля зі стійкою.	Через 3,0м забезпечується жорсткістю конструкцій домкратів.
43 К	РЖУ-18-5,1-5 м.Вишневий Жуляньський ЗБВ ОНИЛ КІБІ (суціль- на, Т-пере- різу)	КІБІ (несимет- рична схема наванта- ження)	<u>В35</u> -----	<u>365 А-III</u> 440,0	-----	-----	Не приводи- ться	1,5	Випробування рами по схемі рис. 3.13. Розрив робочої арматури ригеля (Зф28 АП) в стіку ригеля зі стійкою.	Через 3,0м забезпечується жорсткістю конструкцій домкратів.

РОЗДІЛ 4. МЕТОДИКА ПО ПРОЕКТУВАННЮ ЕКОНОМІЧНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

Важливими методами здійснення поставлених завдань являються методи оптимального проектування конструкцій, що забезпечують використання найбільш економічних будівних конструкцій, в тому числі і залізобетонних.

Методи проектування залізобетонних конструкцій можна розділити на дві групи: методи, головна задача яких отримати оптимальне армування при заданих перерізах елементів конструкції і методи визначення перерізів елементів конструкції, що забезпечують найменшу вартість. Як в першому, так і в другому випадку повинна забезпечуватися міцність, жорсткість та тріщиностійкість конструкцій. По першій групі методів відомі роботи М.І Рейтмана., Л.І. Ярина /28/, М.В.Краковського та ін. По другій групі методів – К.К Антонова, В.І. Реп'яха /133/ та ін. Більш складною є друга група методів, так як в першій групі задавання розмірів перерізу елементів зумовлює підбір перерізу арматури.

В даному розділі відображені методи визначення розрізів елементів конструкцій другої групи, що забезпечують найменшу вартість, ціль яких допомогти проектним організаціям успішно вирішити сформульовані вище задачі, особливо використання в проектах найбільш економічних залізобетонних конструкцій /105/. Матеріали даного розділу розроблені спільно з к.т.н. В.І. Реп'яхом .

4.1 Загальні положення

Область використання. Дана методика розглядає питання, які пов'язані з економічним та ефективним використанням залізобетонних конструкцій в проектних спорудах.

Областю використання методики є усі залізобетонні конструкції цивільних (житлових та громадських), промислових та сільськогосподарських будівель та споруд.

Методика розрахована на використання в наступних випадках:

- порівняння залізобетонних конструкцій один з одним;
- складання технічно-економічної характеристики залізобетонних конструкцій;
- визначення оптимальних розмірів наступних залізобетонних елементів і конструкцій: плити, балки, стійки, плитні фундаменти під стійки, сферичні купола, ребристі покриття, залізобетонні каркаси.

На основі використання принципів, викладених в даній методиці, можливо визначення оптимальних розмірів будь-яких інших залізобетонних елементів і конструкцій.

Визначення

Тут дані визначення понять, використаних в розділах методики. Частина понять відома, частина вводитьсь вперше.

Робоча висота перерізу балки чи плити. Відстань між центром ваги розтягнутої арматури та крайніми волокнами стиснутої зони позначаються h_0 або $\varphi_\sigma h$, або $h(1-\eta)$.

Об'єм бетону у виробі. Об'єм бетону, вирахований за фактичними розмірами запроектованої залізобетонної конструкції зазвичай визначається як множення основних розмірів елемента конструкції (довжина, ширина і висота) із введенням коефіцієнта повноти і позначається v_a .

Розрахункова висота поперечного розрізу балки чи плити. Відстань між центром ваги розтягнутої арматури та центром тяжкості стиснутої частини перерізу позначаються $v h_0$, де v – спеціальний коефіцієнт розрахункової висоти перерізу.

Об'єм робочої арматури залізобетонного елемента. Вираховується як добуток поперечного перерізу робочої арматури на її повну довжину і позначається v_a .

Коефіцієнт повноти перерізу залізобетонного елемента. Відношення фактичного об'єму бетону елемента до об'єму визначену по габаритним розмірам елемента позначається, для плити це буде $\varphi_{зп}$, для балки $\varphi_{зб}$, для стійки $\varphi_{зс}$.

Залізобетонний елемент. Це може бути окрема балка, чи окрема плита, окрема стійка, фундамент.

Залізобетонна конструкція. Несуча сукупність балок, стійок, фундаментів.

Залізобетонний каркас. Несуча сукупність балок, стійок, фундаментів.

Залізобетонна оболонка. Несуча сукупність залізобетонних плит, як плоских так і криволінійних.

Коефіцієнт використання арматури. Відношення повного об'єму чи повної маси сталі, яка використовується на армування залізобетонного елемента до об'єму чи маси тільки робочої арматури елемента. В робочу арматуру елемента включається тільки одностороннє положення арматури. Визначення φ_a , для плити $\varphi_{ап}$, балки $\varphi_{аб}$, стійки $\varphi_{ас}$.

Умовний бетон. Під умовним бетоном v розуміється сума використаного на конструкцію об'єму бетону v_b та об'єму сталі v_a , яка за вартістю приводиться до бетону.

Одинична витрата умовного бетону (W). Цим поняттям визначається умовний бетон, віднесений до одиниці об'єму простору, який зайнятий конструкцією.

Арматурне число (ρ). Відношення величини повної витрати сталі на залізобетонний елемент до умовної витрати сталі, отриманої шляхом ділення узагальненого зусилля на розрахункову величину опору сталі. Для згинальних елементів узагальнене зусилля дорівнює μ/h_0 , для позацентрово стиснутих стійок $N_{пр}$.

Умовні позначення

Крім позначень, приведених у п. 4.1, тут даються такі позначення:

α – відношення ширини перерізу елементу до його висоти;

β – відношення відстані між стержнями кільцевої арматури до h ;

δ – для згинальних елементів відношення діаметра монтажних стержнів до діаметра робочих стержнів;

δ_1 – для згинальних елементів – відношення діаметра хомути до діаметру робочих стержнів;

δ_2 – для згинальних елементів – відношення товщини закладних деталей до діаметра робочих стержнів;

$\Delta_{п}$ – відношення довжини плити до прогину каркасу l_1 ;

Δ_{δ} – відношення довжини балки до прогину каркасу l_1 ;

ε_c – відношення ширини перерізу стійки до висоти її перерізу;

g_1 – навантаження в $\text{кг}/\text{см}^2$;

γ_6 – щільність залізобетону в $\text{кг}/\text{см}^3$;

$g_{ф}$ – маса фундаменту стійки, яка віднесена до одиниці вантажної площі стійки в $\text{кг}/\text{см}^2$;

d – діаметр нижньої арматури фундаменту під стійку;

$h_{п}$ – висота плити перекриття;

$h_{ф}$ – висота плити фундаменту;

h_c – висота перерізу стійки;

τ – відношення довжини арматури до довжини залізобетонного елемента ;

τ_6 – відношення прогину балки до прогину каркасу l_1 ;

$\tau_{п}$ – відношення довжини арматурної сітки до довжини плити;

τ_1 – відношення ширини хомути до ширини опірної кільця;

τ_x – відношення найбільшого ексцентриситету навантажування до $h_{ф}$;

τ_y – відношення найменшого ексцентриситету навантажування до $h_{ф}$;

k_2 – моментний коефіцієнт від власної ваги плити;

k_6 – моментний коефіцієнт від навантажування балки;

k_6^1 – моментний коефіцієнт від власної ваги балки;

l_1 – розрахунковий прогин каркасу;

l_2 – крок стійок каркасу;

λ_1 – відношення прогину каркасу до висоти фундаментної плити;

λ_2 – відношення кроку каркасу до висоти фундаментної плити;

$\lambda_{п}$ – відношення довжини плити до її повної висоти;

$\lambda_{оп}$ – граничне значення цього відношення;

λ_6 – відношення довжини балки до її повної висоти;

$\lambda_{6б}$ – граничне значення цього відношення;

n – коефіцієнт надійності по навантаженню для балки чи плити;

n^1 – коефіцієнт надійності по навантаженню для власної ваги балки чи плити;

ξ_0 – відношення висоти поверху каркасу до його прогину l_1 ;

$\rho_{п}$ – арматурне число для плити;

ρ_6 – арматурне число для балки;

r_6 – відношення кроку балки до ширини її перерізу;

R_s – розрахунковий опір арматури розтяганню;

R_b – розрахунковий опір бетону;

R_2, R_4 – максимальний і мінімальний розрахунковий тиск на ґрунт в $\text{кг}/\text{см}^2$;

$\varphi_{оп}$ – відношення робочої висоти перерізу плити до її повної висоти; $\varphi_{6б}$ – для балки;

ψ – величина прогину стержня;

$[f_i]$ – допустимий прогин стержня;

S_a – узагальнена вартість одиниці об'єму арматурної сталі в грн.;

C_6 – узагальнена вартість одиниці бетону в грн.;
Значення інших допоміжних позначень дані в тексті цього розділу.

4.2 Технічно-економічні показники

Основні показники

Враховуючи, що залізобетонні конструкції – це поєднання двох матеріалів (бетон і сталь), серед показників, що характеризують конструкцію, основними являються показники по витраті бетону і сталі.

Ці показники можуть даватися:

- а) у вигляді v_6 витрати бетону в m^3 і сталі в $\gamma_a v_a$ в кг (або т) в цілому на конструкцію, де v_a – повний об'єм сталі, а γ_a – об'ємна маса сталі;
- б) у вигляді витрати бетону в m^3 і сталі в кг на m^2 горизонтальної поверхні, що займає конструкція. Це може бути площа підлоги, корисна площа чи робоча площа будинку;
- в) у вигляді витрати бетону в m^3 і сталі в кг на m^3 об'єму, що займає дана конструкція;
- г) у вигляді витрати сталі в кг на один m^3 бетону у справі.

Для визначення показника по пункту „в” необхідно знати об'єм простору, що займає дана конструкція

$$v = \xi_0 l_1^2 l_2 \quad (4.1)$$

де ξ_0 – відношення висоти об'єму (це може бути також висота поверху будинку, висота ярусу каркаса) до прогону конструкції;

l_1 – прогін конструкції (каркасу);

l_2 – крок конструкції (каркасу).

Об'єм по формулі 4.1 є умовним. Взагалі ширина споруди може бути кратною прогону l_1 , довжина споруди може бути кратною кроку l_2 і об'єм споруди може складатися з великої кількості умовних об'ємів.

Умовний бетон і критерій економічності

Залізобетонна конструкція характеризується також своєю оптовою вартістю W_c грн., яка визначається наступним чином:

$$W_c = C_6 V_6 + C_a V_a \quad (4.2)$$

де C_6 - середня вартість одного m^3 бетону,

C_a - середня вартість одного m^3 сталі.

Залізобетонна конструкція може характеризуватися величиною умовного бетону W в m^3 , яка вираховується шляхом ділення оптової вартості залізобетонної конструкції на вартість одного m^3 бетону:

$$W = v_6 + (C_a V_a / C_6) \quad \text{або} \quad W = v_6 (1 + C_a V_a / C_6 V_6). \quad (4.3)$$

Завжди будь-який об'єм, що займає залізобетонна конструкція, може бути вимірний умовними об'ємами по формулі 4.1.

Також можна визначати кількість V_6 і кількість V_a , що приходиться на один умовний об'єм. Надалі під V_a і V_6 ми розуміємо об'єм бетону і об'єм сталі, що приходиться на умовний об'єм по формулі 4.1.

Одиничною витратою умовного бетону W називається витрата умовного бетону, що приходиться на одиницю об'єму конструкції. Він виходить шляхом ділення об'єму 4.3. на об'єм 4.1:

$$W = V_6 / \xi_0 l_1 l_2 (1 + C_a V_a / C_6 V_6). \quad (4.4)$$

Найбільш економічною вважається та залізобетонна конструкція, яка має найменше значення одиничної витрати умовного бетону W . Таким чином формула 4.4 являється критерієм економічності залізобетонної конструкції.

Формула 4.4 має двояке застосування: за допомогою величини W вибирається (шляхом порівняння) найбільш економічна залізобетонна конструкція; шляхом мінімізації виразу 4.4 знаходиться оптимальне, найбільш економічне рішення конструкції.

Показники витрат умовного бетону

Будь яка залізобетонна конструкція характеризується:

- а) сумарною величиною умовного бетону по формулі 4.3;
- б) одиничною витратою умовного бетону по формулі 4.4;
- в) приведеною товщиною умовного бетону h_q .

$$h_q = W \xi_0 l_1 = V_6 / l_1 l_2 (1 + C_a V_a / C_6 V_6) \quad (4.5)$$

Таким чином, приведена товщина умовного бетону отримується шляхом множення одиничної

витрати умовного бетону на $\xi_0 l_1$ -- висоту умовного об'єму. Об'єм бетону будь якого залізобетонного елемента визначається за формулою:

$$V_6 = \varphi_3 \lambda \alpha h^3 \quad (4.6)$$

Об'єм обчислений в припущенні, що повна висота перерізу залізобетонного елемента дорівнює h , ширині перерізу $b = \alpha h$, коефіцієнт повноти перетину $\varphi_3 = F/bh$, де F -- площа поперечного перетину елемента, довжина елемента рівна λh , де λ - відношення повної довжини елемента до його висоти перетину. Для плит це буде λ_n , для балок λ_b .

Об'єм повної витрати сталі на залізобетонний елемент визначається за формулою:

$$V_a = \mu h \tau \alpha \varphi_6 \varphi_a h^3 \quad (4.7)$$

Об'єм обчислений в припущенні, що коефіцієнт армування робочою арматурою рівний μ , робоча висота перетину $h_0 = \varphi_6 h$, довжина робочої арматури дорівнює $\tau \lambda h$. Тут φ_a - коефіцієнт використання арматури. Відношення повного об'єму сталі, витраченої на армування залізобетонного елемента до об'єму бетону цього елемента дорівнює:

$$V_a / V_6 = \mu \varphi_a \tau \varphi_6 / \varphi_3 \quad (4.8)$$

Якщо залізобетонний елемент розташований вздовж l_1 , то l_1 можна виразити через довжину елемента λh :

$$l_1 = \Delta \lambda h \quad (4.9)$$

Крок l_2 можна виразити через ширину перерізу елемента αh

$$l_2 = \tau \alpha h \quad (4.10)$$

Якщо залізобетонний елемент розташований уздовж кроку l_2 , то можна написати:

$$l_2 = \Delta_1 \lambda_1 h_1 \quad \text{та} \quad l_1 = \tau_1 \alpha_1 h_1 \quad (4.11)$$

Тоді для залізобетонного елемента, розташованого вздовж l_1 , одинична витрата умовного бетону визначається по формулі:

$$W = \frac{\varphi_3}{\xi_0 \Delta^2 \lambda \tau} \left(1 + \mu \varphi_a \tau \frac{C_a \varphi_b}{C_b \varphi_3} \right) \quad (4.12)$$

Для залізобетонного елемента, розташованого вздовж l_2 одинична витрата умовного бетону визначається за формулою:

$$W = \frac{\varphi_3}{\xi_0 \Delta_1 \tau_1^2 \alpha_1} \left(1 + \mu \varphi_a \tau \frac{C_a \varphi_b}{C_b \varphi_3} \right) \quad (4.13)$$

Питання мінімізації значень W по формулах 4.12 і 4.13 розглянуті в розділі 4.4. Витрата сталі в кг на m^3 бетону, на основі формули 4.8 визначається по формулі

$$\frac{Q_a}{v_b} = \mu \varphi_a \gamma_a \tau \frac{\varphi_b}{\varphi_3} \quad (4.14)$$

Отже, формулі 4.13 можна дати такий вигляд:

$$W = \frac{\varphi_3}{\xi_0 \Delta_1 \tau_1^2 \alpha} \left(1 + \frac{C_a Q_a}{C_b v_b r_a} \right) \quad (4.15)$$

4.3. Визначення вартісних і арматурних показників

Оптова вартість

Для визначення величини умовного бетону необхідне знання таких вартісних показників, як C_6 і C_a .

Як правило, C_6 і C_a визначаються на підставі заводських калькуляцій на відпускну ціну одного m^3 залізобетонної конструкції.

Оптова ціна C одного m^3 залізобетонної конструкції встановлюється заводською калькуляцією без підрозділу на C_6 і C_a :

$$C = \Sigma M + \Sigma Z + \Sigma A + \Sigma U + \Sigma HZ \pm P = C_6 + C_a \quad (4.16)$$

Де ΣM -- вартість бетонної суміші і сталі на m^3 виробу, включаючи витрати на мастила, електроди, флюс та ін.

ΣZ -- витрати на зарплату по всім операціям, в тому числі на виготовлення арматурних каркасів, на приготування бетонної суміші, на формування виробу;

ΣA -- амортизаційні витрати на всі види устаткування і загальнозаводські пристосування та

інструменти;

ΣU вартість опалубки, спеціальних пристосувань ;

$\Sigma HЗ$ -цехові, загальнозаводські та невиробничі витрати;

Π -прибуток.

За наявності оптової ціни C , визначається C_a шляхом визначення витрат ΣM на всі види сталі, використаної в конструкції і матеріалах, пов'язаних з виготовленням арматурних каркасів.

Виділяються трудові витрати на виготовлення арматурних каркасів ΣZ_a , амортизаційні витрати на все устаткування пов'язане з виготовленням арматурних каркасів, цехові, загальнозаводські та невиробничі витрати а також прибуток відповідно до питомої ваги $\Sigma M_a + \Sigma Z_a$.

Таким чином:

$$C_a = \Sigma M_a + \Sigma Z_a + \Sigma A_a + \Sigma HЗ_a + \Pi_a ; \quad (4.17)$$

$$C_b = C - C_a . \quad (4.18)$$

У разі, коли заводської калькуляції на певну конструкцію немає, отже, не можна визначити фактичні значення C_a та C_b а також їх відношення, потрібно при оцінці залізобетонних конструкцій користуватися "Руководством по визначенню розрахункової вартості та трудомісткості виготовлення збірних залізобетонних конструкцій на стадії проектування. Конструкції житлових та громадських будівель".

При цьому величина C_a визначається як сума вартості всієї сталі даного елемента, вартості виготовлення напруженої арматури та ненапруженої арматури, вартість укладання арматури у форму і вартість натягнення арматури, узятій з коефіцієнтом 1.145.

Величина C_b є сумою вартості бетону розглянутого елемента, вартості його формування, витрат на утримання форм і собівартості пара, взяту з коефіцієнтом 1.145. При цьому сума $C_a + C_b$ повинна дорівнювати повній розрахунковій вартості конструкції C_k , вартості C_a і C_b повинні бути віднесені відповідно до одиниці об'єму сталі та бетону.

К о е ф і ц і є н т и а р м у в а н н я

У формули для визначення одиничної витрати умовного бетону входять: μ - коефіцієнт армування ; φ_a - коефіцієнт використання арматури.

Це так звані арматурні показники.

Для елементів, що згинаються:

$$\mu = \frac{R_b}{R_s} \xi_1 = \frac{R_b}{R_s} (1 - \sqrt{1 - a}) . \quad (4.19)$$

де $a = \frac{2M}{R_b b h_0^2}$. Тут

M – розрахунковий згинальний момент;

R_b - розрахунковий опір бетону осьовому стисненню;

$\frac{b h_0^2}{2}$ - статичний момент робочого перерізу елемента. Його інший вираз:

$$S_0 = \frac{\alpha \varphi_b h^3}{2} . \quad (4.20)$$

При значеннях $a \leq 0.5$ можна користуватися приблизною формулою для μ :

$$\mu = \frac{R_b}{R_s} \left(\frac{a}{2} + \frac{a^2}{8} \right) \quad (4.21)$$

Для залізобетонної балки, розташованої вздовж l_1 , величина "а", у разі рівномірного розподілу навантаження, дорівнює:

$$a = \frac{2\Delta^2 \lambda^2 K_b}{R_b \varphi_b} \left[(nq + n^1 h_0 \gamma_b \varphi_{zn}) \tau + n^1 \gamma_b h_b \right] 0.8 , \quad (4.22)$$

де: K_b – моментний коефіцієнт;

q - рівномірно розподілене навантаження в кг/см²;

h_n - висота перерізу плити;

h_0 - висота перерізу балки;
 μ, μ^1 - коефіцієнти перенавантаження;
 γ_b - питома вага бетону в кг/см³.

Для позациентрово-стиснутих елементів в залежності від значення

$$\bar{n} = \frac{N}{R_b b h_0} \text{ при } \bar{n} < \xi_r,$$

$$\text{де } \mu = \mu^1 = \frac{N}{R_s b h_0} \left[\frac{e}{h_0} - 1 + \frac{N}{2 R_b b h_0} \right]; \quad (4.23)$$

$$e = e_0 + (h_0 - a^1) / 2 \quad (4.24)$$

Величина стискуючої повздовжньої сили може визначатися за формулою:

$$N = k \left[(nq + n^1 h_n \gamma_b \varphi_{3n}) \Delta_c \lambda_c \tau_c \alpha_c h_c^2 + n^1 h_0^2 b_b \gamma_b \varphi_{3b} \lambda_b + n^1 \gamma_b h^2 c \alpha_c \xi_0 l_1 \right]; \quad (4.25)$$

$$\text{тоді } \bar{n} = \left[(nq + n^1 h_n \gamma_b \varphi_{3n}) \alpha_c \tau_c + n^1 \left(\frac{h_b}{h_c} \right)^2 \gamma_b \varphi_{3b} \alpha_b h + n^1 \gamma_b \alpha_c \xi_0 h_c \right] \frac{k \Delta_c \lambda_c}{R_b \alpha_c \varphi_b}$$

при $\bar{n} > \xi_R$

$$\mu = \mu^1 = \frac{N}{R_s b h_0} \frac{e}{h_0} \frac{1 - \xi_R + 2 \xi_R \left(\frac{\frac{e}{h_0} - 1 + \frac{\bar{n}}{e}}{1 - b} \right)}{1 - \xi_R + 2 \left(\frac{m - \bar{n}(1 - \bar{n}/2)}{1 - \delta} \right)}. \quad (4.26)$$

$$\text{тут } m = \frac{N_e}{R_b b h_0^2} = \frac{\bar{n} e}{h_0}, \quad (4.27)$$

$$\xi = \frac{\bar{n}(1 - \xi_R) + 2 \alpha \tau_R}{1 - \xi_R + 2 \alpha} \quad (4.28)$$

(для елементів з бетону класу В 40 і нижче);

$$\alpha = \frac{m - \bar{n} \left(1 - \bar{n}/2 \right)}{1 - \delta} = \frac{\bar{n} \left(e/h_0 - 1 + \bar{n}/2 \right)}{1 - \delta}; \quad (4.29)$$

$$\xi_R = \frac{\xi_0}{1 + \frac{R_s}{\delta_e} \left(1 - \frac{\xi_0}{1.1} \right)}, \quad (4.30)$$

$$\text{де } \xi_0 = 0.85 - 0.0008 R_b; \quad (4.31)$$

$\sigma_e = 5000$ - при використанні коефіцієнта умов роботи бетону $\gamma_{\delta 1} = 0.85$;

$\sigma_e = 4000$ - при використанні коефіцієнта $\gamma_{\delta 1} = 1$ або $\gamma_{\delta 1} = 1.1$;

R_b і R_s - в кгс/см².

Потрібно мати на увазі, що залізобетон це такий будівельний матеріал, якість якого визначається його коефіцієнтом армування. Так, для згинальних елементів коефіцієнт армування визначає величину стиснутої зони в стадії руйнування.

Коефіцієнти використання арматури і арматурні числа.

Коефіцієнти використання арматури визначаються наступним чином:

а) складається формула для вирахування об'єму робочої арматури, розташованої у однієї сторони залізобетонного елемента V_R ;

б) складається формула для обчислення об'єму робочої арматури, що знаходиться біля протилежної сторони залізобетонного елемента V'_p ;

в) те ж для обчислення об'єму монтажної арматури V_M ;

г) те ж для обчислення об'єму хомутив V_x ;

д) те ж для обчислення об'єму відгинів $V_{от}$;

е) те ж для обчислення об'єму закладних деталей $V_{зд}$;

ж) визначається вартість кожного із вказаних об'ємів арматури за допомогою множення кожного із них на вартість відповідної одиниці об'єму $C_a^I, C_a^{II}, C_a^{III}$;

з) шляхом складання вартості виходить загальна вартість усієї арматури залізобетонного елемента.

Ця загальна вартість W_a одержує таку формулу для свого визначення:

$$W_a = C_a v_p + C_a^I v_p^I + C_a^{II} v_\mu + C_a^{III} v_x + C_a^{IV} v_{от} + C_a^V v_{зд} \quad (4.32)$$

або

$$W_a = C_a v_p \varphi_a, \quad (4.33)$$

де

$$\varphi_a = 1 + \frac{C_a^I v_p^I}{C_a v_p} + \frac{C_a^{II} v_\mu}{C_a v_p} + \frac{C_a^{III} v_x}{C_a v_p} + \frac{C_a^{IV} v_{от}}{C_a v_p} + \frac{C_a^V v_{зд}}{C_a v_p}. \quad (4.34)$$

i є коефіцієнт використання арматури. Іноді умовно приймають рівність вартості $\sigma_a = C_a^I = C_a^{II} = \dots$ і коефіцієнт використання арматури одержує такий вигляд:

$$\varphi_a = 1 + \frac{V_p'}{V_p} + \frac{\delta_M}{V_p} + \frac{V_x}{V_p} + \frac{V_{от}}{V_p} + \frac{V_{зд}}{V_p} \quad (4.35)$$

Як правило, за дужки виносяться вартість робочої арматури однієї із сторін залізобетонного елемента.

Наводиться, як приклад, вираз коефіцієнта використання арматури для однопрогонової балки із затисненими опорами:

$$\varphi_a = 1 + \frac{\lambda_3 \gamma}{\tau \lambda_6} + \frac{\lambda_2 \gamma_1}{\tau \lambda_6} + \frac{n' \lambda_1 \delta^2}{\tau * n * \lambda_6} + \frac{\epsilon v \delta_1^2}{n * \tau * \beta} + \frac{4k \alpha_1 \alpha_2 \delta_2}{\tau * \lambda * \delta * \mu * \alpha (1 - \eta)}. \quad (4.36)$$

Тут за дужки була винесена робоча арматура в прогоні. Значення коефіцієнта φ_a , за даними практики проектування, змінюються в наступних межах для плит: 1,83 - 3,05; для балок: 1,32 - 4,70; для стійок: 1,30 - 3,77.

Кожний залізобетонний елемент характеризується також визначеними значенням арматурного числа ρ .

В загальному випадку, площу робочої арматури залізобетонного елемента можна визначати за формулою:

$$A_s = \frac{N_i \rho_i}{R_s}. \quad (4.37)$$

Тут N_i --розрахункова величина нормальної стискуючої сили, яка визначається за формулою 4.25 у разі згинальних елементів:

$$N = \frac{M}{\varphi_\sigma * h}. \quad (4.38)$$

Для прямокутних перетинів з одиночною арматурою:

$$\rho = \frac{1}{V} = \frac{1}{1 - 0.5 * \xi}, \quad (4.39)$$

де $\xi = R_s \Delta_s / R_b * b * h_0$. (4.40)

Для позациентрово-стиснутих стійок при $\bar{n}\langle\xi_R$

$$\rho_2 = \frac{\frac{e}{n_0} - 1 + \frac{\bar{n}}{2}}{1 - \delta}. \quad (4.41)$$

Для позациентрово-стиснутих стійок при $\bar{n}\rangle\xi_R$

$$\rho_3 = \frac{\frac{e}{h_0} - \frac{1 - \xi_R + 2\xi_R \left(\frac{e/h_0 - 1 + \bar{n}/2}{1 - \delta} \right)}{1 - \xi_R + 2 \left(\frac{m - \bar{n} \left(\frac{1 - \bar{n}/2}{1 - \delta} \right) \right)}{1 - \delta}}{1 - \delta}. \quad (4.42)$$

4.4. Визначення оптимальних розмірів залізобетонних елементів

Аналіз формул 4.19, 4.23, 4.26, по яких визначається коефіцієнт армування залізобетонних елементів, що згинаються і позациентрово-стиснутих, показує, що при незмінних значеннях зусиль M і N фізико-механічних характеристик R_b, R_s ширини перерізу і захисних шарів a, a_1 коефіцієнт армування залежить від h , тобто кожна з приведених формул визначає залежність між двома величинами μ і h і, в свою чергу, допускає численність рішень μ залежно від значень h .

Для однозначного визначення μ і h потрібне додаткове незалежне зусилля, яке може дати формула 4.27. Ця формула при заданих значеннях $\lambda, \tau, \alpha, \varphi_b, \varphi_a, \varphi_3, C_a, C_b$ дає додаткову залежність між μ, h і W – одиничною витратою умовного бетону. Знайшовши похідну W по одному з аргументів і прирівнявши її до нуля знаходимо необхідну додаткову умову для залежності між μ і h , що визначає оптимальні значення μ і h .

П л и т а.

Підставивши в 4.4 значення v_b по 4.6, значення v_a по 4.7, значення μ по 4.19 і виконавши перетворення, отримаємо, що одинична витрата умовного бетону на залізобетонну плиту визначається з умови міцності по формулі:

$$W_n = \frac{\varphi_{3n}}{\xi_0 \Delta_n^2 \lambda_n} - \frac{C_a \tau_n \varphi_b \varphi_{an} R_l}{C_b \xi_0 \Delta_n^2 \lambda_n R_s} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(nk_1 q \tau_n^2 \lambda_n + k_2 n^1 h_n \varphi_{3n} \gamma_3 \tau_n^2 \sigma_n^2)}{\varphi_\sigma^2 R_b}} \right). \quad (4.43)$$

Граничне значення підкореного рівняння дорівнює $(1 - \xi_{hR})^2$ або $1 - 2A_k$. Нехай в крайньому випадку $\lambda_n = \lambda_{on}$ і $h_n = h_{on}$.

Тоді одинична витрата умовного бетону на залізобетонну плиту може визначатися так:

$$W = \frac{\varphi_{3n}}{\xi_0 \Delta_n^2 \lambda_n} + \frac{C_a \tau_n \varphi_b \varphi_{on} R_b}{C_b \xi_b \Delta_n^2 R_s \lambda_n} + \frac{C_a \tau_n \varphi_b \varphi_{an} R_b}{C_b \xi_0 \Delta_n^2 R_s} \sqrt{\frac{1}{\lambda_n^2} - \frac{2A_R}{\lambda_{on}^2}}. \quad (4.44)$$

Тут $\varphi_{an} = \varphi_{on} + \varphi_{en} + \frac{\varphi_n}{\lambda_n}$, де $\varphi_{on} = 1 + \frac{\lambda_n \sigma^2}{n_1 \beta}$;

$$\varphi_{1n} = \gamma \lambda_1 + \gamma \lambda_2 + \frac{\alpha_n \sigma^2 \lambda_1}{n \beta} + \frac{\alpha_n \sigma^2 \lambda_2}{n \beta}. \quad (4.45)$$

Оптимальне значення одиничної витрати умовного бетону виходить для значення λ_n , яке визначається з наступного рівняння (4.46)

$$\lambda_r^3 2A_R \left[\frac{A^2}{\lambda_{on}^2} + \frac{2A\varphi_{an}}{\lambda_{on}^2} + \frac{\varphi_{on}^2}{\lambda_{on}^2} + \frac{2A_R\varphi_m^2}{\lambda_{on}^2} \right] + \frac{4A_R A \varphi_m}{\lambda_{on}^2} \lambda_n^2 - \lambda_n \left[A^2 + 2A\varphi_{an} + \frac{2A_R\varphi_m^2}{\lambda_{on}^2} \right] - 2A\varphi_{1n} = 0.$$

тут $A = \frac{C_b \varphi_{3n} R_s}{C_a \tau_n \varphi_b R_b}$, $A_R = \xi_R (1 - 0.5 \xi_R)$, (4.47)

Для випадку, коли залізобетонна плита не має верхньої арматури, що відповідає значенням $\lambda_1 = \lambda_2 = 0$ і, в свою чергу, $\varphi_{1n} = 0$, рівняння 4.46 значно спрощується і виходить:

$$\lambda_n^2 = \frac{A(A + 2\varphi_{on})\lambda_{on}^2}{2A_R(A + \varphi_{on})^2} \quad \text{тоді} \quad \lambda_n = \frac{\lambda_{on}}{A + \varphi_{on}} \sqrt{\frac{A(A + 2\varphi_{on})}{2A_R}}. \quad (4.48; 4.49)$$

Величина λ_{on} визначається за наступною формулою:

$$\lambda_{on} = \frac{k_2 n^1 \varphi_{3n} \gamma_b l_2}{\alpha_n k_1 q \Delta_n} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{4A_R \varphi_b^2 R_b n k_1 q A_n^2}{k_2^2 (n_1)^2 \varphi_{3n}^2 \gamma_b^2 \tau_n^2 l_2^2}} \right) \quad (4.50)$$

коли відомі λ_n і λ_{on} за умови міцності, то відповідне ξ визначається за формулою:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - \frac{2A_R \lambda_n^2}{\lambda_{on}^2}}. \quad (4.51)$$

Б а л к а.

Виходячи з обмежень по міцності, найбільше значення виходить з вирішення наступного квадратного рівняння:

$$\lambda_{ob}^2 + \frac{n_1^1 k_b^1 \gamma_b \varphi_{3b} \varphi_{ob} l_1}{n k_b (q + h_n \gamma_b \varphi_{3n}) \sigma_b \Delta_b} \lambda_{ob} - \frac{A_R \varphi_b^2 R_b}{n k_b (q + h_n \gamma_b \varphi_{3n}) \tau_b \tau_{Ib}^2} = 0. \quad (4.52)$$

У цьому випадку одиничні витрати умовного бетону для залізобетонної балки визначається по наступній формулі

$$W = \frac{\varphi_{3b}}{\xi_0 A_b^2 r_b \lambda_b} + \frac{C_a \tau_b \varphi_b \varphi_{ab} R_b}{C_b \xi_0 A_b^2 \tau_b R_s \lambda_s} - \frac{C_a \tau_{Ib} \varphi_b \varphi_{ab} R_b}{C_b \xi_0 A_b^2 \tau_b R_s} \sqrt{\frac{1}{\lambda_b^2} - \frac{2A_s}{\lambda_{ob}^2}}. \quad (4.53)$$

Мінімальне значення W визначається для λ_σ , знайденого з наступного рівняння: (4.54)

$$\lambda_b^3 2A_R \left(\frac{2A\varphi_{ob}}{\lambda_{ob}^2} + \frac{A^2}{\lambda_{ob}^2} + \frac{\varphi_{ob}^2}{\lambda_{ob}^2} + \frac{2A_R\varphi_{ob}^2}{\lambda_{ob}^2} \right) + \frac{4A_R A \varphi_{ob}}{\lambda_{ob}^2} - \lambda_b \left(A^2 + 2A\varphi_{ob} + \frac{2A_R\varphi_{ob}^2}{\lambda_{ob}^2} \right) - 2A\varphi_{Ib} = 0,$$

тут, $A = \frac{\varphi_{3b} C_b R_3}{C_a \tau_b \varphi_b R_b}$; $\varphi_{ab} = \varphi_{ob} + \varphi_{Ib} / \lambda_b$, (4.55)

де $\varphi_{ob} = 1 + \frac{E\nu\sigma_I^2}{\tau_b n \beta} + x$; $\varphi_{Ib} = \frac{\lambda_1 n^1 \delta^2}{\tau_b n} + \frac{\lambda_2 \gamma_1}{\tau_b} + \frac{\lambda_3 \gamma}{\tau_b}$, (4.56)

x – постійна доля об'єму закладних деталей від об'єму робочої арматури. У випадку $\varphi_{Ib} = 0$, що дає $\varphi_{ob} = \varphi_{ob}$, оптимальне значення міцності знаходиться наступним чином:

$$\lambda_b = \lambda_{ob} \sqrt{\frac{A(A + 2\varphi_{ob})}{2A_R(A + \varphi_{ob})^2}}. \quad (4.57)$$

Приклад № I: Визначити оптимальну висоту залізобетонної балки за наступними даними: бетон міцністю $R_b = 100$ кгс/см² для $\gamma_{\gamma 1} = 1,1$; робоча арматура із сталі класу А-П з $R_s = 2700$ кгс/см².

Співвідношення вартостей C_a/C_b рівне 26,5. Величина навантаження $q=0,081$ кгс/см². Висота перерізу плити перекриття дорівнює $h_n=26$ см. Величина коефіцієнта повноти перетину плити $\varphi_{3n}=0,32$. Величина $\tau_\sigma=1$. Коефіцієнт повноти перетину балки $\varphi_{3b}=1$, величина $\varphi_b=0,9167$. Крок балки дорівнює $l_2=600$ см. Коефіцієнт використання арматури балки $\varphi_{a\bar{b}}=\varphi_{o\bar{b}}=1,51$, отже, величина $\varphi_{l\bar{b}}$ прийнята рівною 0, Величина $nk_\delta=0,105$, величина $n^l k_{\bar{b}}^l=0,0925$, $r_{\bar{b}}=600/20=30$, $\Delta_\delta=1$, $l_1=600$ см. Вартість кубометра бетону прийнята 38,5 крб і 1кг сталі -- 0,13 крб.

Підставивши значення заданих параметрів в (4.52) одержуємо таке чисельне рівняння:
 $\lambda_{o\bar{b}}^2 + 0.432\lambda_{o\bar{b}} - 104.5 = 0$; звідки $\lambda_{o\bar{b}} = 10,004$.

$$\text{Величина } A = \frac{2700}{26,5*1*0,916*100} = 1,11.$$

$$\text{Виразуємо } \lambda_\delta = 10 \sqrt{\frac{1,11(1,11 + 2*1,51)}{0,8(1,11 + 1,51)}} = 10*0,915 = 9,15.$$

Звідси повна висота балки дорівнюватиме.

Візьмемо переріз балки 65 x 20; $h_0=60$ см. Заданий згинальний момент в балці рівний 24,2 тм;

$$A_0 = \frac{2420000}{20*60^2*100} = 0,336 \text{ по відомим таблицям } \nu = 0,785;$$

$$A_s = \frac{2420000}{0,785*60*2700} = 19 \text{ см}^3 \text{ маса робочої арматури дорівнює } 14,9 \text{ кг/м.}$$

Вартість метра балки дорівнює: $C=0,2*0,65*38,5+14,8*1,51*0,13=5+2,93=7,93$ крб/м.

Це і є найменша вартість балки за даних умов.

П о з а ц е н т р о в а с т і й к а

Оптимальне проектування позацентрове стиснутих стійок здійснюється як для випадку $x \leq \xi_R h_0$, так і для випадку $x > \xi_R h_0$ і є багатостадійним "динамічним процесом". Тут розглядаються стійки з симетричним армуванням з бетону класу В40 і нижче.

Параметрами процесу є наступні фіксовані постійні величини: R_b, R_{sc} ; ширина перетину стійки- $\alpha, h_c, N_{\partial l}, N_k, M_{\partial l}, M_k$, розрахункова довжина стійки -- $l_0 = \nu \xi_0 l_1; a; a^1; C_a / C_b; \varphi_{3c}; \varphi_{ac}$. Фазовими параметрами є $A_s = A_s^1$. Знаходимо $\sum A_s = A_s + A_s^1$. Керуючою перемінною є висота перетину стійки h_0 .

Зміст дій в одному етапі:

$$\text{Виразуємо } \mu_i = \mu_I^{\partial l} = \mu_{\partial l} + N_{\partial l} \frac{h_0 - a^1}{2}; \quad (4.58)$$

$$\mu = \mu_{\partial l} + \mu_k; \quad N = N_{\partial l} + N_k; \quad (4.59)$$

$$M_{ii} = M_i = M + N \frac{h_0 - a^1}{2}. \quad (4.60)$$

Якщо $M_i < 0,77M_{ii}$, то розрахунок проводимо на дію всіх навантажень, беручи до уваги R_b для $\gamma_{\delta I} = 1.1$. Якщо $M_i > 0,77M_{ii}$, то розрахунок проводимо на дію всіх навантажень (R_b для $\gamma_{\delta I} = 1.1$) і на дію тривалих і постійних навантажень (R_b для $\gamma_{\delta I} = 0.85$).

Знаходимо l_0/h , як що $l_0/h > 10$ то враховується прогин стійки. Для цього визначаємо:

$$K_{\partial l} = 1 + \frac{M_I^{\partial l}}{M_I}; \quad l_0 = \frac{M}{N}; \quad (4.61)$$

у разі статично невизначених конструкцій e_0 повинно бути не менше e_0^{cl} . У разі статистично

визначених конструкцій вираховуємо $e_0 = \frac{M}{N} + e_0^{cл}$; обчислюємо $t = e_0/h$,

$$t - \text{повинно бути не менше } t_{min} = 0.5 - 0.01 \frac{e_0}{n} - 0.001 R_{\bar{\sigma}}, \quad (4.62)$$

$$\text{Вираховуємо } n = E_a / E_{\bar{\sigma}}; \text{ вираховуємо } \mu = \frac{A_s + A_{sc}}{bh}. \quad (4.63)$$

Потім визначаємо $N_{кр}$ за формулою СНиП /63/.

Знаходимо

$$\eta = \frac{1}{1 - N / N_{кр}} \quad \text{і} \quad e = e_0 \eta + \frac{h_0 - a^1}{2}. \quad (4.64)$$

$$\text{Вираховуємо } \bar{n} = \frac{N}{R_b b h_0}; m = \frac{N_e}{R_b b h_0^2}; \sigma = \frac{a^1}{h_0}. \quad (4.65)$$

Потім знаходимо ξ_{np} . Якщо $\bar{n} < \xi_R$ визначаємо

$$A_s = A_{sc} = \frac{R_b b h_0 * m - \xi(1 - \xi/2)}{R_s} \cdot (1 - \sigma). \quad (4.66)$$

$$\text{Якщо } \bar{n} > \xi_R, \text{ то знаходимо } A_s = A_{sc} = \frac{R_b b h_0 * m - \xi(1 - \xi/2)}{R_s}. \quad (4.67)$$

Знаходимо $\sum A_s^1 = A_s + A_{sc}$. Тепер вираховуємо функцію:

$$\Delta = (\sum A_s^1 - \sum A_s^0) 100 C_a - b(h^1 - h_c^0) 100 C_b, \quad (4.68)$$

якщо $\Delta > 0$, продовжуємо процес, прийнявши $h_c^i = (h_c^i - 2) \text{ см}$. Якщо $\Delta \leq 0$, то ми закінчуємо процес, попереднє значення стійки являється оптимальним.

Позацентрове навантажений п л и т н и й ф у н д а м е н т під стійку.

Ширина фундаменту дорівнює E_y, h_{ϕ} , довжина фундаменту E_x, h_{ϕ} , де h_{ϕ} – повна товщина плити фундаменту.

$$\text{Вводимо визначення: } E_y / E_x = z. \quad (4.69)$$

Величини E_x і E_y визначаються за наступними формулами:

$$E_x = \frac{\sigma(\tau_x z + \tau_y)(R_2 + R_4)q}{z(R_2 - R_4)(q + q_{\phi})}; \quad E_y = \frac{\sigma(\tau_x z + \tau_y)(R_2 + R_4)q}{z(R_2 - R_4)(q + q_{\phi})}, \quad (4.70)$$

де: R_2 – максимально допустимий тиск на ґрунт під одним з кутів фундаменту;

R_4 – мінімальна величина тиску під протилежним кутом фундаменту в кг/см^2 ;

q – повна інтенсивність навантаження на фундамент в кг/см^2 ;

q_{ϕ} – інтенсивність навантаження від фундаменту;

$$q = \frac{N}{l_1 l_2}; q_{\phi} = \frac{N_{\phi}}{l_1 l_2}, \quad (4.71)$$

де: N – повне навантаження на фундамент в кг ;

N_{ϕ} – власна вага фундаменту;

l_1, l_2 – розміри вантажної площі, з якої збирається навантаження (розміри сітки фундаменту).

Оптимальне значення величини z визначається вирішенням алгебраїчного рівняння 4-го степеня

$$z^4 + B_1 z^3 - B_2 z - B_3 = 0 \quad (4.72) \quad \text{де:}$$

$$B_1 = \frac{5,4 C_{\bar{\sigma}} \varphi_3 \varphi_{\bar{\sigma}} R_s (1 - \frac{d}{\varphi_{\bar{\sigma}} h_{\phi}})}{C_a \lambda_1 \lambda_2 (q - q_{\phi})} + \frac{(R_2 - R_4) \tau_y}{3(R_2 - R_4) \tau_x} + \frac{\tau_y}{\tau_x} - \frac{(q + q_{\phi})(R_2 - R_4) \varepsilon_c h_c}{8q(R_2 + R_4) h_{\phi} \tau_x} \quad (4.73)$$

$$B2 = \frac{5,4C_6\varphi_{3\phi}\varphi_6R_s(1-\frac{d}{\varphi_6h\phi})\tau_y^2}{C_a\lambda_1\lambda_2(q-q\phi)\tau_x^2} + \frac{(R_2-R_4)\varphi_a(1-\frac{d}{\varphi_6h\phi})\tau_y}{3(R_2+R_4)\tau_x} + \frac{\tau_y}{\tau_x}\varphi_a(1-\frac{d}{\varphi_6h\phi}) - \frac{(q+q\phi)(R_2-R_4)\varphi_a h_c \tau_y}{8q(R_2+R_4)h\phi\tau_x^2} \quad (4.74)$$

$$B3 = \varphi_a \left(1 - \frac{d}{\varphi_6 h \phi}\right) \frac{\tau_y^2}{\tau_x^2} \quad ; \quad (4.75)$$

$\tau_x = \frac{e_x}{h\phi}$, де e_x - найбільша величина ексцентриситету навантаження;

$\tau_y = \frac{e_y}{h\phi}$, де e_y - найменша величина ексцентриситету навантаження.

Приклад № 2: Нехай фундамент має прямокутну форму в плані з $h_\phi = 58$ см. В центрі плити розташований підколінник заввишки $h_c=68,6$ і $E_c=1.00$. Коефіцієнт повноти фундаменту $\varphi_{3\phi} = 1,047$; опір бетону $R_b=105$ кг/см²; опір сталі розтягуванню $R_s=2700$ кг/см²; максимальний тиск на ґрунт $R_2=1,475$ кг/см²; мінімальний тиск $R_y=0,77$ кг/см²; діаметр стрижнів арматурної сітки $d=0.8$ см; навантаження на фундамент $q=0,36$ кг/см²; навантаження від власної ваги фундаменту $q_\phi=0,106$ кг/см²; позацентровість додатку навантаження визначається величинами $\tau_x=0,294$; $\tau_y=0,205$. Відношення робочої висоти фундаменту до повної висоти плити дорівнює $\varphi_b=0,86$. При розмірах вантажної площадки 600х600 см маємо $\lambda_1 = \lambda_2 = 11.32$.

Коефіцієнт використання арматури $\varphi_{a\phi}=1,0$. Відношення вартостей C_a/C_6 дорівнює 50. Визначити оптимальне відношення сторін фундаменту.

$$\text{Знаходимо:} \quad z = \frac{E_y}{E_x} = 0.76.$$

Р е б р и с т е п е р е к р и т т я

Якщо крок балок ребристого перекриття рівний l_2 , а проліт рівний l_1 , то оптимальне значення прогину знаходиться з рівняння:

$$A_2 l_1^2 - A_1 = 0, \quad (4.76)$$

$$\text{де } A_1 = \frac{\varphi_{3n} l_2}{\xi_0 \Delta_n^3 \lambda_n} + \frac{C_a \tau_n^2 (n k_1 q \lambda_n \Delta_n + k_2 n^1 l_2 \varphi_{3n} \gamma_3) \rho_n l_2}{C_b \xi_0 \Delta_n^3 \varphi_{\sigma n} R_s} \quad ; \quad (4.77)$$

$$A_2 = \frac{C_a \tau_b^3 \left[\frac{k_b}{\Delta_n \lambda_n} \left(\frac{n_q \Delta_n \lambda_n}{l_2} + n \gamma_\sigma \varphi_{3n} \right) \tau_b^2 + n^1 k_b^1 \gamma_\sigma \varphi_{3b} \right] \rho_\sigma}{C_b \xi_0 \Delta_\sigma^2 R_s \tau_\sigma} \quad (4.78)$$

Приклад № 3: Нехай є збірне ребристе перекриття, для якого $k_1=k_2=0,125$. Навантаження $q=0,027$ кг/см². Відстань між балками дорівнює 300 см, $\lambda_n = 26,6$ (тобто товщина плити дорівнює близько 11 см).

Коефіцієнт повноти перетину плити $\varphi_{3n}=0,528$, коефіцієнт надійності по навантаженню $p_1=1,2$ (для власної ваги покриття). Відношення вартостей $C_a/C_6=60$. Відношення кроку балок до ширини перетину балки $r_b=15$. Арматурне число балки $\rho_\delta=1,98$ і плити $\rho_n=1,932$; $R_s=6800$ кг/см². Крім того: $\Delta_n=0,958$; $\varphi_{\delta n}=0,89$; $\gamma_\delta=0,0025$ кг/см²; $\tau_\delta=1,033$; $k_6=0,125$; $n_q=0,033$; $\Delta_\delta=1,0$; $\varphi_{\delta\delta}=0,938$; $\tau_n=0,976$; $k_\delta^1=0,125$; $\varphi_{3\phi}=1,0$; $\xi_0=1$. Потрібно визначити оптимальний проліт ребристого перекриття

при вказаних даних. Знаходимо $l=1034,81$ см.

4.5. Порівняння залізобетонних конструкцій

Порівняння залізобетонних конструкцій проводиться по величині одиначної витрати умовного бетону/ОВУБ/, величина якого може бути визначена для кожної залізобетонної конструкції, якщо відомі ОВУБ та складаючі її елементи. Нижче приводяться математичні моделі ОВУБ для залізобетонних елементів конструкцій.

Математичні моделі одиначних витрат умовного бетону для залізобетонних елементів

$$\text{Для плити: } W = \frac{\varphi_{3n}}{\xi_0 \Delta_n^2 \lambda_n} + \frac{C_a \tau_n \varphi_b \varphi_{on} R_b}{C_b \xi_0 \Delta_n^2 R_s \lambda_n} - \frac{C_a \tau_n \varphi_b \varphi_{on} R_b}{C_b \xi_0 \Delta_n^2 R_s} \sqrt{\frac{1}{\lambda_n^2} - \frac{2nk_1 q \tau_n^2}{\varphi_\sigma^2 R_b} - \frac{2k_1 n^1 \varphi_{3n} \gamma_b \tau_n^2 l^2}{\varphi_b^2 R_b \Delta_n \lambda_n}}. \quad (4.79)$$

Для плити із заданим значенням коефіцієнта армування:

$$W = \frac{\varphi_{3n}}{\xi_0 \Delta_n^2 \lambda_n} + \frac{C_a \tau_n \varphi_b \varphi_{on} R_b}{C_b \xi_0 \Delta_n^2 R_s \lambda_n} \quad (4.80)$$

Для балки:

$$W = \frac{\varphi_{3n}}{\xi_0 \Delta_b^2 \lambda_b \tau_b} + \frac{C_a \tau_b \varphi_b \varphi_{ob} R_b}{C_b \xi_0 \Delta_b^2 R_s \lambda_b} - \frac{C_a \tau_b \varphi_b \varphi_{ob} R_b}{C_b \xi_0 \Delta_b^2 R_s \lambda_b} \sqrt{1 - \frac{2nk_b (q + h_n \gamma_b \varphi_{3n}) \tau_b \tau_{1b}^2 \lambda_b}{\varphi_\sigma^2 R_b} - \frac{2k_b n^1 \varphi_{3b} \gamma_b \tau_b^2 l^2 \lambda_b}{\varphi_b^2 R_b \Delta_b}} \quad (4.81)$$

Для балки із заданим значенням коефіцієнта армування:

$$W = \frac{\varphi_{3n}}{\xi_0 \Delta_b^2 \lambda_b \tau_b} + \frac{C_a \tau_b \varphi_b \varphi_{ob} M_b}{C_b \xi_0 \Delta_b^2 R_s \lambda_b}. \quad (4.81)$$

Для стійки позацентрове стисненої в загальному випадку:

$$W = \frac{\varphi_{3c}}{\tau_c \lambda_c} + \frac{C_a \tau_c \varphi_{ac} M_c^i}{C_b \lambda_c \tau_c \xi_0}, \quad (4.82)$$

де для випадку $n \leq \xi_R$ для стійок з симетрично армованим коефіцієнтом армування M не дорівнює

M^1 приймається по формулі 4.23, а для випадку $n > \xi_R$ коефіцієнти армування $M=M^1$ приймаються по формулі 4.26.

Для позацентрово-навантаженого плитного фундаменту під залізобетонну стійку

$$W_\phi = \frac{\varphi_{3\phi} E_x E_y}{E_\phi \lambda_1^2 \lambda_2} + \frac{C_a \varphi_a E_x \left(\varphi_u \frac{\tau_x}{E_x} + q + q_\phi \right) \left(\frac{E_x}{3} - \frac{h_c}{2h_\phi} \right)}{3.6 C_b \xi_0 \lambda_1 \varphi_b R_s} + \frac{C_a E_y \left(\varphi_q \frac{\tau_y}{\tau_x} + q + q_\phi \right) \left(\frac{E_y}{3} - \frac{E_c h_c}{2h_\phi} \right)}{3.6 C_b \xi_0 \lambda_1 \varphi_b R_s \left(1 - \frac{\alpha}{\varphi_b h_\phi} \right)}; \quad (4.83)$$

де: $\lambda_1 = l_1 / h_\phi$; $\lambda_2 = l_2 / h_\phi$.

Математичні моделі одиначних витрат умовного бетону для залізобетонних конструкцій.

На підставі одиначних витрат умовного бетону для залізобетонних елементів складаються одиначні витрати умовного бетону для залізобетонних конструкцій. Для цього потрібно знати, які залізобетонні елементи входять в умовний об'єм розглядаємої конструкції.

Для перекриття, що складається з двох пролітних прогонів з кроком l_2 в умовний об'єм входить одна плита з прольотом l_2 і один прогін з прольотом l_1 :

$$W_1 = \frac{\varphi_{3b} \psi}{\xi_0 \Delta_b^1 (E_b^1) \alpha_b^1} + \frac{C_a \tau_b \varphi_b \psi \mu_b \varphi_{ab}}{C_b \xi_0 \Delta_b^1 (\tau_b^1)^2 \alpha_b^1} + \frac{\varphi_{3n}}{\xi_0 \Delta_n^1 \alpha_n^1 \psi} + \frac{C_a \tau_n \varphi_b \mu_n \varphi_{an}}{C_b \xi_0 \Delta_n^1 \alpha_n^1}. \quad (4.84)$$

Для перекриття, що складається з одного багато пролітного розрізного прогону з прольотами l_2 , і двохпролітної розрізної плити з прольотами l_1 , в умовний об'єм входить одна плита з прольотом l_1 і

половина прогону з прольотом l_2 :

$$W_2 = \frac{\varphi_{3n}\psi}{\xi_0\Delta_n\alpha_n} + \frac{C_a\tau_n\varphi_n\psi\mu_n\varphi_{an}}{C_b\xi_0\Delta_n\alpha_n} + \frac{\varphi_{3b}}{2\xi_0\Delta_b\alpha_b\tau_b^1\psi} + \frac{C_a\tau_b\varphi_b\mu_b\varphi_{ab}}{2C_b\xi_0\Delta_b\alpha_b\psi\tau_b^2}. \quad (4.82)$$

Так само складається математична модель одиничної витрати умовного бетону для будь-якої залізобетонної конструкції.

4.6. Визначення оптимальних розмірів залізобетонних стрижньових конструкцій

Тут висвітлюється рішення задачі за визначенням оптимальних розмірів будь-якої залізобетонної стрижневої конструкції з ортогонально-розташованими стрижнями. Цим поняттям охоплюються багато прольотні багатоповерхові залізобетонні рами, в тому числі і тришарнірні залізобетонні рами, і багато пролітні нерозрізні балки.

Повна вартість стрижньової залізобетонної конструкції може бути представлена у вигляді наступного скалярного добутку двох n -мірних векторів:

$$W = A_1l_1 + A_2l_2 + A_3l_3 + \dots + A_nl_n, \quad (4.83)$$

де $A = (A_1, A_2, A_3, \dots, A_n)$ - вектор, що характеризує вартість погонного метра стрижнів конструкції;

$z = (l_1, l_2, l_3, \dots, l_n)$ -- вектор, кожний компонент якого представляє довжину одного із стрижнів конструкції. Якщо, наприклад, є три стрижні довжиною l_3 , то A_3 повинне представляти собою суму вартостей пог.м. кожного з цих стрижнів. Вектор z , звичайно задається; тобто задаються розміри всіх її ярусів.

Вектор A є шуканим. Повинні мати місце наступні співвідношення:

$$\frac{A_1}{l_n} = \frac{A_2}{l_{n-1}} = \dots = \frac{A_{n-1}}{l_2} = \frac{A_n}{l_1}. \quad (4.84)$$

За наявності цих співвідношень, достатньо знати один з компонентів вектора A , щоб визначити всі інші його компоненти і, таким чином, визначити по формулі (4.83) вартість розглядаємої стрижньової конструкції.

Нехай, наприклад, відомо A_1 , тоді з відношення (4.84) отримуємо:

$$A_2 = \frac{l_{n-1}}{l_n} A_1; A_3 = \frac{l_{n-2}}{l_n} A_1; \dots A_{n-1} = \frac{l_2}{l_n} A_1; A_n = \frac{l_1}{l_n} A_1. \quad (4.85)$$

Якщо A має найменшу можливу величину, то, природно по формулі (4.83) теж матиме найменшу величину.

Отже, пошук оптимального значення величини W по формулі (4.83) зводиться до пошуку оптимальної величини одного з компонентів вектора A . Рекомендується наступний порядок пошуку оптимального значення W по формулі (4.83), стосовно залізобетонної рами:

1. Задається конфігурація рами: кількість і розрахункові прольоти ригелів, кількість і висота поверхів рами.
2. Задається величина і характер навантажень на раму.
3. Проводиться пружний розрахунок рами на задані навантаження і будується еюра згинаючих моментів.
4. Розглядається один з ригелів рам (бажано з більшим прольотом) і по формулах (4.52) – (4.56) визначається його оптимальне значення, чім і визначається величина заданого компонента вектора A .
5. Знаходяться інші $(n - 1)$ компоненти шуканого вектора і обчислюється мінімальне значення величини W по формулі (4.83).

Приклад № 4: Дана двопролітна і дво'ярусна залізобетонна рама; розрахункова схема представлена на рис. 4.1, схема армування на рис. 4.2. Місця стиковки верхньої і нижньої арматури ригелів відповідає нульовим точкам еюра згинаючих моментів рами, отриманий в припущенні пружної роботи.

Товщина елементів рами 20 см; $R_b = 180 \text{ кг/см}^2$; $R_s = 2700 \text{ кг/см}^2$; $E_a = 2,1 \times 10^6 \text{ кгс/см}^2$; $E_b = 265000 \text{ кгс/см}^2$.

Вартість даної рами визначається по формулі (4.83) у такому вигляді:

$$W = A_1l_1 + A_2l_2 + A_3l_3, \quad (4.86)$$

де прийнята

$$A_1 = 3h_c b C_b + 2A_{s7} C_a + A_{s8} C_a ; \quad (4.87)$$

$$A_2 = 3h_c b C_b + 2A_{s9} C_a + A_{s10} C_a ; \quad (4.88)$$

$$A_3 = 4h_p b C_b + 1.07 A_s C_a / l + 7.82 A_{s3} C_a / l + 2.51 A_{s2} C_a / l + 1.42 A_{s4} C_a / l + 7.56 A_{s6} C_a / l + 2.42 A_s C_a / l \quad (4.89)$$

Тут C_b і C_a вартості відповідно бетону і арматури в грн/м^3 . Решта позначень видна з рисунків.

Оскільки компоненти вектора A_1, A_2, A_3 відповідно прийняті рівними погонній вартості верхніх, нижніх стійок і ригелів рами, то слід вважати, що компоненти вектора рівні:

$$l_1 = H_2; l_2 = H_1; l_3 = l ,$$

де l - прольоти ригелів в світлу.

Тоді, використовуючи формулу (4.84) можна написати:

$$\frac{H_1}{A_2} = \frac{l}{A_3} = \frac{H_2}{A_1} , \quad (4.90)$$

звідки слідує, що

$$A_1 = \frac{H_2}{l} A_3; A_2 = \frac{H_1}{l} A_3; A_1 = \frac{H_2}{H_1} A_2 . \quad (4.91)$$

Це значить, що погонна вартість верхніх стійок менша погонній вартості ригелів в H_2/l раз, погонна вартість нижніх стійок менша за погонну вартість ригелів в H_1/l раз, вартості верхніх і нижній стійок рівні, а їх погонні вартості відносяться один до одного обернено пропорційно до їх довжин.

Цей висновок, як результат формули (4.91), не суперечить нашим уявленням про взаємозалежність вартостей елементів рами і, отже, значення компонентів векторів A і z до їх розміщення в формулі (4.86) прийняті правильно.

Оскільки компоненти A_1 і A_2 вектора A виражені через компонент A_3 , то для визначення всіх компонентів вектора A необхідно знати компоненту A_3 .

Будемо шукати величину A_3 , ...вартість одного пог.м. ригелів рами, використавши методику оптимального проектування балки, викладену в розділі 4.4, формули (4.46)-(4.50). Епюра згинальних моментів, в передбачувані пружної роботи рами, при дії розрахункових навантажень, показано на рис. 4.3. Величина прольотних згинальних моментів в ригелях варіюється від 5.83 тм. до 8.25 тм., а середня величина $M=6,85$ тм. Візьмемо для розрахунку нижній правий ригель, у якого лівий опорний момент дорівнює 12,02 тм, а правий опорний момент дорівнює 9,67 тм.

Визначимо λ_{ob} для цього ригеля вирішуючи рівняння (4.52).

В коефіцієнтах цього рівняння $n^1 = 1.1; \gamma_b = 0.0025 \text{ кг/см}^2; \varphi_{3b} = 1; l_1 = 570 \text{ см.}$

Навантаження, показане в дужках, являється навантаженням в кг/см^2 перекриття; прийнявши крок рам 6 м знаходимо це навантаження рівне $4000/600 \times 100 = 0,067$; моментний коефіцієнт визначаємо по формулі: $\mu = k_b q l^2$, де $q=4 \text{ т/пм}$, $M=7.48 \text{ тм}$, $l=5,7 \text{ м}$, тоді $k=7,58/(4 \times 5,7^2) = 0,057$.

K_6^1 – також моментний коефіцієнт при дії власної маси ригеля, приймаємо рівним k_6 , тобто 0,057;

$\tau = \frac{600}{20} = 30; \Delta = 1; \tau_1 = 1.05; \varphi_b = \frac{V h_0}{h}$ приймаємо рівним 0,90; R_b приймаємо рівним 100 кгс/см^2 . Після підстановки всіх вказаних даних в (4.52) отримуємо:

$$\lambda_{ob}^2 + 0.65 \lambda_{ob} - 256.56 = 0 .$$

Вирішення рівняння дає: $\lambda_{ob} = 15.70$.

По формулі (4.36) обчислюємо φ_{ob} , рахуючи раму монолітною; в цій формулі останній член, що враховує заставні деталі прирівнюємо до нуля. Приймаємо:

$$n_1 = 2; n = 4; \tau = 1.05; \lambda_1 = 9.5; \sigma = 0.5 ,$$

γ - відношення перетину верхньої арматури справа до перетину робочої арматури приймаємо рівним відношенню згинаючих моментів

$$9,67/7.48 = 1,29; \quad \lambda_2 = 2,15,$$

γ_1 - відношення перетину верхньої арматури зліва до перерізу робочої арматури приймаємо рівним відношенню згинаючих моментів

$$12,02/7,48=1,61; \quad \lambda_3 = 2,65; \quad \nu = 3,90 - \text{коефіцієнт, що враховує додаткові вертикальні стрижні}$$

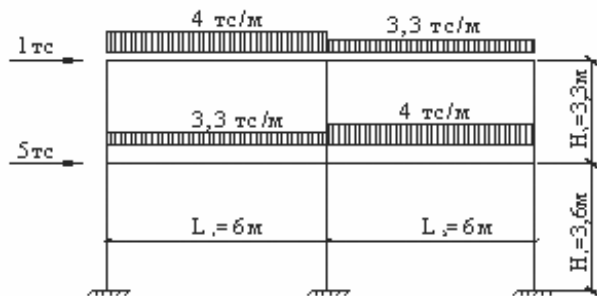


Рис. 4.1. Розрахункова схема рами

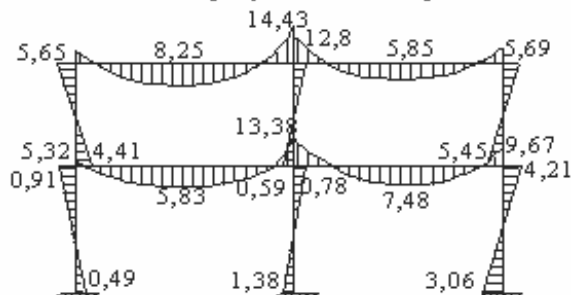


Рис. 4.3. Епюри моментів рамного каркаса

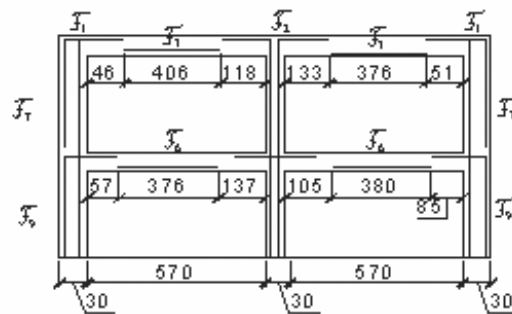


Рис. 4.2. Схема армування рамного каркаса

або хомути по кінцях елемента та їх дійсну довжину; $\delta I = 0,3$; $\beta = 0,50$. Після підставки цих даних в (4.36) знаходимо:

$$\varphi_{ob} = 1.14 + 7.83 / \lambda = \varphi_{ob} + \varphi_1 \sigma / \lambda, \text{ де } \varphi_{ob} = 1.14; \varphi_{1b} = 7.83.$$

Виразуємо:

$$A = \frac{\varphi_{3b} C_b R_s}{C_a \tau \varphi_b R_b} = \frac{1 * 2700}{30 * 1.05 * 0.9 * 100} = 0.952;$$

$$A_R = 0.64(1 - 0.5 * 0.64) = 0.435.$$

Підставимо дані $A_1; \varphi_{ob}; \varphi_{1b}; \lambda_{ob}; A_R$ в рівняння (4.54), отримуємо:

$$\lambda_b^3 + 3.2 \lambda_b^2 - 219.7 \lambda_b - 999.06 = 0.$$

Вирішення рівняння дає одне дійсне значення 15,35. Тоді оптимальна

$$\text{висота перетину буде рівна: } h = \frac{570}{15.35} = 37.1 \text{ см.}$$

Приймаємо переріз ригеля 40 x 20 см і перетин стійок 30 x 20 см. Переходимо до підбору перетинів арматурної сталі для ригелів. Площу перерізу арматури A_{s2} підбираємо по $M = 14,43$ тм, враховуємо його зниження у грані колони до $M = 118/133 * 14,43 = 12,8$ тм. Робимо вут з $h = 5$ см, $l = 15$ см,

тоді в упорі $h_0 = 42,5$ см. Обчислюємо $A_0 = \frac{1280000}{100 * 20 * 42.5^2} = 0.354$ по відомим таблицям $\xi = 0,46$, отже

$$A_{s2} = \frac{0.46 * 100 * 20 * 42.5}{2700} = 14.5 \text{ см}^2$$

З правої сторони стійки $M = 133/148 * 12,8 = 11,5$ тм.

Робимо вут з $h = 5$ см, що дає $h_0 = 42,5$ см.

$$A_0 = \frac{1150000}{100 * 20 * 42.5^2} = 0.318; \xi = 0.395 \quad A_s = \frac{0.395 * 100 * 20 * 42.5}{2700} = 12.4 \text{ см}^2$$

Аналогічно знаходимо площу перерізу для лівого ригеля 15 см², для правого ригеля 6,54 см². Площа перетину A_{s1} для лівого ригеля 4,57 см², для правого 4,92 см². Площа перетину A_{s5} для лівого ригеля 13,4 см², для правого 11,2 см²; площа перетину A_{s6} для лівого ригеля 6,52 см², для правого 8,75 см²; площа перетину A_{s4} для лівого ригеля 4,58 см² для правого 9,86 см².

Тепер ми можемо зробити підрахунок величини A_3 використовуючи формулу (4.36):

$$A_3 l_3 = 4 * 40 * 20 * 570 C_b + 46 * 4.57 C_a + 61 * 4.92 C_a + 11.8 * 14.5 * C_a + 133 * 12.4 C_a + 406 * 15 C_a + 376 * 6.54 C_a + 57 * 4.58 C_a + 85 * 9.86 C_a + 137 * 13.4 C_a + 105 * 11.2 C_a + 37.6 * 6.52 C_a + 380 * 8.75 C_a$$

Прийнявши $C_a/C_b = 30$, знаходимо, що $A_3 l_3 = 4373,9$ Сб. По формулах (4.91) визначаємо компоненти шуканого вектора A_2

$$A_1 = \frac{330}{570} * 4373,9 C_b = 2532,5 \text{ Сб}; \quad A_2 = \frac{360}{570} * 4373,9 = 2764,3 \text{ Сб}.$$

Вартість верхніх стійок рами рівна: $A_1 H_2 = 330 * 2532,6 \text{ Сб} = 835725 \text{ Сб}$.

У тому числі вартість бетону стійок рівна: $v_b = 3 h_1 b H_2 C_b = 3 * 30 * 20 * 330 = 594000 \text{ Сб}$.

Вартість сталі: $835725 \text{ Сб} - 594000 \text{ Сб} = 241725 \text{ Сб}$

$$\text{Об'єм сталі } v_a = \frac{241725}{30} = 8057,5 \text{ см}^3.$$

Вартість нижніх стійок рами рівна $A_2 H_1 = 360 * 2764,3 = 995148 \text{ Сб}$.

У тому числі вартість бетону стійок рівна: $v_b = 3 h_0 b H_1 C_b = 3 * 30 * 20 * 360 = 648000 \text{ Сб}$

Вартість сталі рівна $995148 \text{ Сб} - 648000 \text{ Сб} = 347148 \text{ Сб}$

$$\text{Об'єм сталі нижніх стійок: } v_a = \frac{347148}{30} = 11571,6 \text{ см}^3$$

Аналогічно знаходимо об'єм сталі ригелів $v_a = 22306 \text{ см}^3$. Повний об'єм сталі для армування рами рівний $\sum \delta_a = 41935,1 \text{ см}^3$.

Порівнюємо проект залізобетонної рами по нашому рішенню з рішенням цієї ж рами, даним в книзі М.І Рейтмана, Л.І Ярина /28/. Оскільки об'єм бетону рам однаковий, порівнюємо тільки об'єми сталі. У вказаній книзі об'єм сталі на раму рівний $46,76 \text{ дм}^3 > 41,93$ на 11,5%. При цьому площа армування верхніх стійок рами рівна

$$A_s = \frac{8657,5}{730} = 24,4 * (23,90 + 1,20) = 9,00 \text{ см}^2;$$

$$\text{і нижніх } A_s = \frac{41571,6}{360} = 32,1 * (22,96 + 1,20) = 7,12 \text{ см}^2.$$

Розроблена методика по проектуванню економічних залізобетонних конструкцій, в якій обумовлені методи визначення перерізів елементів конструкцій, що забезпечують найменшу їх вартість.

РОЗДІЛ 5. ПРОЕКТУВАННЯ БАГАТОПРОЛЬОТНИХ ТА БЛОКОВАНИХ РАМНИХ КАРКАСІВ

5.1 Досвід розробки та використання багатопрольотних та блокованих рамних каркасів

Широкого розповсюдження здобуло будівництво великих сільськогосподарських комплексів, що призвело до необхідності вирішення питань блокування залізобетонних рамних каркасів та створення багатопрольотних виробничих будинків.

Блокування будинків сприяє раціональному розміщенню будинків та спрощує їх обслуговування, економить площі родючої землі, збільшує корисну площу виробничих приміщень, зменшує витрати на устрій інженерних комунікацій, що дозволяє економити будівельні матеріали [6,26]. Проте виникають ускладнення, пов'язані з освітленням та вентиляцією приміщень, відведенням атмосферних вод та крівлі.

Багатопрольотні будинки за своїм об'ємно-планувальним рішенням та конструктивними схемами зазвичай характеризуються багатократним повторенням однотипних, рідше різних прольотів та одноманітністю конструктивних елементів. Будівництво сільськогосподарських виробничих будівель прольотом 18 та 21 м здійснюється шляхом блокування каркасів однопрольотних будівель одного до одного поздовжніми сторонами або створенням вставок між каркасами шириною 0,5; 3,0; 4,5 та 6,0 м [26]. Наприклад, Одеським філіалом к. інституту Укрколгоспроект розроблено моноблок свинарника-відкормлювача на 5000 голів з використанням рамних конструкцій прольотом 21 м зі з'єднувальною вставкою 6 м та з полегшеним покриттям [6]. Вставка являє собою стійково-балочну систему, колони якої спираються на фундаменти під рамні конструкції (рис. 5.1 а, б). Водовідвід з крівлі – внутрішній. У порівнянні із стійково-балочною системою витрати залізобетону на моноблок зменшуються вдвічі, а витрати праці на монтаж – в 1,35 разів.

В проекті свинарника на 1000 голів, розробленому Тернопільським філіалом Укрсільгоспроект, поперечник будинку являє собою аналогічне рішення у вигляді двох рамних каркасів прольотом 21 м, з'єднаних триметровою вставкою. Різниця у тому, що покриття вставки передбачене з використанням плит ПНС-3 розміром 3х6м, які спираються безпосередньо на закладні деталі стійок залізобетонних рам (рис. 5.2).

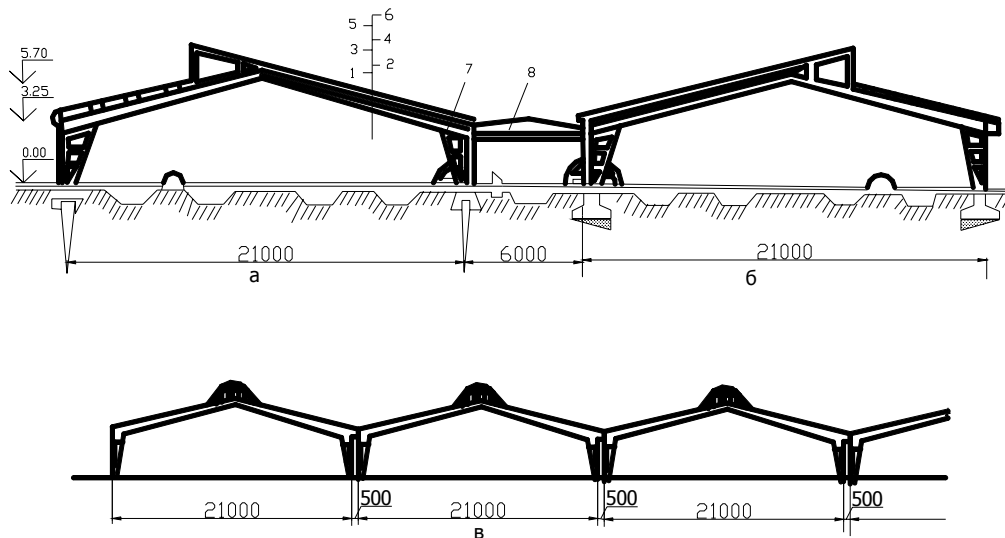


Рис.5.1. Поперечний переріз моноблоку в рамних конструкціях:

а – варіант із палевим фундаментом; б – варіант з фундаментом стаканного типу; в – варіант зі спареними стійками; 1 – залізобетонний ригель; 2 – залізобетонний прогін; 3 – азбоцементні волокнисті листи; 4 – утеплювач; 5 – дерев'яна обрешітка; 6 – азбоцементні волокнисті листи; 7 – решітчаста рамна стійка; 8 – залізобетонна панель; 9 – башмак стаканного типу; 10 – короткі забивні пірамідальні палі

У Рівненському філіалі к. інституту Укрколгоспроект розроблено аналогічний проект молочної ферми на 1200 голів. Поперечник будинку являє собою два рамних каркаси прольотом 18 м за типовою серією 1.800-2, з'єднаних вставкою шириною 3 м /46/. Покриття вставки складається із залізобетонної балки (перемички БУ-30), плити ПР-30-1, бітумної пароізоляції, утеплювача – пінобетону зі середньою густиною 400 кг/м^3 , трьох слоїв руберойду на цементній стяжці та захисному слою гравію. Покриття по залізобетонних рамах складається із залізобетонної плити ПР-30-1, пароізоляції бітумної, мінераловатної напівжорсткої плити середньої густини 150 кг/м^3 та азбестоцементних листів УВ.

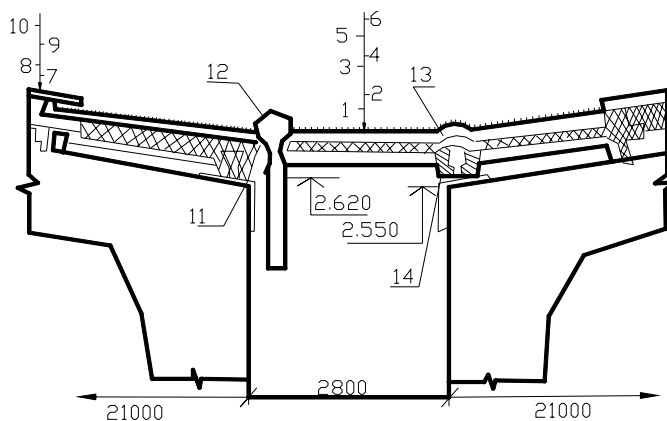


Рис. 5.2. Поперечний переріз вставки блокового рамного каркасу:

- 1 – залізобетонна плита ПСП-3-300; 2 – пароізоляція – один слой руберойду; 3 – утеплювач – полужорсткі мінватні плити щільністю 150 кг/м^3 - 100; 4 – зтяжка, армована сіткою – 30; 5 – п'ять слоїв руберойду на бітумній мастиці; 6 – слой гравію, втопленого в бітумну мастику – 10; 7 – залізобетонна піврама; 8 – хвилястий азбестоцементний лист УП; 9 – утеплювач – базальтове волокно щільністю 70 кг/см^3 ; 10 - хвилястий азбестоцементний лист УП; 11 – підливка розчину; 12 – воронка з шагом 1350; 13 – деформаційний шов; 14 - пластмасова прокладка з тефлону

Кримським філіалом к. інституту Укрколгоспроект розроблено проект комплексу по виробництву молока на 1000 корів. Моноблок представляє собою п'ятипрольотний будинок в рамних конструкціях прольотом 21 м, причому стійки піврам РЖС-21-1350 відстоять одна від одної на 0,5м (рис.5.1в). Конструкція покриття виконана з використанням залізобетонних прогонів.

Аналогічне конструктивне рішення має багатопрольотний рамний каркас, що використовується на ділянках зі значним ухилом (рис. 5.3а), причому стійки рами розміщені в розбіг.

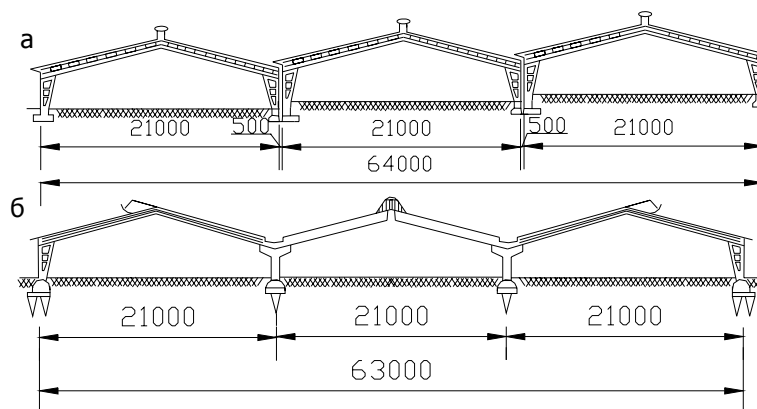


Рис.5.3. Блоковані і багатопрольотні будинки з каркасом із збірних залізобетонних рам: а) на майданчику із значним нахилом; б) на рівному майданчику

Львівським філіалом к. інституту Укрколгоспроект розроблено проект багатопрольотної будівлі тваринництва за схемою, приведеною на рис.5.4. Багатопрольотний рамний каркас складається із залізобетонних піврам типу РЖС, з'єднаних між собою вставками. Слід відмітити, що використання піврам типу РЖС в багатопрольотному каркасі за вказаною схемою (рис.5.4.) вимагає розрахункових

техніко-економічних обґрунтувань, що підтверджують можливість та доцільність їх використання у розглянутому каркасі будівлі.

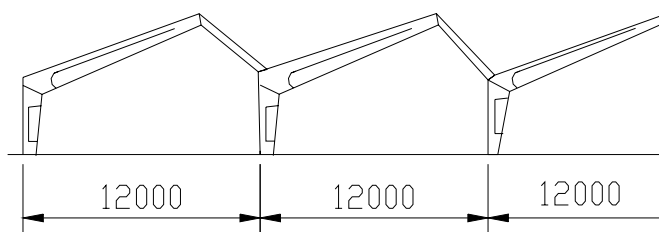


Рис. 5.4. Схема каркасу багатопрольотного будинку

Аналіз конструктивних рішень блокованих рамних каркасів зі вставкою показує, що несуча конструкція покриття вставки, як правило, вирішується з використанням залізобетонних плит та спирається безпосередньо на закладні деталі стійки піврам, на окремо стоячі колони. В цілому конструктивне рішення споруди з використанням блокованих рамних каркасів при допомозі вставок заслуговує використання в практиці сільськогосподарського будівництва, коли це відповідає технології утримання тварин та птиці.

Разом з тим слід відмітити, що ще не в повній мірі вирішені питання водовідводу з кривлі покриттів таких будівель, не відпрацьовані конструкції фонарів, незадовільно вирішуються питання освітлення вставок між прольотами, при блокуванні рамних каркасів має місце підвищена витрата матеріалів.

Удосконалення технології утримання тварин та птиці викликає необхідність створення одноповерхових багатопрольотних будівель по типу промислових. Існує декілька проектних пропозицій за конструктивним рішенням таких споруд.

К. інститутом Молдколгоспбудпроект разом з НДІЗБ /2/ розроблена конструкція п'ятипрольотної залізобетонної рами з прольотом 24 м (рис.5.5). Конструкція рами складається з залізобетонних стійок, вмонтованих в башмаки з розвинутою подошвою та ригелів таврового перерізу, шарнірно з'єднаних між собою у конковому вузлі. Порівняння техніко-економічних показників на 1 м² площі багатопрольотного рамного статично невизначеного каркасу у порівнянні з тришарнірними рамами виявило економію /2/ по витратам арматурної сталі на 5%, бетону на 23%, вартості на 15% та приведених витрат на 12,6%. У Молдові збудовано 4 комплекси по виробництву молока на 2176 корів.

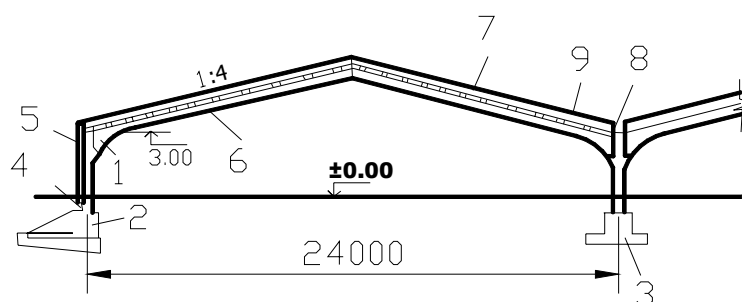


Рис. 5.5. Поперечний розріз будинку:

- 1 – рама; 2 – крайній фундамент; 3 – середній фундамент; 4 – фундаментна балка;
5 – стінова панель; 6 – прогін; 7 – покриття; 8 – лоток внутрішнього водостоку;
9 – світлоаераційний ліхтар

Особливістю конструктивного рішення рами є вузол спряження ригеля з колонною. Передача зусиль у вузлі проводиться у стиснутій зоні з допомогою гнутих закладних деталей на сварці, в розтягнутій-з допомогою накладної пластини також на сварці. Наявність опірної частини ригеля зменшує зусилля розтягнення у накладній пластині, а регулює стик ригеля з колонною дає можливість будівництва як на горизонтальних так і на похилих майданчиках/2,128/.

Крок рам 6м, висота від фундаменту до верху крайньої колони по зовнішній грані 3,25м. Два прольоти залізобетонного рамного каркасу з п'яти були випробувані НДІЗБ. Отримані позитивні результати.

Однак, прийняті конструктивні рішення багатопрольотної рами з жорстким заземленням стійок у фундаментних башмаках в крайніх прольотах привело до значного розвитку подошви фундаменту до 3,5м у площині рами. Вузол єднання ригеля зі стійкою не являється технологічним. Конструкція має бути дороблена.

Інститутом Оргпробуд (м.Тула) розроблена конструкція багатопрольотного рамного каркасу сільськогосподарського виробничого будинку з прольотом 13м (рис 5.6). Стійка жорстко монтується в фундамент та має розвинуті консолі. Ригель – ломаний, з'єднується зі стійкою в зоні дії мінімальних вигинаючих моментів.

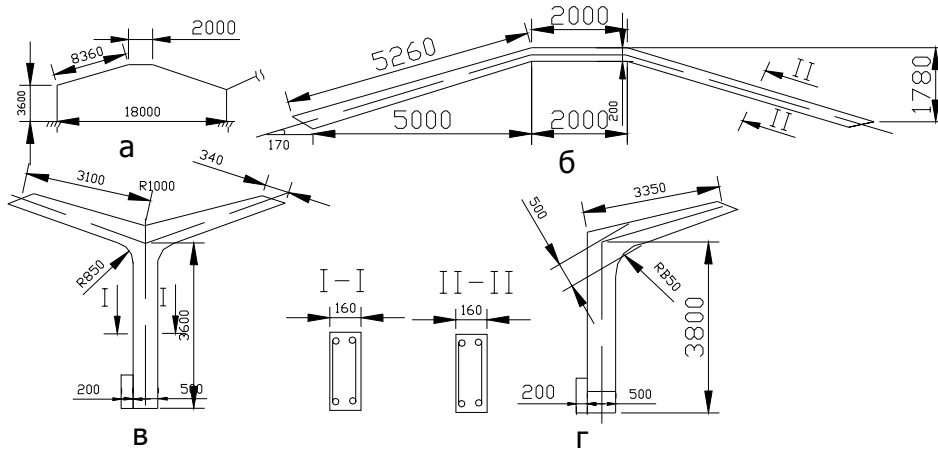


Рис. 5.6. Багатопрольотний рамний каркас:
а – геометрична схема; б – ригель Р-18; в – стійки С-21,24; г – стійки С-15,18

В аналогічному рішенні для з'єднання та стиковки збірних конструкцій за кордоном використовують здебільшого болтові з'єднання, що відрізняються великою простотою (Франція, Англія, Бельгія). Так, наприклад, у Франції для покриття складів використовують збірну двопрольотну раму з прольотами 24,6м, що збирається з п'яти елементів – двох крайніх Г-подібних стійок, центральної Т-подібної стійки та двох двоскатних ригелів вкладкишів /46/. Болтові стики розміщені в місцях мінімальних згинальних моментів. Стійки рам встановлені в фундаменті стаканного типу. Для укладання прогонів у верхній поверхні ригелів передбачені необхідні пази.

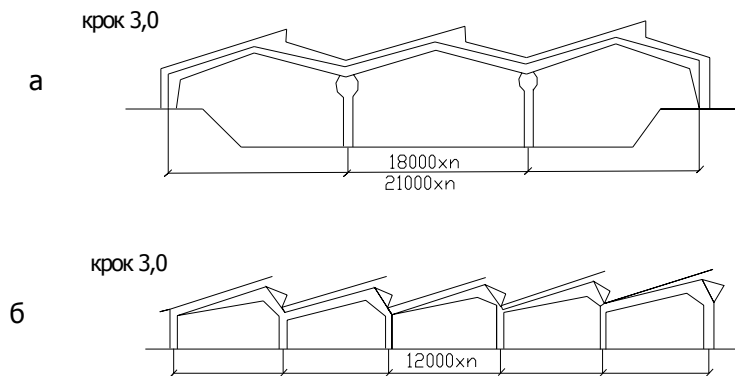


Рис. 5.7. Конструктивні схеми багатопрольотних будинків

Одеським філіалом к. інституту Укрколгоспроект запропоновано конструктивне рішення багато прольотного рамного каркасу з прольотами 21 м, з складених ригелів та стійок (рис.5.3б).

К. трестом Укроргтехсільбуд розроблені конструктивні схеми сільськогосподарських виробничих споруд /24/. На рис.5.7а наведена схема багатопрольотного залізобетонного рамного каркасу з прольотами 18 та 21 м. На рис.5.7.б показані залізобетонні піврами, що встановлюються на стійки, утворюючи шедове покриття з прольотами 12 м. В обох випадках залізобетонні рами пропонується приймати по серії 1.800-2 або типу РЖС-1350. Покриття виконується із плит серії 1.800-2, утеплювач – напівжорсткі мінераловатні плити, кривля – хвилясті азбоцементні листи.

Аналогічне конструктивне рішення каркасу приведено в роботі /11/. На рис.5.8 наведено поперечний розріз такої будівлі. Конструкція каркасу прийнята з шедовими залізобетонними піврамами і дерев'яним вентиляційним покриттям.

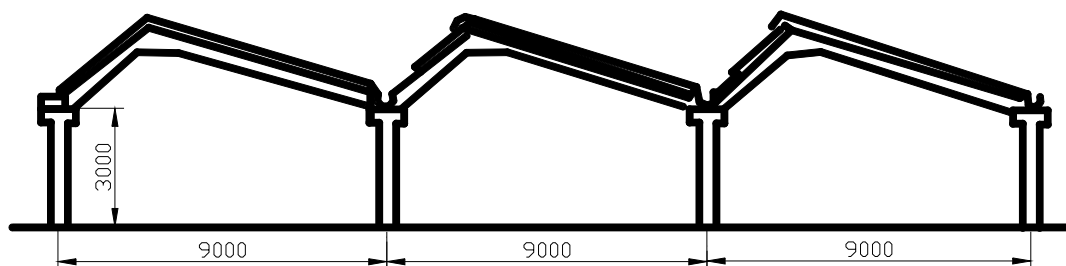


Рис. 5.8. Поперечний розріз багатопрольотних будинків

В Англії застосовується універсальна конструкція багатопрольотної будівлі із збірних залізобетонних елементів /11/ (рис.5.9). Вузлові з'єднання виконують на болтах і допускають різноманітні комбінації збірних елементів. В Англії отримали також широкого застосування багатопрольотні будівлі з несучими рамними конструкціями /11/. Рами прольотами від 4,57 до 21,34 м складаються зі стійок та ригелів прямолінійного та ломаного виду. Стійки рам багатопрольотних будівель передбачають дві консолі. Крівля в таких будівлях виконується з хвилястих азбестоцементних листів з утеплювачем із скловати.

Можливе використання завчасно напруженої арматури в елементах залізобетонних конструкцій. У якості прикладу приводимо конструкцію спряження попередньо напружених ригелів (рис.5.10) італійської фірми Метекно, що мають розріз у місцях спряження лінійних елементів (ригелів та стійок). З'єднання ригелів зі стійкою передбачається у розтягнутій зоні на болтах, у стиснутій – на зварці закладних деталей. Конструкція рам фірми Метекно передбачає влаштування плоскої крівлі.

Дніпропетровським філіалом к. інституту Укрколгоспроект (В.В. Сапожников) та НДІБВ (Ю.Л. Ізотов) було проведено визначення оптимального конструктивного рішення багатопрольотної залізобетонної рами з прольотом 18м без вставок. Така багатопрольотна споруда є оптимальним варіантом у випадку розміщення тварин у моноблоці молочної ферми без прив'язі боксового утримання з потоково-перемінною технологією обслуговування, яка передбачає відокремлення місць відпочинку тварин від місць харчування. При цьому в одному прольоті розміщується 6 рядів боксів (довжина боксу 1,8 м, прохід між ними 2,2 м).

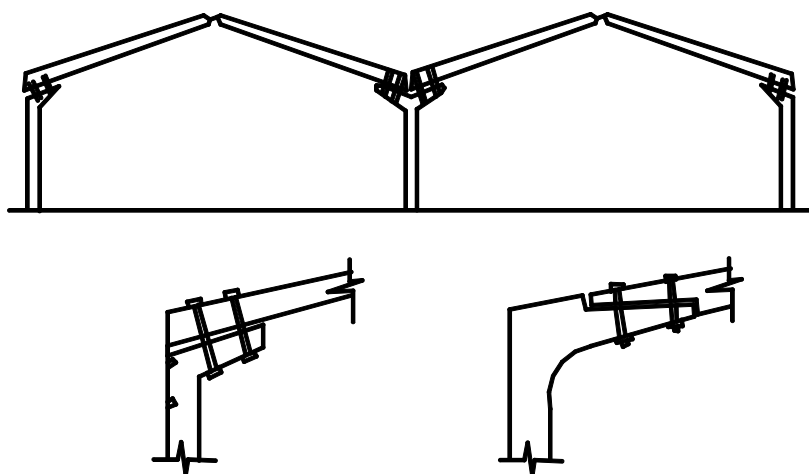


Рис. 5.9. Універсальна конструкція каркасу із збірних залізобетонних елементів з вузловими з'єднаннями на болтах (Англія)

Були проведені розрахунки трьох типів рамного каркасу (рис. 5.11). Самим оптимальним виявився варіант (№2), який пропонується до розробки та досліджень. При цьому передбачалось одночасно з проектуванням багатопрольотної рами вирішити основні конструктивні вузли і деталі моноблоку з рамним каркасом. Покриття передбачалось виконувати з плит ПР-4,5 /шифр 1.800-ПР/, крівлю азбестоцементну, що вентилюється. Стінові огорожі – з крупнорозмірних панелей. Ліхтарі – металеві з застосуванням склопакетів.

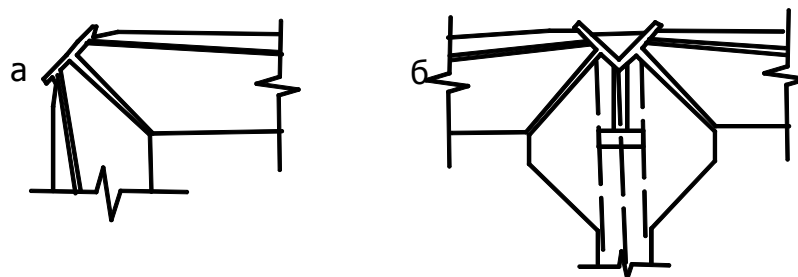


Рис.5.10. Вузол спрєження попередньонапружених ригелїв зї стїєюкю (Італїя):
а – вузол крайньої стїйки; б – вузол середньої стїйки

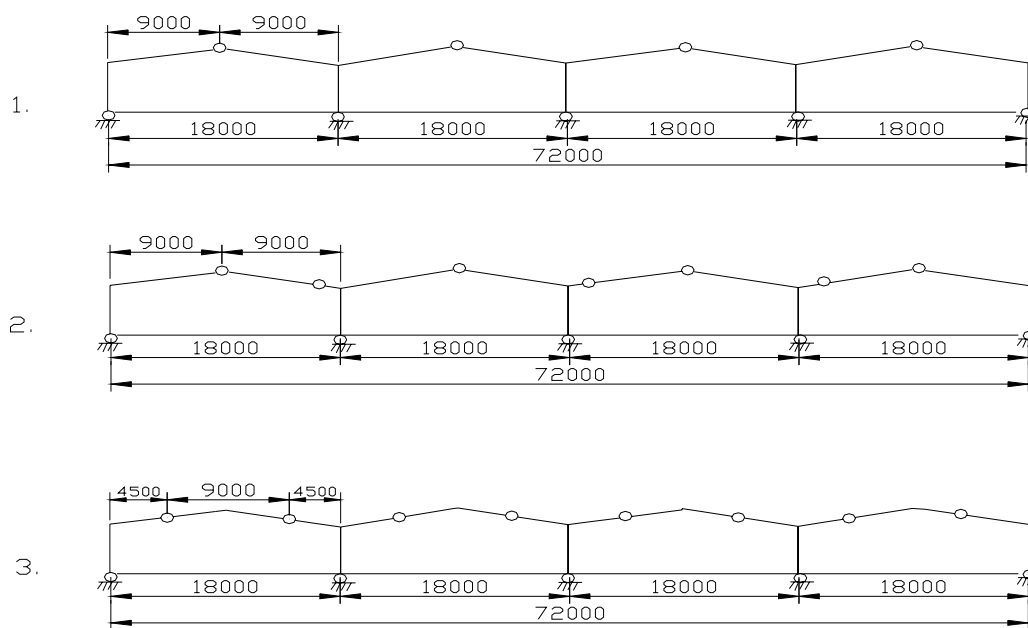


Рис. 5.11. Варїанти конструктивних схем багатопрольотногo рамного каркасу

Конструювання рами передбачалось виконати на реальні навантаження з розрахунком прийнятих рїшень по конструкцїям огороження і вирїшенню основних вузлїв крївлї і покриття, з встановленням необхідних закладних деталей.

Запроектованї елементи багатопрольотної рами крайнього ряду, пїврама середнього ряду і балка-ригель дозволяє компоувати споруди з 2-х, 3-х, 4-х і бїльше прольотїв (рис.5.11, варїант№2). За необхідностї будївництва будинкїв з великою кїлькїстю прольотїв проводиться блокування багатопрольотних рам з влаштуванням деформацїйного шва мїж ними.

З метою уникнення зварювання і зниження металоємностї стикїв передбачена конструкцїя багатопрольотної рами /129/, ригелї якою спираються на жорстко з'єднану стїєюку і пїдкїс (рис.5.12). При цьому верхїв'я стїйки виконане поширеним з пазом, в якому встановлена внизу торцева опорна дїлянка ригеля, а верхня частина пїдкаса має роздвоєнї кїнцї, мїж якими встановлений ригель. Стїєюка виконана в виглядї свай-колони.

При цьому, за думкою авторів /129/, спрощується монтаж рами, виключається зварювання і закладні деталі. Разом з тим потрібно відмітити складність і працездатність виготовлення стійок і ригелів багато прольотної рами.

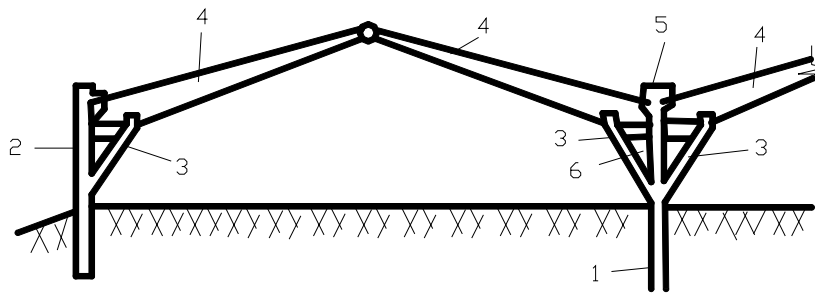
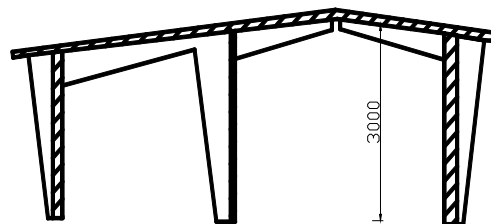


Рис. 5.12. Конструкція багатопрольотної рамної конструкції:
1 – середня стійка; 2 – крайня стійка; 3 – підніс; 4 – півригель;
5 – розширений оголовок стійки; 6 – монолітна стійка

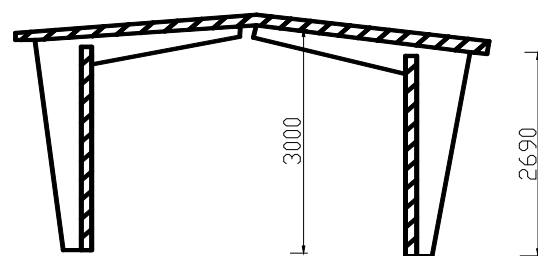
За даними к. Укрколгоспроектів співставлення техніко-економічних показників багатопрольотної рами і одиночних рам, зблокованих за допомогою вставок (з врахуванням покриття і фундаментів) показало, що багатопрольотний рамний каркас більш економічний по витраті бетону на 14%, сталі – на 18%, тобто замість 9 каркасів, розрахованих шляхом блокування однопрольотних рам з допомогою вставок, можна виготовити 10 багато прольотних каркасів.

Блоковані рамні каркаси успішно використовуються також для житлового та цивільного будівництва. Прикладом можуть служити номенклатури таких споруд з рамних конструкцій німецької фірми Krölban (рис.5.13).

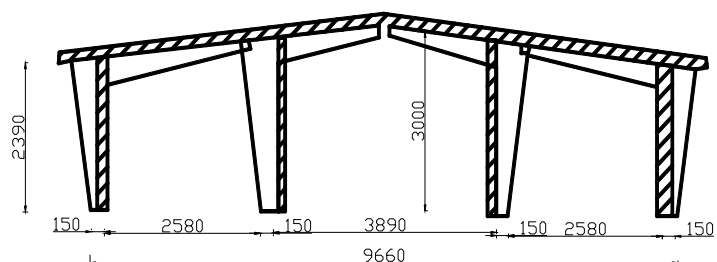
Дачний будинок.
Мала будівля



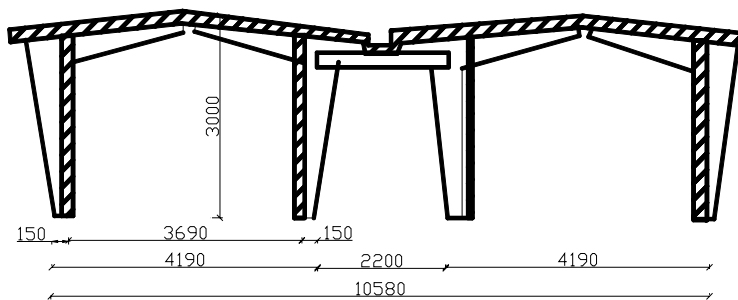
Будинок для відпочинку.
Індивідуальний жилий будинок.
Невеликий готель



Будинок для відпочинку.
Індивідуальний жилий будинок.
Громадський будинок.
Виробничий будинок.
Готель



Конторський будинок.
Виробничий будинок



Торгове приміщення.
Готель

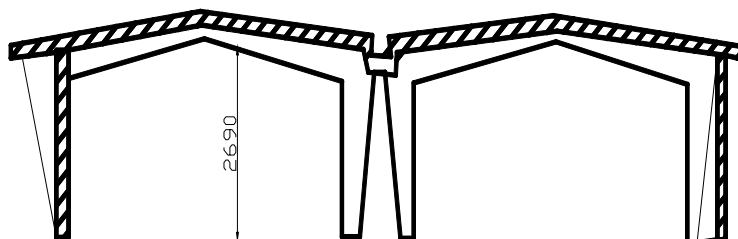


Рис. 5.13. Номенклатура будинків з рамних конструкцій фірми “Kroibau”

5.2. Проектування каркасів багато прогонових будинків із залізобетонних лінійних елементів

Аналіз розрахункових і конструктивних схем багатопрогонового рамного каркаса показав, що однієї з можливих оптимальних схем є схема із шарнірним з'єднанням у конках і п'ятах крайніх стійок замикаючих піврам і середньої стійок із защемленням у фундаменті (рис.5.14).

Такий розрахунковій схемі відповідає багатопрогоновий рамний каркас, що може складатися з двох піврам типу РЖС, розташовуваних у крайніх прольотах, середніх стійок індивідуальної розробки і проміжних ригелів по типу використовуваних у піврамах РЖС (рис.5.14б), який був розроблений лабораторією будівельних конструкцій к. інституту УкрНДІДіпросільгосп за участю автора /26, 46, 126/. Оснащення для виготовлення елементів такого каркасу мається на озброєнні в багатьох будівельних організаціях сільськогосподарського профілю України.

Паралельно і спільно к. УкрНДІДіпросільгосп і ЦНИИЭПсельстрой /130/ було проведено пророблення питань проектування багатопрогонових каркасів будинків з обліком існуючого металооснащення для ригелів і стійок піврам РЖС-21-1600 і РЖС-18-1600.

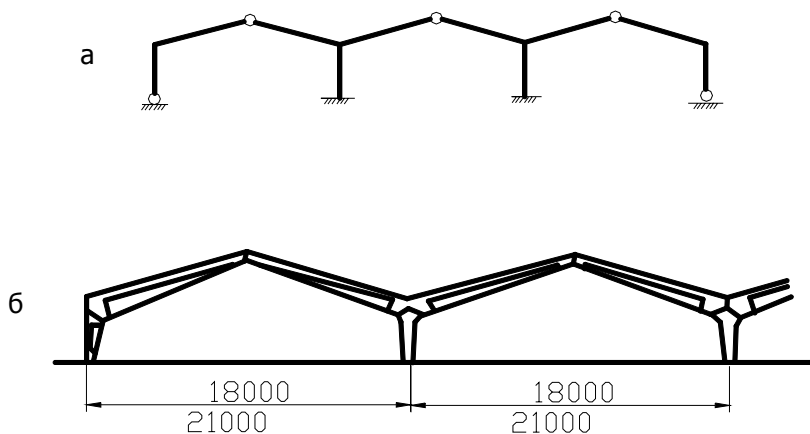


Рис.5.14. Багатопрогоновий рамний каркас з залізобетонних лінійних елементів по типу РЖС (к.УкрНДІДіпросільгосп, ЦНИИЭПсельстрой):
а – конструктивна схема, б – рамний каркас

При цьому виходили з наступних вихідних даних: проліт рами 21м, розрахункове навантаження на ригель рами з урахуванням власної ваги 15,0 кН/м, повна нормативна - 12,4 кН/м. Вузол спряження ригелів зі стійками в багатопрогонових рамних каркасах взятий по типу РЖС-21-1600, що зв'язано з мінімумом вимірів в існуючому оснащенні.

Прийнято шарнірне з'єднання крайніх стійок з фундаментом і ригелів у конковому вузлі, середньої стійки з метою зручностей монтажу - з жорстким защемленням у стакані фундаменту. З'єднання ригелів із середньою стійкою прийнято жорсткого типу за аналогією в рамках РЖС-21-1600.

На рис.5.15 показана розрахункова схема однопрогонового і багатопрогонового рамного каркасу.

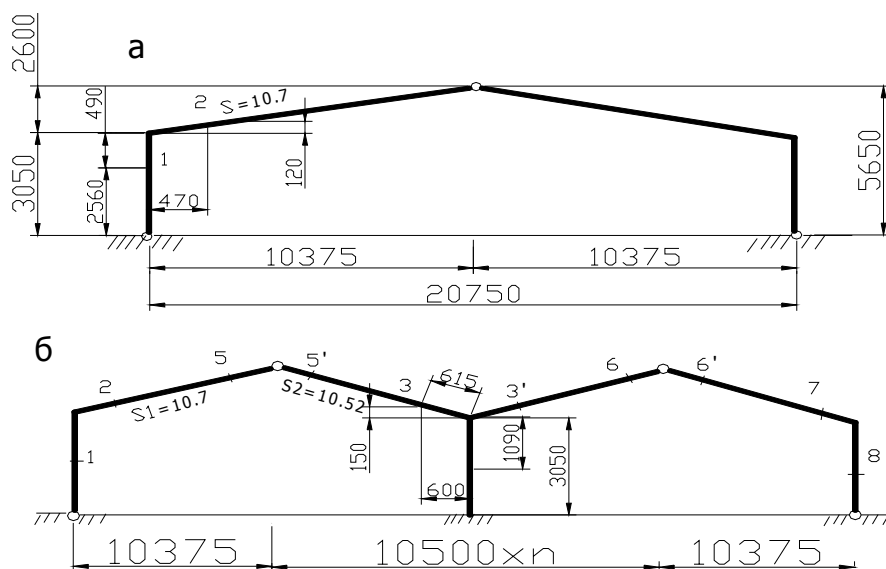


Рис. 5.15. Розрахункова схема рамного каркасу:
а – однопрольотного; б – багатопрольотного; 1 – 8 – розрахункові перерізи

Були обчислені епюри його моментів і нормальних сил при симетричному (рис.5.16) і несиметричному (рис.5.17.) навантаженні однопрогонового рамного каркасу будинку, з яким проводилися порівняння епюр моментів і нормальних сил багатопрогонових каркасів будинків.

Розрахунок багатопрогонових (2-5 прольотів) рам вироблявся методом сил [130], тому що облік змінності перетинів по методу переміщень приводить до системи рівнянь, чуттєвої до точності обчислень коефіцієнтів канонічних рівнянь.

Проведений аналіз обліку перемінної жорсткості перетинів двох прольотів рамного каркасу показав зниження згинаючого моменту для крайнього вузла сполучення ригеля і стійки на 5,7% (рис.5.18).

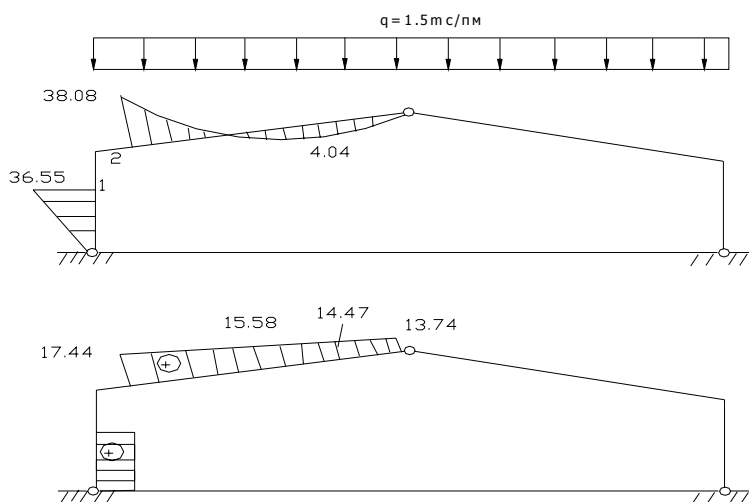


Рис. 5.16. Епюри моментів і нормальних сил в однопрольотному рамному каркасі при симетричному навантаженні

З огляду на те, що максимальні моменти приходяться на карнизний вузол, надалі розрахунок проводився з урахуванням перемінної жорсткості перетинів ригелів і стійок.

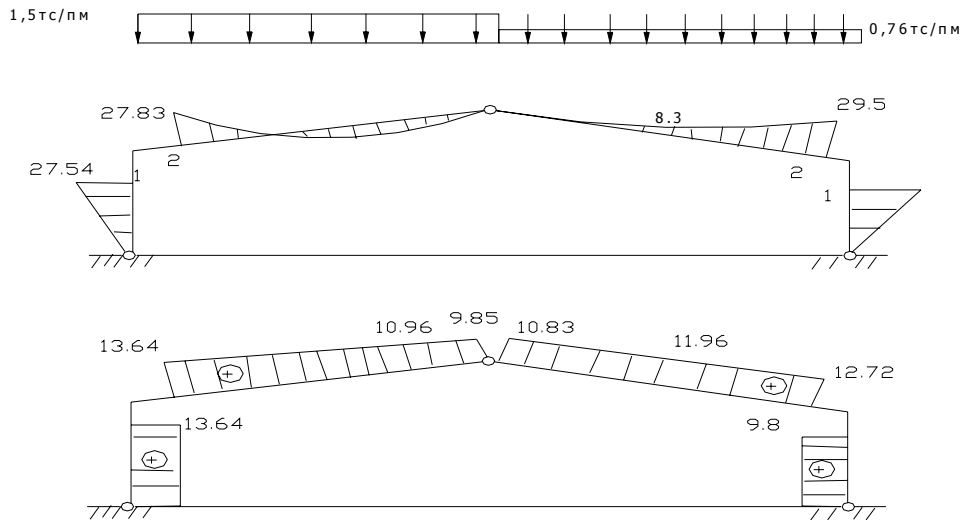


Рис. 5.17. Епюри моментів і нормальних сил в однопрольотному рамному каркасі при несиметричному навантаженні

Для складання комбінацій зусиль у розрахункових перетинах двопрогінного рамного каркасу навантаження прикладалося як на всіх півпрольотах одночасно, так і на кожному окремо у визначеній послідовності. Зусилля обчислювалися в припущенні, що в найбільш навантаженому карнизному вузлі вже утворився шарнір пластичності і подальше збільшення навантаження приводить до додаткових зусиль у рамному каркасі. Це необхідно для проведення перерозподілу зусиль для вирівнювання моментів.

У результаті обчислень для двопрогінного рамного каркасу одержали епюри моментів і нормальних сил по типу рис.5.18. При цьому в перетинах 2 і 3 $M = 38,4$ тм і $N = 17,71$ т. Для трипрогонової рами відповідно $M = 38,1$ тм і $N = 17,44$ т. При цьому, перерозподіл зусиль не приводить до істотного ефекту, тому що зусилля в перетини 2 в однопрогонової і багатопрогонової схемах приблизно однакові /130/.

Перевірка міцності і тріщиностійкості для перетину 2 проводилася за звичайною методикою СНиП /68/.

Були проведені розрахунки /130/ двопрогінної рами при температурному впливі до 45° (рис.5.19а). При цьому слід зазначити, що отримані моменти менше моментів від повного постійного і снігового навантаження.

Розрахунки двопрогінного рамного каркаса при симетричних осадках крайніх і середніх опор на 4см і при горизонтальних зсувах крайніх опор на 1см (рис.5.19.б,в,г) показали значні моменти, однак вони менші моментів від повного постійного і снігового навантаження.

Таким чином, у розрахунках багатопрогонових рамних каркасів необхідно враховувати нерівномірні осадки опор і температурні впливи, що приводять до перерозподілу зусиль. Їх оцінка в перетинах рамного каркасу може вироблятися виходячи з зусиль, отриманих по пружній стадії.

Були проведені розрахунки 3-, 4- і 5- пролітної схеми на дію рівномірно-розподіленого навантаження при завантаженні їх по всій довжині каркаса (рис.5.20, 5.21, 5.22) і по черзі на кожному з півпрольотів каркасів.

Аналізуючи епюри зусиль у 3-, 4- і 5- пролітних рамних каркасів слід зазначити приблизно однакові їх значення. Так, наприклад, моменти в карнизному вузлі крайньої стійки коливається від 30,0 до 31,0 тм, а у вузлі сполучення двох ригелів і середньої стійки від 25,29 до 27,99 тм (табл.5.1).

Розрахунок міцності і тріщиностійкості виробляється за загальноприйнятою методикою СНиП /68/. Розрахунок перетинів у ригелях і крайній стійці багатопрогонового рамного каркасу дозволив зробити висновок, що прийняті в типовій рамі РЖС- 21-1600 опалубні розміри й армування задовольняють вимогам міцності і тріщиностійкості при розрахунковому навантаженні на раму 16,0 кН/м з урахуванням власної ваги ригеля.

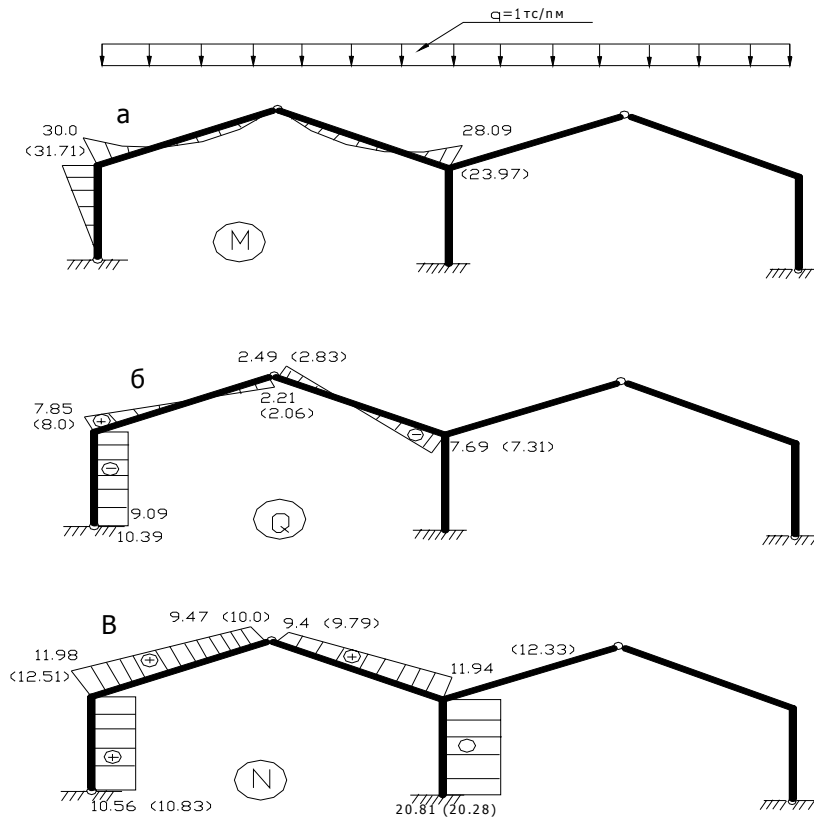


Рис. 5.18. Результати розрахунку двопрольотного рамного каркасу з урахуванням перемінної жорсткості перерізів елементів (в дужках – при однаковій жорсткості перерізів елементів):
 а – еюра моментів, б – еюра поперечних сил; в – еюра нормальних сил

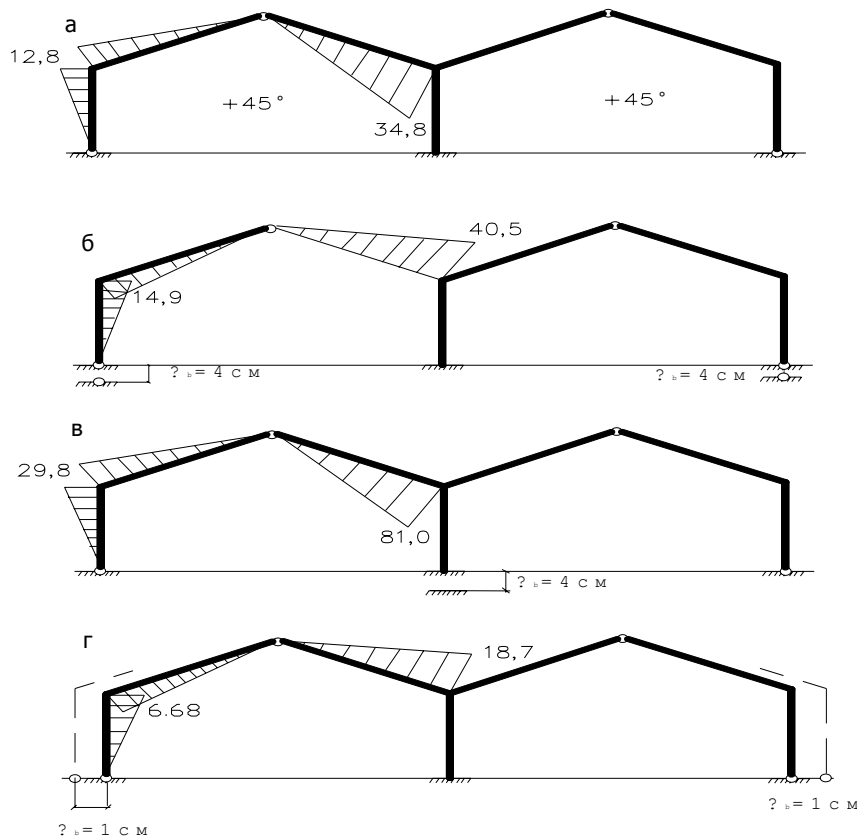


Рис. 5.19. Схеми епюр моментів від впливу:
 а – температури; б – осадки крайніх опор; в – осадки середньої опори;
 г- горизонтального зміщення крайніх опор

Лабораторією будівельних конструкцій к. УкрНДДіпросільгосп за участю автора разом із ЦНИИЭПсельстрой розроблена конструкція досвідного багатопрогонного рамного каркасу, розроблені основні принципи конструювання вузлів рами й армування елементів ригеля, крайньої і середньої стійок рами, фундаментів типу «башмак» під крайню і середню стійку з підбором основної несучої арматури.

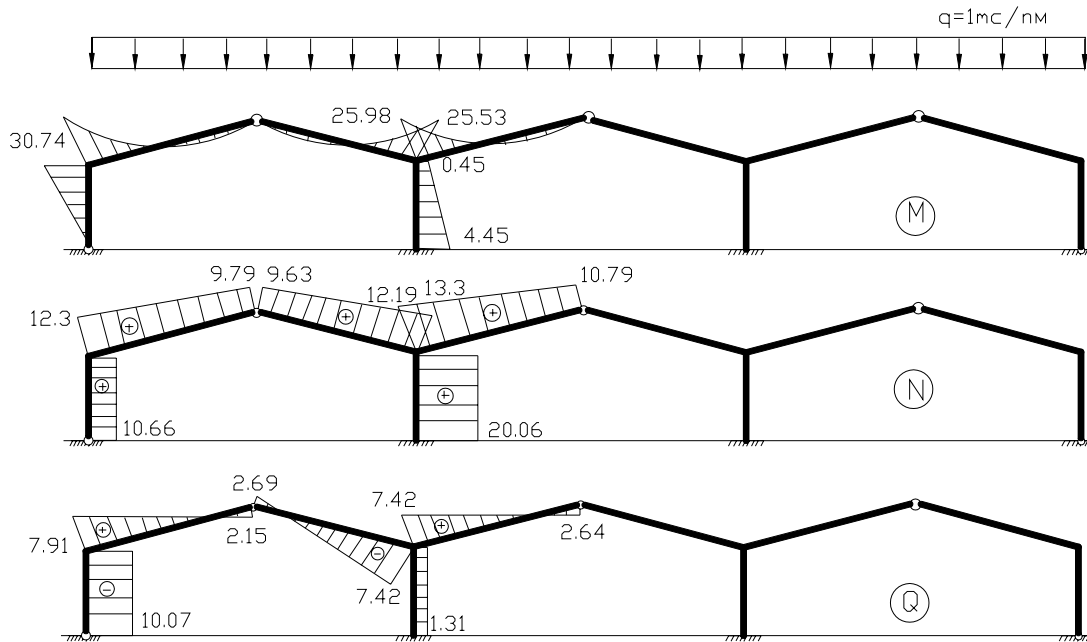


Рис. 5.20. Епюри зусиль в трипрольотному рамному каркасі:
а – моментів, б – повздовжніх сил, г – поперечних сил

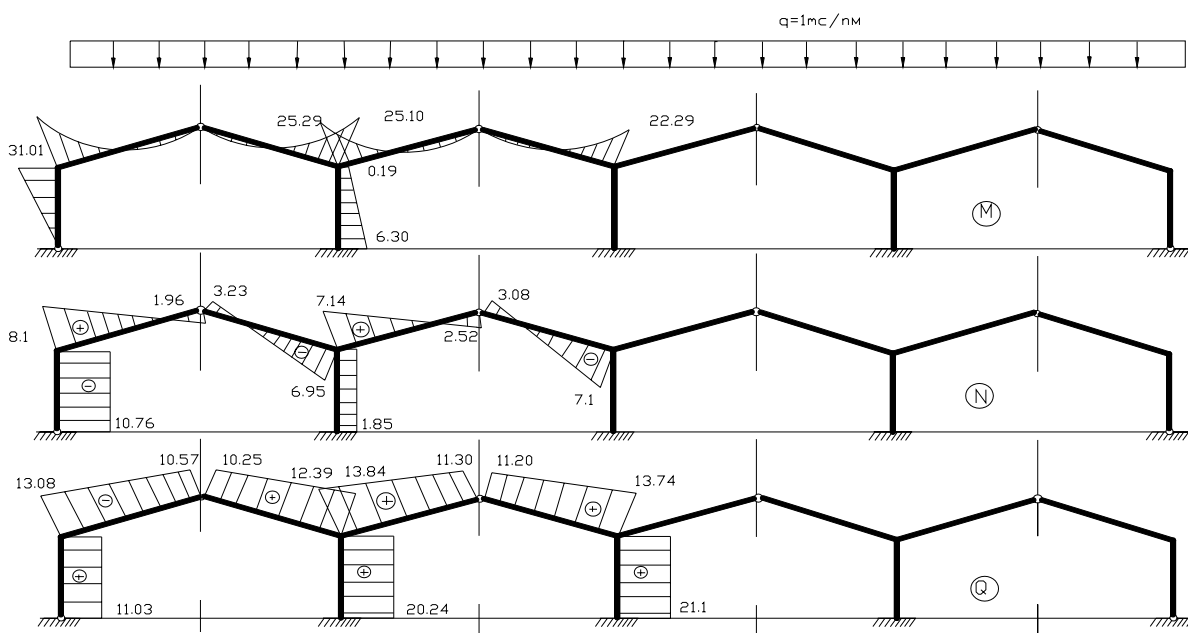


Рис. 5.21. Епюри зусиль в чотирипрольотному рамному каркасі
а – моментів; б – поперечних сил; в – повздовжніх сил

З'єднання ригелів зі стійками передбачалося за допомогою електрозварювання закладних деталей у трьох варіантах.

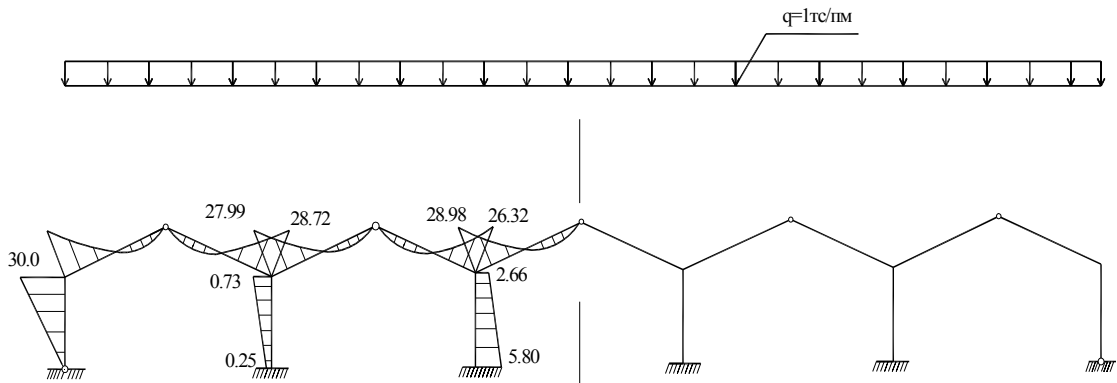


Рис.5.22. Епюри моментів в п'ятипрольотному рамному каркасі

Варіант №1. Пропозиція ЦНІИЭПсельстрой зі зміною опалубних розмірів ригелів /50/. Зазор між ригелями на середній опорі 10см, що на думку авторів не дає можливості здійснити стик двох ригелів із середньою стійкою по типі рам РЖС-21-1600(рис.5.23).

З метою спрощення конструкції з'єднання ригелів зі стійкою, при якій забезпечується простота виконання зварних швів, сполучення середньої стійки з ригелями здійснюється на металевих накладках, що приварюються зварними швами в горизонтальному положенні вертикальних зусиль відриву, в середній частині стійці встановлюють 4 анкерних стрижні діаметром 16 мм класу А-III довжиною 1000 мм. У верхній частині середньої стійки перетином 20x35см додатково встановлюють поздовжню арматуру з 4 стрижнів діаметром 20мм класу А-III при хомутах зі сталі класу А-I діаметром 6мм, встановлених з кроком 100 мм. Поздовжня арматура у верхній частині стійки сприймає різниця згинальних моментів у ригелях, що примикають до середньої стійки.

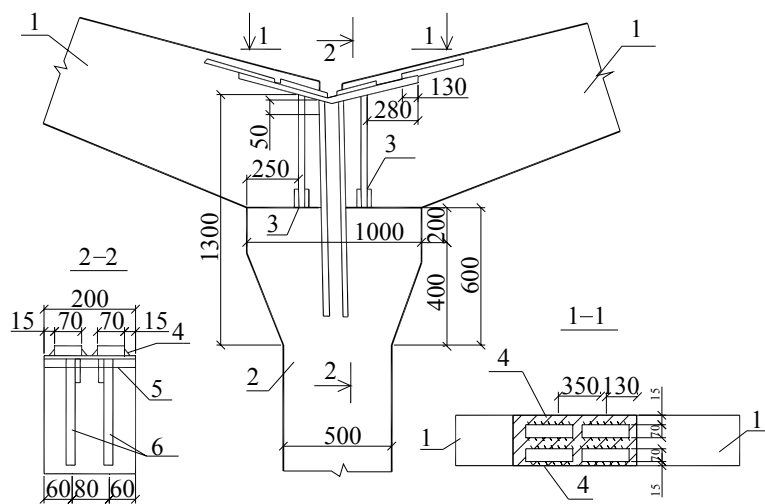


Рис.5.23. Варіант №1 конструкції вузла з'єднання ригелів з середньою стійкою (ЦНІИЭПсельстрой): 1 – ригель; 2-середня стійка; 3- центруюча прокладка; 4-зварний шов 10; 5- $\Phi 20$ А-III довжиною 180; 6- $4\Phi 16$ А-III довжиною 1000

Варіант №2. Пропозиція ЦНІИЭПсельстрой без зміни опалубних розмірів ригелів /50/, з використанням високоміцних болтів (рис.5.24). При цьому повинна бути витримана довжина анкерних стрижнів закладних деталей, що працюють на стиск, у зв'язку з можливими зусиллями, що виникають при нерівномірних опадах опор і виникненням моментів зворотного знака. Зазор між торцями ригелів заповнюється цементним розчином.

Варіант №3. Колишнім інститутом УкрНДДипросільгосп за участю автора розроблений варіант /26,126/ вузла сполучення ригелів із середньою стійкою по а.с.№781287 /56/. Ригелі з'єднуються зі стійкою по типу в піврамах РЖС без зміни опалубних розмірів ригелів (рис.5.25). З'єднання ригелів із

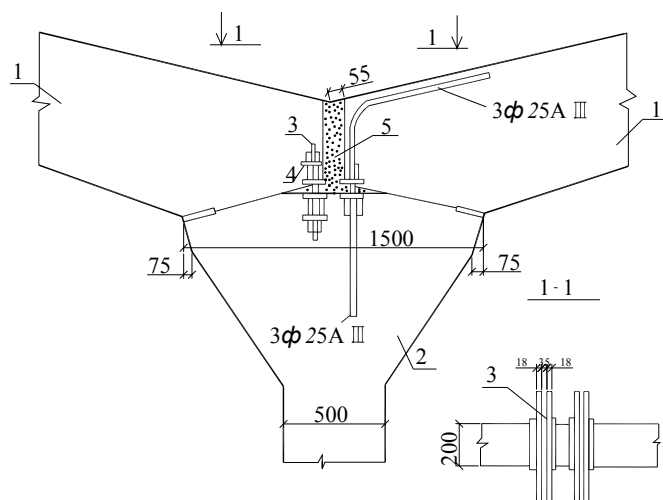


Рис.5.24. Варіант №2 конструкції вузла з'єднання ригелів з середньою стійкою (ЦННІЕПсельстрой): 1 – ригель; 2-середня стійка; 3- високоміцний болт $\Phi 27$; 4-шайба; 5 – цементний розчин

середньою стійкою здійснюється за допомогою зварювання закладних деталей ригелів з кінцем металевого двотавру № 10, заанкереного в залізобетонну стійку. Вузол з'єднання ригелів із середньою стійкою залізобетонної рами містить у собі оголовок стійки з виступом між кінцями обпертих на нього ригелів, закладні деталі і сполучний елемент. Виступ виконаний у виді металевого стрижня, заанкереного в оголовок стійки, а сполучний елемент - у виді об'єднуючих кінців ригелів накладки з отвором, у якому жорстко закріплений кінець стрижня у виді двотавру (рис.5.25).

З'єднання прямолінійних залізобетонних елементів виробляються за допомогою зварювання закладних деталей ригелів і середньої стійки. Виступ у межах перетину ригеля, який виконаний у виді металевого двотавру, зведений до мінімуму /56/. Відпадає необхідність у пластинчастих закладних деталях у торці середньої стійки, а накладки у вузлах рами заміняє одна загальна накладка - сполучний елемент з отвором, що забезпечує надійне з'єднання ригелів зі стійкою.

Використання стикового з'єднання дозволяє зменшити матеріалоемність середньої стійки за рахунок зменшення проміжку між стикуючимися ригелями, знизити вартість на 15%, витрату бетону на 25 % і витрату стали на 5 %.

При конструюванні вузла з'єднання ригелів зі стійкою враховані можливі зусилля, що виникають при нерівномірних осадках опор. Зокрема, звернена увага на те, якщо при основному сполученні навантажень стик сприймає момент визначеного знака, то для анкерних деталей, що працюють на стиск, довжина анкерних стрижнів не повинна перевищувати мінімальних величин, установлених для цього випадку. Це необхідно для виключення можливості роботи стику на момент протилежного знаку.

Як видно на рис.5.25 розрізка вузла сполучення ригелів зі стійкою виконана під кутом, що й у піврамах РЖС, яка забезпечує спрощення конструкцій вузла, простоту виготовлення і транспортування ригелів і стійок багатопрогонового рамного каркасу.

У зв'язку з тим, що багатопрогоновий рамний каркас (рис. 5.14) по своїй розрахунковій схемі є статично невизначеною конструкцією, система має позитивну здатність перерозподілу зусилля. Тобто, якщо при пружному розрахунку зусилля в каркасі перевищує значення, при якому утвориться пластичний шарнір, то зусилля в рамі перерозподіляються на менш навантажені вузли.

У той же час при нерівномірних осадках опор і температурних впливів у статично невизначеній системі будуть виникати додаткові зусилля, які необхідно враховувати при проектуванні. З цієї метою потрібна постановка додаткової арматури або зміна розмірів елементів системи. У зв'язку з цим питанням застосування багатопрогонового рамного каркасу залежить від ґрунтових умов площадки будівництва.

З огляду на те, що розрахункові зусилля в багатопрогоновий рамі не перевищують несучої здатності однопрогоновий рами РЖС-21-1600 при навантаженні 16,0 кН/м з урахуванням власної маси ригеля /125/ при сприятливих ґрунтових умовах оснащення рам типу РЖС-21-1600 і РЖС-18-1600 може застосовуватися в будівництві багатопрогонових каркасних будинків різного призначення з прольотами 18 і 21 м.

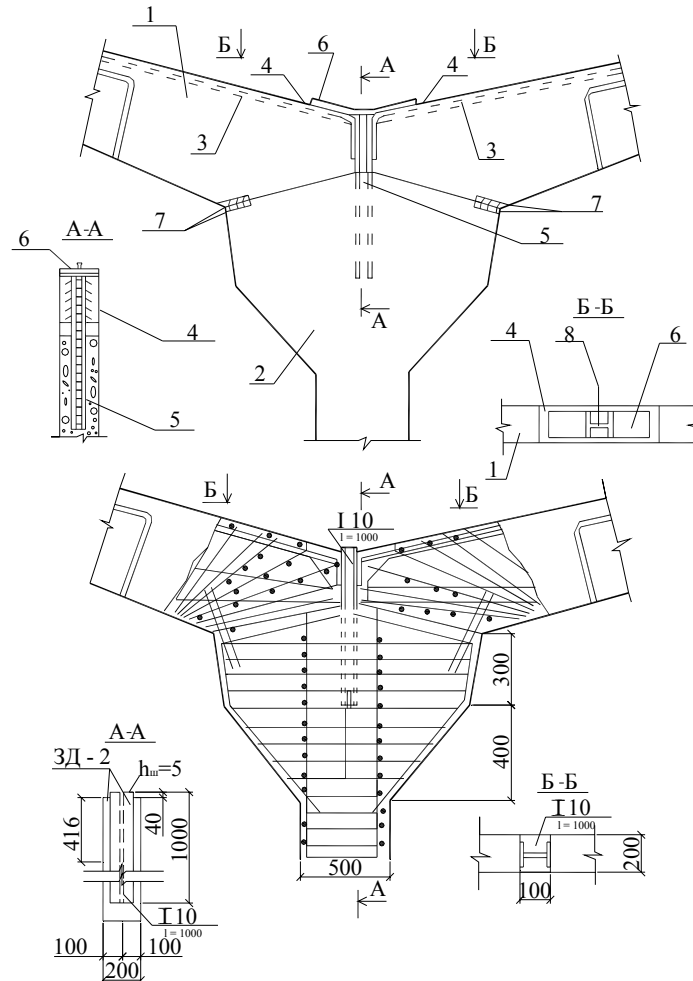


Рис.5.25. Варіант №3 конструкції вузла з'єднання ригелів з середньою стійкою (ЦНИИЭПсельстрой): а- опалубні розміри; б- армування; 1 – ригель; 2-середня стійка; 3- розтягнута робоча арматура; 4- гнута закладна деталь; 5- двутавр

У відповідності про прийнятою розрахунковою схемою багатопрогонового рамного каркаса вузол сполучення крайньої стійки і фундаменту, а також конковий вузол прийнятий шарнірний відповідно до робочих креслень рами РЖС-21-1600.

Вузол сполучення середньої стійки з фундаментом прийнятий жорсткого типу з закладенням у фундамент на 70-80 см.

Вузли сполучення крайньої стійки з ригелем і ригелів із середньою стійкою приймаються за аналогією в рамі РЖС-21-1600.

К. інститутом УкрНДІДіпросільгосп за участю автора, разом з інститутом ЦНИИЭПсельстрой розроблені робочі креслення дослідної конструкції багатопрогонового рамного каркасу з прольотами 21м, за а.с.781287 /56/.

Подальше удосконалювання сільськогосподарських виробничих будинків рамного типу для павільйонної і багатопрогонової забудов доцільно здійснювати на основі застосування залізобетонного каркасу з лінійних елементів з беззварними з'єднаннями у вузлових стиках і ефективних азбестоцементних конструкцій, що обгороджують.

Проведені в цьому напрямку роботи в ЦНИИЭПсельстрое дозволяють припустити, що рамні конструкції з прямолінійних елементів, які виготовляються з бетону класу В50 і попередньо напруженої

арматури класу А-IV з беззварним замковим з'єднанням у карнизному вузлі, будуть економічніше звичайних тришарних рам на 15-20 % по витраті сталі і на 20-25% по витраті бетону.

Інститутом ЦНИИЭПсельстрой було проведено порівняння варіантів каркасів трипролітних сільських будинків (18 x 3 м). При цьому передбачалося однакове покриття і стінове огороження. Різниця в конструкції фундаментів не враховувалася (табл. 5.2).

Аналіз зіставлення варіантів показав, що по простоті виготовлення і монтажу конструкція італійської фірми Метекно значно уступає балковій схемі інституту ЦНИИПромзданий. При цьому, вузол сполучення ригеля зі стійкою інституту ЦНИИПромзданий, вирішений у традиційному для вітчизняного будівництва варіанті на зварюванні закладних деталей з точністю виготовлення елементів у межах існуючих допусків і посадок.

Для пристрою вузлів фірми Метекно потрібні складні конфігурації закладні деталі і ретельне виготовлення елементів конструкцій при практично нульових допусках при монтажі.

Зіставлення техніко - економічних показників конструктивних рішень багатопрогонових каркасів будинків довело, що багатопрогоновий рамний каркас із залізобетонних лінійних елементів за пропозицією ЦНИИЭПсельстрой і к. УкрНДДіпросільгосп (за участю автора) являється найбільш економічним та найменш матеріаломистким (табл. 5.2).

Для застосування в конструкціях, що обгороджують, доцільно створити комплексні азбестоцементні екструзійні (повного заводського виготовлення) панелі коробчатого перетину з заповненням порожнечі ефективним утеплювачем і пристроєм покрівельного килима і пароізоляції необхідних характеристик. Прикладом таких панелей може служити екструзійна азбестоцементна плита шириною 60 см і висотою 12 см із заповненням порожнечі мінеральною ватою, що випускається НПО "Азбестоцемент" у м. Воскресенську. Проведені розрахунки показують, що в існуючому виді ця плита може бути застосована як комплексна панель (з укладанням утеплювача в порожнечі і пристроєм необхідної пароізоляції) в основному для пристрою стін у пташниках для широкого будівництва в районах із зовнішніми температурами найбільш холодної п'ятиденки не нижче -21°C . Екструзійні азбестоцементні плити товщиною 6см можуть бути застосовані в перегородках сільськогосподарських виробничих будинків (табл.5.3).

ЦНИИЭПсельстрой проводить комплекс робіт, спрямованих на організацію експериментального будівництва пташників на Александрівській птахофабриці Рязанської області (температура найбільш холодної п'ятиденки -27°C) із застосуванням рамних каркасів з попередньо напружених залізобетонних лінійних елементів з беззварним вузловим стиком, комплексних екструзійних азбестоцементних панелей стін і екструзійних перегородок з попередньо напружених азбестоцементних панелей покриття типу АКД довжиною 3м по попередньо напружених залізобетонних прогонах при кроці рам 6м. Номенклатура цих конструкцій приведена в табл.5.4.

Прийняті конструктивні рішення у відомій мірі прив'язані до сформованих типів огорожуючих конструкцій сільськогосподарських виробничих будинків. Так, наприклад, ухил покрівлі 1÷4 визначається необхідністю пристрою вентиляованих покриттів з азбестоцементною покрівлею /50/.

Однак екструзійні профілі в тім виді, у якому вони зараз випускаються, мало підходять для цих цілей і вимагають подальшого удосконалення. Тому доцільно удосконалити технологію виробництва з метою одержання плит більшої товщини і ширини з ефективними стиками, паро- і гідроізоляцією, що поліпшить теплотехнічні характеристики виробу і значно розширить припустимі області їхнього застосування. Здійснення зазначених заходів відкриє можливість відмовитися від покриттів з великим ухилом і поліпшити конструкцію несущого каркасу.

Паралельно з розробкою каркасів багатопрогонових будинків необхідно провести узагальнення і натурне обстеження покриттів багатопрогонових будинків для уточнення і пророблення рішень по пристрої водостоків, розжолобків і ліхтарів.

5.3 Аналіз результатів досліджень і випробувань блокованих і багатопрольотних каркасів

Як відомо багатопрольотний каркас будинку дозволяє вільно розміщувати технологічні лінії і повніше використовувати виробничі площі. Раціональною є схема рамного каркаса з шарнірами в конкових вузлах і у вузлах спряження крайніх стійок з фундаментами.

При такій схемі розрізка рамного каркаса обов'язкова. Місце розрізки вибирають з урахуванням можливості простоти виготовлення, транспортування і монтажу елементів рам. На основі досвіду промислового і цивільного будівництва розрізка рам була передбачена на карнизних вузлах, тобто в зоні сполучення ригеля зі стійкою/51/.

Конструкція рам типу РЖС (рис.5.26а) була прийнята за основу при розробці нових рам (рис.5.26,б). Нова конструкція розроблена під уніфіковані навантаження 21,0; 18,0 і 15,0кН на 1 пог.м ригеля без урахування його власної маси, з урахуванням уніфікації висоти стійки і з урахуванням можливості використання її елементів в каркасах одно- і багатопрольотних будинків. Остання обставина, а також облік технології виготовлення, укрупнення збірки і монтажу примусили змінити кут розрізки вузла сполучення ригеля із стійкою так, щоб сполучення арматурних випусків було по зовнішній грані ригеля. Це спростило його конструкцію і замонолічування вузла після збірки.

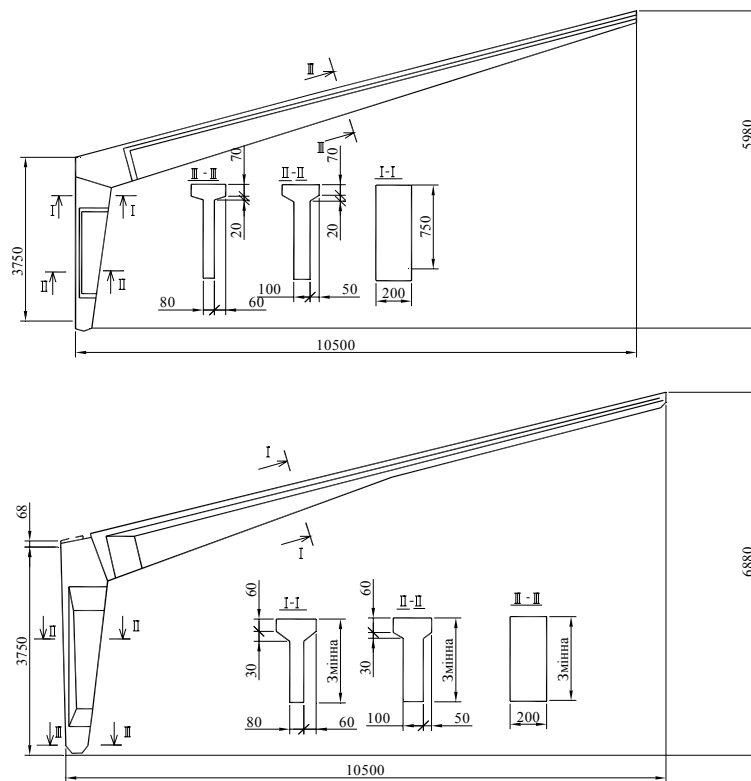


Рис.5.26. Конструкція розрізних рам:
а – рама типу РЖС-21-1600; б – нова конструкція

У рамах типу РЖС при укрупненій збірці доводилося сполучати електродуговою зваркою арматурні випуски стійки із закладною деталлю ригеля. На цю відповідальну операцію йшло приблизно 60 --80 хвилин. Конструкція вузла нової рами відрізняється тим, що при укрупненій збірці його з'єднання здійснюється за допомогою зачіплюючихся між собою шипів, приварених до арматурних стрижнів ригеля і стійки так, щоб зусилля з одного елемента на інший передавалися через торці шипів. Пристрій беззварного з'єднання ригеля зі стійкою підсилює надійність вузла і істотно зменшило трудовитрати при укрупненій збірці піврам /51/.

При тавровому перетині ригеля рами його кінець, що примикає до конкового вузла, посилювався переходом на прямокутний перетин. Така конфігурація утрудняла виготовлення ригелів для різних прольотів в єдиній опалубці. У новій конструкції рам ригель має тавровий перетин аж до конкового вузла, що спрощує виготовлення ригелів.

Елементи рам таврового перетину РЖ і РЖС армують плоскими арматурними каркасами, до подовжніх стрижнів яких електрозваркою приварюють хомути. У новій конструкції в ригелі замість хомутів застосована плоска арматурна спіраль. Це дозволило відмовитися від електрозварки, перейти на мали діаметри і крок спіралі, одночасно одержавши економію арматурної сталі і підвищивши тріщиностійкість. Застосування арматурної спіралі дозволило перейти до попередньонапруженої конструкції ригеля, застосувавши для подовжнього армування арматурну сталь класу А-1У. Для стійки через її малу довжину був прийнятий звичний варіант армування сталлю класу А-Ш. Клас бетону попередньонапруженого ригеля прийнятий В50, для стійки В35. Розрахунок і конструювання ригеля і стійок напіврам вироблялося відповідно до СНиП /68/.

ЦНИИЭПсельстрой запропоновано наступні габаритні схеми елементів багатопрольотного каркасу /50/. Для багатопрольотних будинків прольотами 21м відмітка низу ригеля або балки у колон

повинна бути рівна 3,0м, а для будинків прольотами 18м – 3,0 ; 3,6; 4,8 і 6,0 м. Для однопрольотних будинків - відповідно 2,7; 3,0; 3,3; 3,6 і 4,8м.

Таким чином, номенклатура для одно- і багатопрольотних будинків вимагає два типорозміру ригелів і шість типорозмірів стійок.

Для виготовлення ригелів передбачено використовувати один тип оснащення, що має вкладиші - відсікачі, призначені для рам прольотом 18 м. Для виготовлення стійок намічено використовувати два типорозміру оснащення, що має також вкладиші. Один типорозмір оснащення призначений для стійок відповідних відміток 2,4; 2,7 і 3,0 м, а другий – 3,6; 4,8 і 6,0 м.

Для виготовлення елементів рамних каркасів одно- і багатопротітних будинків (рис.5.27) потрібно один типорозмір оснащення для ригелів і по два типорозміри оснащення для крайніх і середніх стійок .

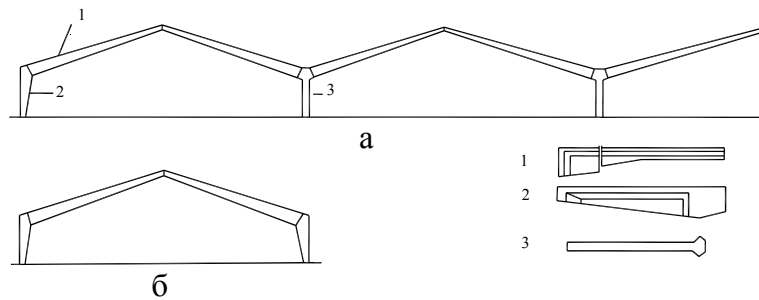


Рис.5.27. Рамні каркаси з лінійних елементів:
а- для багатопрольотних споруд; б – для однопрольотних споруд;
1-ригель; 2- крайня стійка; 3- середня стійка

Конструкції рамного каркаса розроблялися в першу чергу під навантаження 21,0 кН на 1 пог.м ригеля. Подальші розробки каркасу під інші навантаження звелися до перерахунку тільки армування рам /50/.

ЦНИИЭПсельстрой розроблена частина приведеної вище номенклатури, а саме: технічні рішення однопротітних рамних каркасів прольотами 18 і 21 м і робочі креслення дослідних зразків цих каркасів під навантаження 21,0 кН на 1 пог.м ригеля /табл.5.4;5.5 /.

Ефективність конструкції багатопротітних каркасів визначають шляхом порівняння з аналогічними рішеннями однопротітних каркасів.

З новим конструктивним рішенням порівнювалися суцільні рами типу ПР-21-2, які мають прямокутні перетини ригелів і стійок, а також рами Р-21-2100 з двотавровими перетинами ригелів і стійок. Рами першого типу розроблені інститутом ЦНИИЭПсельстрой, Гипронисельхоз і НДІЗБ. Робочі креслення цих рам затверджені Держбудом СРСР як типові. У табл.5.6 дана витрата бетону і сталі на кожному з даних рам, розрахованих на навантаження 21,0 кН на 1 пог.м ригеля без урахування його власної маси.

Таблиця 5.6

Витрата бетону і сталі на піврами

Найменування рами	Перетин	Витрата матеріалів		Примітка
		Бетон,м3	Сталь, кг	
РЖС-21-2100	Таврові	0,82	377	Бетон В50, сталь А-1У
ПР-21-2	Прямокутне	1,36	375	Бетон В30, сталь А-Ш
Р-21-2100	Двотаврові	0,87	152	Бетон В30, сталь А-Ш

З табл. 5.6 видно,що розроблена конструкція напіврам набагато економічніша порівнюваних. Економічний ефект досягнутий не тільки за рахунок використання високоміцного бетону і попередньої напруги. Арматурою для нової конструкції, замість звичайно вживаної сталі класу А-Ш, була прийнята сталь класу А-1У, що стало можливим при заміні зварних каркасів на плоску арматурну спіраль /50 /.

Заміна двотаврового перетину (тим більше прямокутного) на таврове дозволила раціональніше використовувати бетон і сталь, що дало при приблизно рівних витратах бетону в рамах типу Р-21-2100 і РЖС-21-2100 економію сталі на 20%. Економічний ефект досягається також за рахунок застосування

нового виду армування – плоскою арматурою спіралі, переходу на плоскі каркаси, які простіші у виготовленні.

На користь розрізних рам говорить також мала металоємність оснащення, можливість використання наявного технологічного устаткування для виготовлення елементів ригелів і стійок рам, простота транспортування.

Додаткову операцію – укрупнену збірку піврам при беззварному з'єднанні можна виробляти на будмайданчику із застосуванням елементарних пристосувань у вельми короткий термін – близько 5-10 хвилин на одну півраму /50/.

Беззварний вузол ригеля зі стійкою вперше був розроблений стосовно розрізної рами РЖС-21-1600. Розробка проводилася з урахуванням можливості виготовлення ригелів і стійок в старому оснащенні, підданій мінімальній переробці. Дослідні зразки склалися із стійки, фрагмента ригеля завдовжки 4,2 м. До їх арматурних каркасів були приварені два сталевий шипи діаметром 40 і завдовжки 100 мм. Ділянка ригеля, примикаючи до стійки, мала подовжні стрижні, вигнуті в карнизному вузлі, до кінців яких були приварені такі ж два шипи, як і до стійки.

Зібрані зразки випробовувалися на спеціально виготовленому стенді по схемі, що забезпечує таке співвідношення згинаючого моменту, подовжньої і поперечної сил, яке відповідає дійсній роботі вузла сполучення ригеля зі стійкою в рамному каркасі. Всього було випробувано три дослідних зразки.

Аналіз результатів випробувань дозволив застосувати дане рішення беззварного стику при розробці нової конструкції розрізної рами.

Конковий вузол тришарнірної рами у всіх проектних розробках посиленій армуванням, а для двотаврового і таврового перетинів – і бетоном, за рахунок переходу перетинів в прямокутне. У новій конструкції тавровий перетин продовжений до конкового шарніра, тобто посилення вузла бетоном відсутній. Конковий вузол посиленій плоскою арматурною спіраллю і товстою закладною деталлю, що має достатньо могутні анкерні стрижні.

Для визначення фактичної несучої здатності конкового вузла були проведені випробування трьох фрагментів вузла по схемі, що забезпечує його роботу під навантаженням аналогічно роботі в рамному каркасі. Фрагмент вузла є відрізком ригеля завдовжки 600 мм, посиленій на відсіченому торці сталеву плитою, до якої були приварені торці подовжніх стрижнів ригеля. Випробували вузли на гідравлічному пресі. При випробуваннях навантаження на конковий торець ригеля передавалося через каток діаметром 32 мм. Всі три зразки, відмінні один від одного товщиною закладної деталі і класом бетону, руйнувалися через одночасне розколювання бетону і його зім'яття під закладною деталлю.

Результати випробувань показали, що тріщиностійкість і несуча здатність конкового вузла рами у великій мірі залежить від товщини закладної деталі. При її товщині 20 мм несуча здатність рам нового типу цілком забезпечена. Ця товщина була прийнята при розробці рам.

Для прискорення першого етапу експериментального дослідження було вирішено виготовити і випробувати рамний каркас, який відрізнявся б від розробленої конструкції класом бетону і звичним армуванням. Таке рішення було ухвалене виходячи з умов виготовлення елементів напіврам в дерев'яному оснащенні. З цією метою була розроблена конструкція дослідного зразка рами.

Розробка робочих креслень і розрахунок конструкції рами проводилися по СНиП /68/. При розробці конструкції були прийняті: клас бетону В35, повздовжня арматура ригелів – сталь класу А-Ш, поперечна арматура – плоска арматурна спіраль із сталі діаметром 5 мм класу В-1. Повздовжня арматура стійок – сталь класу А-Ш, поперечна арматура – сталь класу А-1 діаметром 10 мм.

Дослідні зразки виготовлялися в відповідності з робочими кресленнями, розробленими інститутом ЦНИИЭПсельстрой.

Випробування рами проводилося в стендовому залі лабораторії залізобетонних конструкцій ЦНИИЭПсельстрой по методиці, що передбачає завантаження кожного ригеля чотирма зосередженими силами за допомогою гідравлічних домкратів через сталеву тягу і траверси по загальноприйнятій методиці.

При нормативних односторонньою тимчасовому і повному навантаженнях ширина розкриття тріщин не перевищувала 0,12 мм. Прогин конка рами при повному нормативному навантаженні склало 6,31 см. При розрахунковому навантаженні спостерігалось збільшення ширини розкриття тріщин без ознак структурного руйнування в найбільш напружених перетинах.

При навантаженні 26,1 кН/м ригелі з урахуванням його власної маси у верхній частині таврового перетину стійки було зафіксовано значне розкриття тріщин в розтягнутій зоні бетону (близько 1 мм). При витримці під цим навантаженням тріщини розвинулися по перетину, після чого відбулося руйнування стиснутої зони бетону. Поведінка стійки рами безпосередньо перед руйнуванням свідчить

про те, що вичерпання її несучої здатності відбулося внаслідок текучості розтягнутої арматури з подальшим руйнуванням стиснутої зони бетону.

За наслідками випробувань бетонних кубів встановлено, що міцність бетону стійок складала 26,0 МПа, а бетону ригелів – 35,0 МПа. Випробування арматури показали наступні межі текучості арматурної сталі : сталь діаметром 28 мм класу А-Ш ст = 4000кг/см², діаметром 12 мм класу А-Ш, ст = 4360 кг/см².

Аналіз результатів випробувань, проведений з урахуванням фактичних фізико-механічних характеристик бетону і сталі, показав, що прийнята методика розрахунку і конструювання повністю відповідає нормам проектування, по яких була розрахована і розроблена розрізна рама під навантаження 21,0 кН на 1 пог.м ригеля.

Оцінка характеру тріщиностійкості і ширини розкриття тріщин показала, що варіанти із звичним армуванням, так і з попереднім натягненням арматури можуть бути реалізовані при однакових опалубних розмірах елементів рам.

Таким чином, найекономічнішим рішенням залізобетонного каркасу багатопролітної сільської будівлі виробничого призначення є рамний каркас, що складається з лінійних елементів з беззварними з'єднаннями у вузлових стиках і ефективним покриттям на основі азбестоцементних полегшених плит.

У подальших роботах доцільно, не міняючи опалубних розмірів розробити конструкцію рам з бетону класу В35 із звичним армуванням, продовжити розробку і випробування багатопролітних рам.

З метою уточнення напружено-деформованого стану блокованого рамного каркасу зі вставкою Київським інженерно-будівельним інститутом були проведені випробування двопрольотного поперечника, що складається з двох рам РЖС-21-1600 зі вставкою 2,8м у вигляді плити ПР-30х45-200, яка спиралася на карнизні вузли рам /127/.

При цьому передбачалося рішення наступних задач :

- дослідження міцності, жорсткості і тріщиностійкості двопрольотного рамного каркасу зі вставкою при блокуванні серійних рам;
- дослідження впливу шарнірно-нерухомого і шарнірно-рухомого способу сполучення вставки з рамами.

Випробування двопрольотного блокованого рамного каркасу зі вставкою проводилося на Київському комбінаті будівельних конструкцій у складі моноблоку, що включає три плоских каркаси, які були розкріплені в'язями і плитами (рис.5.28).

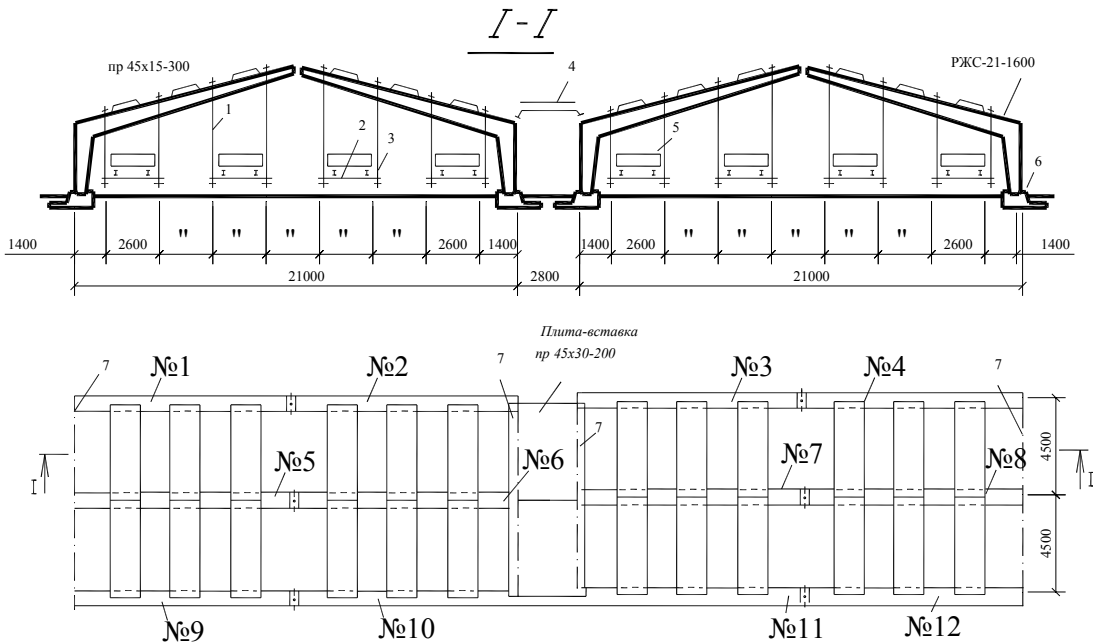


Рис.5.28. Загальний вигляд блокованих рамних каркасів і завантажувальних пристроїв:
 1-тяж; 2- траверса; 3- ричаг ; 4- плита пригруза ; 5- фундаментний блок ФС;
 6- фундаментами; 7- вертикальний зв'язок ; № 1-12- номери піврам

При випробуванні першого двопрольотного рамного каркасу плита-вставка була з одного боку приварена до закладних деталей карнизного вузла напіврам №6 і №10, з другого боку вільно спиралася через прокладки на аналогічні вузли напіврам №7 і №11, що відповідало шарнірно-рухомому з'єднанню /127/. При випробуванні другого рамного каркасу плита-вставка була приварена до шарнірних вузлів напіврам № 2,3,6,7 з обох боків, що відповідало шарнірно-рухомому з'єднанню (рис.5.29).

Деформації робочої арматури в найбільш напружених місцях замірялися електротензодатчиками з базою 20 мм. Крім того, в окремих крапках замірялися деформації стиснутої зони бетону, а також переміщення фундаментів, карнизних вузлів і ригелів рам. Фіксувався також розвиток тріщин.

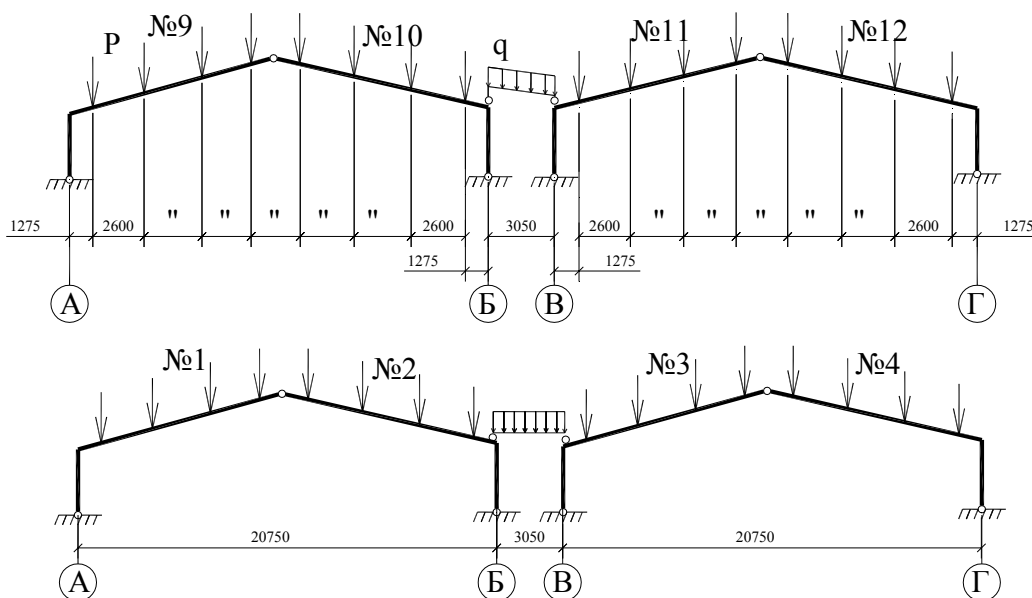


Рис.5.29. Схема завантаження БРК. Ступені завантаження:

а – випробування 1; б – випробування 2; Р – навантаження на ригель;
 $q = 5.46$ кН/м – навантаження на вставку; №1-4 ;9-12 - номери піврам

Фактична міцність бетону – 30 МПа, границя текучості арматури діаметром 25 мм – 407 МПа, а діаметром 22 мм – 420 МПа.

Завантаження поперечника вироблялося фундаментними блоками за допомогою пристроїв важелів по загальноприйнятій методиці. Навантаження на вставку прийняте 5,4 кН/м, що відповідає постійному і сніговому навантаженню з урахуванням утворення снігового мішка.

При нормативному навантаженні (зосереджена сила на ригель – 33,31 кН і рівномірно розподілена на плиту-вставку – 12,81 кН/м) одержані наступні результати.

Випробування рамного каркасу з шарнірно-рухомих з'єднаннях вставки. Ширина розкриття тріщин в ригелі і стійці – 0,15мм. Максимальний прогин ригеля – 50 мм або 1/420 прольоту. Руйнування рамного каркасу відбулося в стійці (перетин №1) поблизу карнизного вузла піврами №9 унаслідок текучості розтягнутої арматури до руйнування стиснутої зони бетону (рис.5.28). Перевищення руйнуючого навантаження рами РЖС-21-1600 над розрахунковим (у кН/м) складає $22,62/15,74=1,44$, що більше 1,25 по ГОСТ/3/.

Випробування рамного каркасу з шарнірно-нерухомим з'єднаннях вставки. Ширина розкриття тріщин в стійці - 0,15 мм, в ригелі – 0,2 мм. Максимальний прогин ригеля – 58 мм або 1/326 прольоту рами. Руйнування рамного каркасу відбулося в стійці (перетин 2) поблизу карнизного вузла напіврами №4 унаслідок текучості розтягнутої арматури до руйнування стиснутої зони бетону (рис.5.28). Перевищення руйнуючого навантаження рами РЖС-21-1600 над розрахунковою (у кН/м) складає $20,17/16,01=1,26$, що відповідає ГОСТ /3/.

Різниця у вказаних коефіцієнтах запасу (на 13%) на думку авторів пояснюється тим, що в першому випадку кожна з двох рам, входящая до складу моноблоку, працює як окрема стояча тришарнірна рама. У разі шарнірно-нерухомого з'єднання плити-вставки відбувається перерозподіл зусиль в елементах блокованого статично невизначного рамного каркасу, що приводить до розвантаження внутрішніх напіврам і перевантаження крайніх стійок напіврам моноблоку і зниженню їх несучої здатності.

Проведені розрахунки /127/ показали, що різниця теоретичних значень згинаючих моментів в карнизних вузлах внутрішніх і зовнішніх напіврам блокованого рамного каркасу, з урахуванням перерозподілу зусиль в порівнянні з рамою, що окремо стоїть, складає 11,65%.

Таким чином, рами типу РЖС-21-1600 можна використовувати в блокованих рамних каркасах зі вставкою. Спосіб застосування вставки до карнизного вузла рам робить вплив на напружено-деформований стан і несучу здатність блокованого рамного каркасу.

Шарнірно-рухоме спряження рам зі вставкою не знижує її несучу здатність в порівнянні з рамою, що окремо стоїть. Шарнірно-нерухоме спряження рам зі вставкою знижує несучу здатність блокованого рамного каркасу на 13%. Отже, необхідно забезпечити вільне обирання і переміщення одного з кінців вставки.

5.4. Нові каркасні будинки з тришарнірних залізобетонних рам

В НАУ автором були розроблені нові конструктивні схеми і вузли каркасних будинків із тришарнірних залізобетонних рам на рівні винаходів (рис. 5.30, 5.31).

На рис.5.30,а показана конструктивна схема рамного каркасу будинку, де блок-модуль складається з чотирьох рам, причому блок - модуль можуть нарощуватися в обох напрямках у плані. Крайні кутові стійки передбачені з шарнірною опорою у фундаменті, середні - з жорсткої. У вузлі А з'єднання прямолінійних залізобетонних елементів у розтягнутій зоні виробляється шляхом заведення відрізків труб малого діаметра 1, приварених до гнutoї закладної деталі 2 ригеля в прямокутний отвір металеві труби 3 з наступною їхньою фіксацією за допомогою П- подібного стрижня 4, а в стиснутій зоні шляхом установки закладної деталі у виді швелера 5, що виключає взаємний зсув ригеля і стійки (рис.5.31,а).

На рис.5.30,б представлена схема рамного каркаса будинку, що складається з блок - модулів, що включають дві залізобетонні рами, які перетинаються в конковому вузлі під деяким кутом. Конструкція розроблялася з такою умовою, щоб блок - модуль можна було нарощувати в обох напрямках будинку. При цьому необхідно вирішувати вузли сполучення двох - чотирьох ригелів з однією стійкою. Ці вузли аналогічні вузлові А, показаному на рис. 5.30,а. Для схеми на рис.5.30,б був розроблений вузол Б, що включає сполучення чотирьох ригелів (рис.5.31,б). Необхідною умовою конструювання цього вузла є шарнірне з'єднання ригелів. Між торцями ригелів установлюється залізобетонний куб 6, сторона якого дорівнює висоті торця ригеля 7. З чотирьох сторін куба встановлюються закладні деталі 8, до яких по осі куба приварюються відрізки труб 9. Такого ж діаметра відрізок трубки 10 приварюється до закладної деталі, розташованої в торці ригеля. Під час монтажу відрізки трубок на ригелі і куби сполучаються і шплінтуються.

На рис.5.30,в представлена схема будинку, круглого в плані, що включає залізобетонні піврами. При цьому залізобетонне кільце служить фундаментом для каркасу будинку, що сприймає розпір. Стійка піврами з'єднана з фундаментом шарнірно (рис.5.31,в). Улаштовують фундамент таким чином, щоб він міг сприймати горизонтальну і вертикальну складову зусиль від п'яти рами. Конковий вузол виконаний з умови з'єднання декількох ригелів і являє собою залізобетонне кільце, що забезпечує шарнірне з'єднання (рис.5.31,б). Тут замість залізобетонного куба використовується залізобетонне кільце.

На рис.5.30,г представлена схема рамного каркаса будинку, круглого в плані. Конструктивною особливістю є пристрій загальної залізобетонної стійки декількох ригелів, що розташовуються по радіусі окружності. Стійка жорстко кріпиться до фундаменту. До стійки може кріпитися різна кількість ригелів. На рис.5.31,а показаний вузол А - місце кріплення ригелів до стійки.

На рис.5.30,д представлена рамна конструкція, яка зведена шляхом пристрою малого рамного каркасу на великий. У конструкції використовується три залізобетонних кільця, що служать:

- **велике кільце** влаштовується у виді фундаменту по всьому периметру великої окружності. Воно служить для шарнірного обпирання стійок нижніх піврам на кільце-фундамент. Вузол обпирання **В** приведений на рис.5.31,в;

- **середнє кільце** перемінної товщини виконує дві функції. Воно є місцем пристрою конкового вузла для нижньої піврами і шарнірного обпирання стійок верхніх піврам. Перемінна товщина збільшує надійність кільця в місцях з'єднання ригеля нижньої піврами і стійки верхньої піврами. З'єднання виробляється в одному перетині, тому що верхня і нижня рами утворюють одну площину. Конструкція вузла **Г** приведена на рис. 5.31,г. Конструктивна особливість викликана тим, щоб зменшити величину розпору ригеля 7 нижньої піврами за рахунок дії розпору від стійки 11 верхньої піврами. До закладної деталі 8, розташованої в торці ригеля, приварюють відрізок стрижня малого діаметра 12, який упираючись у закладну деталь стійки 13 піврами утворює шарнір;

- **мале кільце** несе функції конькового вузла для верхніх піврам. Конструкція вузла Д приведена на рис.5.31,д. Це кільце має невеликий діаметр. Виготовляється воно перемінної товщини з пристроєм гнучої закладної деталі. Шарнірне обпирання ригеля забезпечується зварюванням до закладної деталі ригеля відрізка стрижня 12.

На рис.5.30,е представлена рамна конструкція- круга в плані. Для збільшення корисної площі тришарнірні рами розташовуються по окружності з одною загальною стійкою, що жорстко закріплена у фундаменті. Стійки піврам, розташовані до окружності, мають шарнірні обпирання. Вузли А, Б, В приведені відповідно на рис.5.31а, б, в.

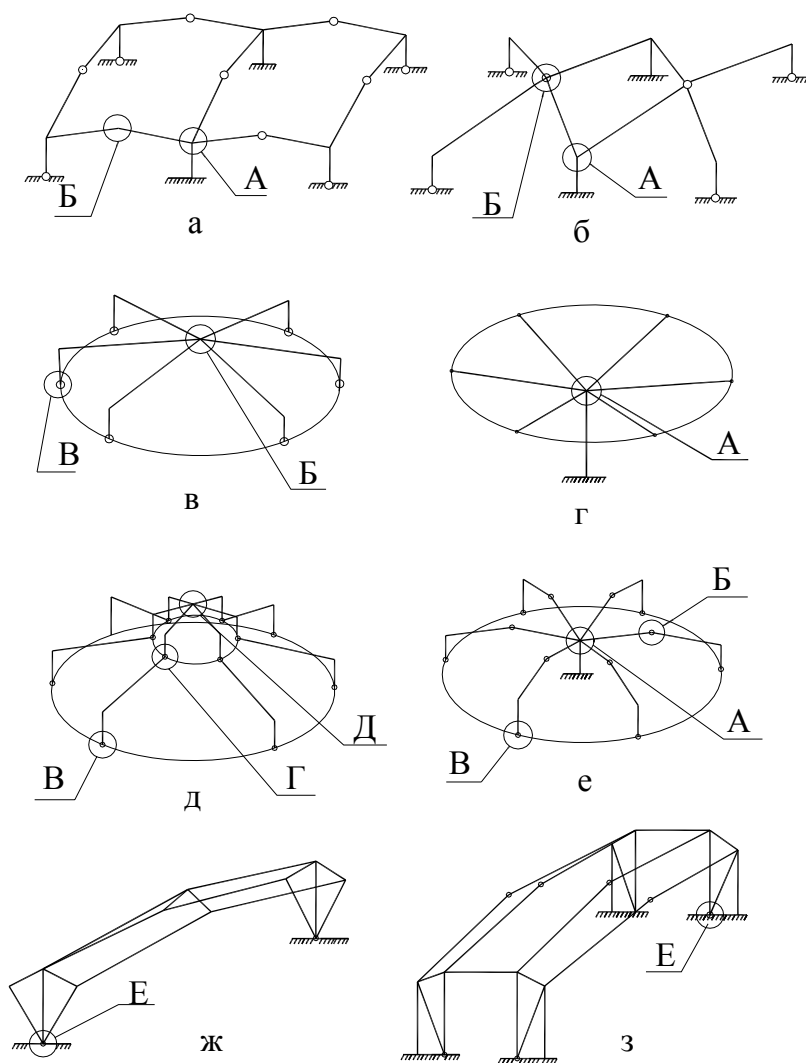


Рис.5.30. Конструктивні схеми каркасів споруд із тришарнірних залізобетонних рам

На рис.5.30,ж. представлений рамний каркас однопрогонового будинку, що включає три тришарнірні рами, які з'єднані між собою розпірками. Розпірки з'єднують між собою ригелі піврам с кроком, що підбирається в залежності від навантаження на ригель від матеріалу і від ряду інших факторів. Виконують розпірки зі сталі, що працюють тільки на розтягання. Для даної схеми розроблена конструкція фундаменту дрібного закладення, що забезпечує шарнірне обпирання стійок на нього (рис. 5.31,е). Це кутовий фундамент, у який спирають три стійки напіврам, причому одну вертикально, а дві інші із симетричним нахилом. Можуть бути запропоновані схеми багатопрогових будинків, що складаються з двох і більше прольотів каркасів. У цьому випадку проміжні стійки жорстко закріплюють у фундаменті.

На рис.5.30,з. представлена схема каркасного будинку, виконаного із залізобетонних піврам.

Представлена конструкція є модульним каркасом для такого типу будинків, що складається з двох вертикальних тришарнірних рам і двох похилих. При цьому утвориться пара з похилої вертикальної рами, шарнірно обпертої у фундамент дрібного закладення - вузол Е (рис.5.31,е). Для забезпечення стійкості рамні конструкції з'єднані сталевими розпірками.

Таким чином, отримані конструктивні схеми і вузли будинків і споруд з піврам, що серійно випускаються, мають архітектурну виразність.

Розглянуті будинки і споруди можуть бути використані для сільських громадських будинків (павільйони, торговельні зали, ринки, басейни, спортзали, виставки, т.ін.), а також будинки і споруди сільгоспавіації.

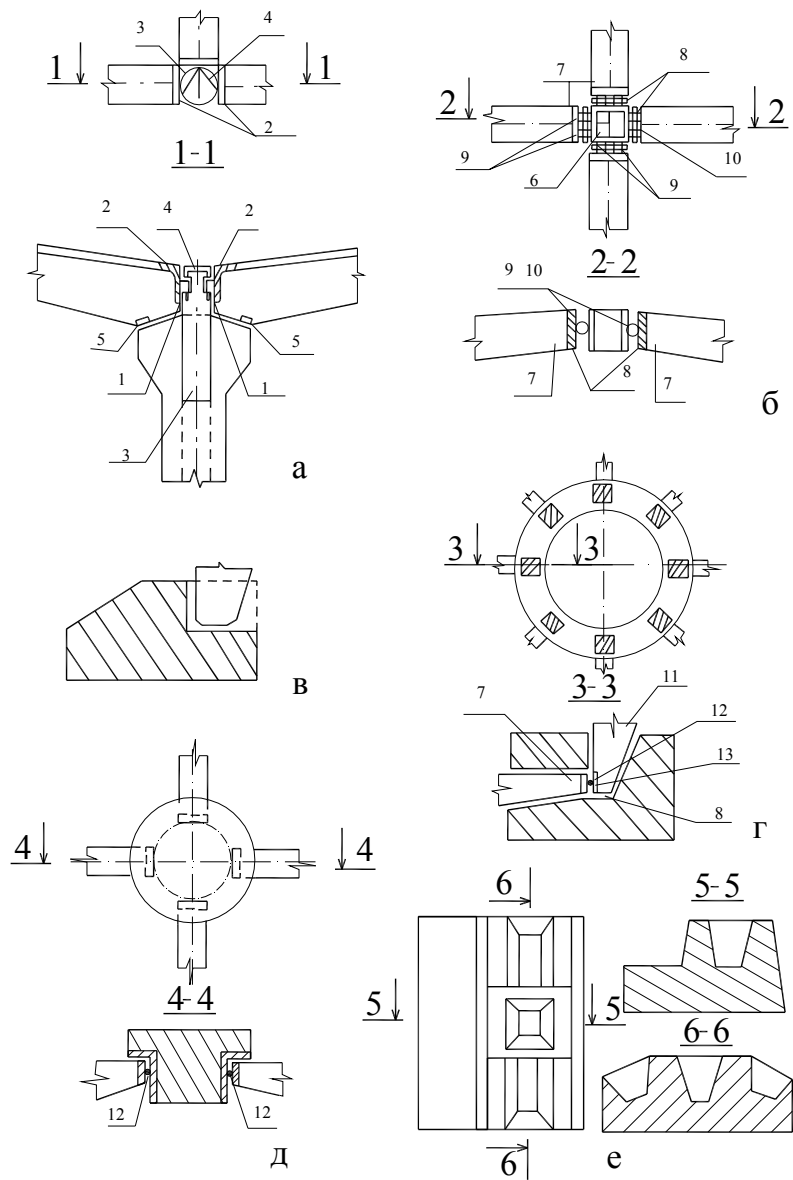


Рис. 5.31. Вузли з'єднань елементів каркасу

1.Будівництво одноповерхових багатопрогнових виробничих будинків у рамних конструкціях у даний час ще не вийшло за межі розробок і експерименту, що починається. Однак, тенденції в цьому напрямку чітко виражені в передовому досвіді сільськогосподарського будівництва. Застосовується також принцип блокування однопрогнових каркасів із тришарнірних залізобетонних рам впритул або з вставками.

2.Ефективним типом каркасів одноповерхового багатопрогнового будинку є конструкція залізобетонного рамного каркасу зі складених прямолінійних елементів по типу РЖС, розробленого інститутами к. УкрНДІДіпросільгосп і ЦНИИЭПсельстрой.

Теоретично підтверджена можливість використання армування ригелів і крайньої стійки піврам РЖС-21-1600 для багатопрогонового рамного каркасу. Оснащення піврам РЖС-21-1600 і РЖС-18-1600 можуть застосовуватися в будівництві багатопрогонових каркасних будинків із прольотами 18 і 21 м. Конструкція вузла сполучення ригелів із середньою стійкою прийнята в робочих кресленнях по а.с.№781287.

3. Аналіз результатів експериментально-теоретичних досліджень показав, що рами типу РЖС можна використовувати в блокованих рамних каркасах із вставкою. Спосіб застосування вставки до карнизного вузла рами впливає на напружено-деформований стан і несучу здатність блокованого рамного каркасу. Шарнірно-нерухомий стан рам із вставкою знижує несучу здатність блокованого рамного каркасу на 13%, а шарнірно рухомий не впливає на її несучу здатність у порівнянні з окремо стоячою рамою. Отже, необхідно забезпечити вільне обпирання і переміщення одного з кінців вставки.

4. Перспективним типом залізобетонного каркасу багатопрогонового сільського будинку виробничого призначення є рамний каркас, що складається з лінійних елементів з беззварними з'єднаннями у вузлових стиках, спіральним армуванням, попередньою напругою арматури в ригелях і ефективному покритті на основі азбестоцементних полегшених плит.

Аналіз результатів випробувань однопрогонової рами, проведений з обліком фактичних фізико-механічних характеристик бетону і сталі, показав, що прийнята методика розрахунку і конструювання цілком відповідає СНиП /68/, відповідно до якого були запроєктовані розрізна рама під навантаження 21,0 кН/м ригеля. Оцінка характеру тріщинотворення і ширини розкриття тріщин показала, що варіанти як зі звичайним армуванням, так і з попереднім напруженням арматури можуть бути реалізовані при однакових опалубних розмірах елементів рам.

5. Подальші дослідження тришарнірних залізобетонних рам у складі блокованих і багатопрогонових рамних каркасів варто направити на розробку ефективних об'ємно-планувальних і конструктивних рішень каркасних будинків. При цьому необхідно передбачити:

- аналіз і вибір оптимальних розрахункових схем блокованих із вставкою і з багатопрогоновими рамними каркасами;
- розробку ефективних конструкцій вузлів сполучення рам у блокованих і багатопрогонових рамних каркасах;
- уніфікацію елементів каркасу, конструкції яких дозволить їхнє застосування як в однопрогонових, так і в багатопрогонових і блокованих будинках;
- застосування високоміцних бетонів і ефективних видів напруженої арматури;
- розробку нових конструктивних схем і вузлів будинків і споруд з піврам, що серійно випускаються, що володіють архітектурною виразністю, для зальних приміщень сільських громадських будинків;
- проведення експериментально-теоретичних досліджень у натурі і на моделях.

Паралельно зі розробкою каркасів багатопрогонових будинків необхідно провести узагальнення та натурне обстеження покриття багатопрогонових будинків з метою уточнень і пророблення рішень по пристрої водостоків, розжолобків і ліхтарів. Проведення зазначених робіт буде сприяти впровадженню блокованих і багатопрогонових рамних каркасів у сільське виробниче будівництво.

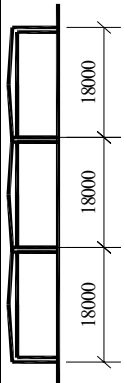
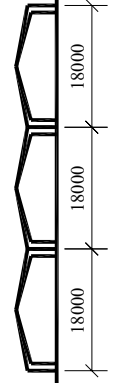
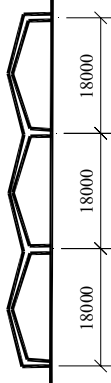
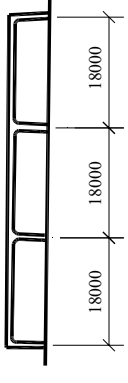
Таблиця 5.1

Порівняння зусиль в рамних каркасах

Схема багатопрольового каркасу	Переріз 1			Переріз 2			Переріз 3.3'			Переріз 4			Переріз 5.5'			Переріз 6.6'			Переріз 7.7'			Переріз 8				
	M	N	Q	M	N	Q	M	N	Q	M	N	Q	M	N	Q	M	N	Q	M	N	Q	M	N	Q		
	тм	т	т	тм	т	т	тм	т	т	тм	т	т	тм	т	т	тм	т	т	тм	т	т	тм	т	т		
	36,5	17,4	-	38,1	17,4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	30,0	10,6	9,9	30,0	12,0	7,8	28,0	11,9	7,7	-	20,8	-	9,5	2,2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	30,7	10,7	10,1	30,7	42,3	7,9	25,5	-	-	0,5	20,1	1,3	9,7	2,2	-	10,8	2,6	-	-	-	-	-	-	-	-	
	31,0	10,8	11,0	31,0	8,1	13,1	25,3	7,0	12,8	0,2	1,9	20,2	2,0	10,6	-	11,3	2,5	11,3	7,1	13,7	-	-	-	-	24,0	
	30,0	-	-	30,0	-	-	28,0	-	-	0,7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	29,0	-	-	-	-	2,7

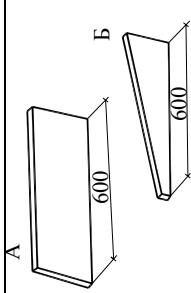
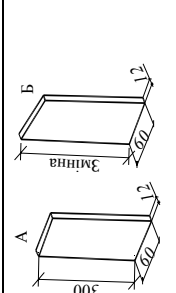
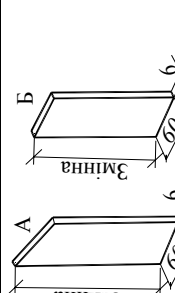
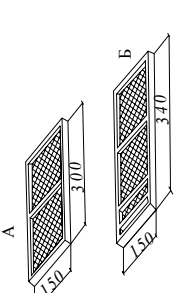
Таблиця 5.2

Техніко-економічні показники конструктивних рішень багатопрольотних споруд

Конструктивне рішення споруди	Розробник	Витрата матеріалів на 1 м ² підлоги		Примітки
		Бетон м ³	Сталь, кг	
	ЦНИИПромзданий	$\frac{0,054}{95\%}$	$\frac{25,8}{86\%}$	Покрівля – рулонна; Покриття – сталевий настил; Стіни – сталеві
	ЦНИИЭСельстрой	$\frac{0,044}{61\%}$	$\frac{23,8}{80\%}$	Покрівля – рулонна; Покриття – сталевий настил; Стіни – сталеві
	ЦНИИЭСельстрой УкрНДДіпросільгосп	$\frac{0,035}{61\%}$	$\frac{5,1}{17\%}$	Покрівля – азбестоцементна; Покриття – плити АКД по залізобетонним прогонам Стіни – керамзитобетонні
	«Митекно» (Італія)	$\frac{0,057}{100\%}$	$\frac{30}{100\%}$	Покрівля – рулонна; Покриття – сталевий настил; Стіни – сталеві

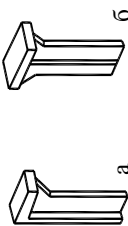
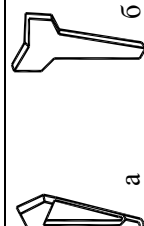
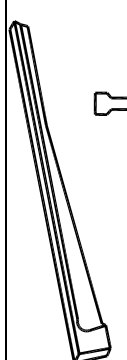
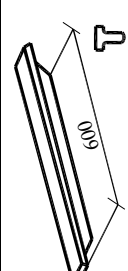
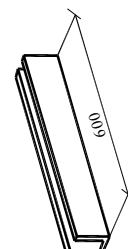

Таблиця 5.3

Огороджувальні конструкції із азбестоцементу

Ескіз	Найменування елементів	Характеристика виробу	Ступінь проробки	Розробник
	Стінові панелі типу АСД з горизонтальним розрізом: А- рядова, Б- торцева	Азбестоцементні плоскі листи на дерев'яному каркасі	Технічні рішення. Необхідна розробка робочих креслень	ЦНІИЭПсельстрой
	Стінові панелі: А- рядова, Б- торцева	Екструзивні азбестоцементні панелі товщиною 120 мм	Передпроектне запропонування. Необхідна розробка робочих креслень	ЦНІИЭПсельстрой. ЦНІИСК. НПО «Азбестоцемент»
	Панелі перегородок: А- поперечна, Б- повздовжня	Екструзивні азбестоцементні панелі товщиною 60мм	Передпроектне запропонування. Необхідна розробка креслень	ЦНІИЭПсельстрой. ЦНІИСК. НПО «Азбестоцемент»
	Панелі покриття: А - рядова Б - карнизна	Азбестоцементні плоскі листи на дерев'яному каркасі	Технічні рішення. Необхідна розробка робочих креслень	ЦНІИЭПсельстрой ЦНІИСК

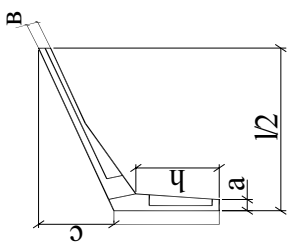
Таблиця 5.4

Залізобетонні елементи каркаса і покриття

Ескіз	Найменування елементів	Характеристика виробу	Ступінь проробки	Розробник
	Пальові фундаменти А- крайня паля; Б- середня паля	Бетон В30	Технічні рішення. Необхідна розробка робочих креслень	ЦНИИЭПсельстрой за участю НИИОСП
	Стійки рам: А- крайня; Б- середня	Бетон В35; Армагура Класу А-Ш	Технічні рішення. Необхідна розробка робочих креслень	ЦНИИЭПсельстрой за участю НИИЖБ
	Ригель рами	Бетон В50; Армагура класу А-1V	Технічні рішення. Необхідна розробка робочих креслень	ЦНИИЭПсельстрой за участю НИИЖБ
	Прогін	Бетон В50; Армагура класу А-1V	Технічні рішення. Необхідна розробка робочих креслень	ЦНИИЭПсельстрой за участю НИИЖБ
	Цокольний прогін	Бетон В20	Робочі креслення	ГипроНИИсельхоз
	Комплексний лоток	Бетон В40; Армагура класу А-1V	Необхідна розробка робочих креслень	ЦНИИЭПсельстрой, ГипроНИИсельхоз

Таблиця 5.5

Техніко-економічні показники півам РЖР (ЦНИИЭПсельстрой)

Ескіз	Марка	Розміри, мм						Розрахункове навантаження, кН/пм		Клас бетону	Витрата матеріалів		Маса, т
		l	H	h	c	a	в	повна	в т.ч. тимч.		Бет. м ³	Стал. кг	
	РЖР-18АШ-3,6-3	18 000	36 00	30 00	23 50	30 0	30 0	21.0	840	835	1.54	670.1	3.9
	РЖР-21АШ-3,6-3	21 000	36 00	30 00	27 25	30 0	30 0	21.0	840		1.64	798.7	4.1
	РЖР-21АШ-3,15-	21 000	31 50	24 00	27 25	37 0	30 0	15.0	840		1.58	572.7	4.0

РОЗДІЛ 6. ПРОЕКТУВАННЯ КОНСТРУКЦІЙ ПОКРИТТІВ, СТІН ТА ФУНДАМЕНТІВ КАРКАСНИХ СПОРУД

6.1. Конструктивні рішення покриттів

Значне зниження вартості та трудомісткості будівництва сільськогосподарських будівель виробничого призначення може бути досягнуто за рахунок раціонального вибору типу покриттів, конструкція яких повинна бути не тільки економічною, але й забезпечувати надійну роботу та довготривалість.

Широке розповсюдження отримала конструкція покриттів сільськогосподарських виробничих будівель, яка включає залізобетонні плити типу СПР, пароізоляцію, обрешітку, утеплювач з мінераловатних плит та покрівлю з азбестоцементних хвилястих листів уніфікованого профілю. Таке покриття довготривале та відповідає експлуатаційним вимогам, у зв'язку з чим воно було прийняте за еталон. До недоліків цього покриття відносяться: значна маса та великі працезатрати на будівництві через влаштування пароізоляції та утеплювача в будівельних умовах.

Значно менші по масі покриття з використанням у вигляді несучих елементів хвилястих азбестоцементних листів, що кладуться по прогонам. Проте, таке покриття не компенсувало, в порівнянні з вищевказаним еталоном, збільшених працезатрат при монтажу, у зв'язку з чим не отримало широкого використання.

Спроба укласти плити покриття легкої конструкції завдовжки 3м на дерев'яному каркасі з азбестоцементною обшивкою (плити типа АКД) на залізобетонні несучі конструкції: рами, ферми, балки, також не дали ефективного рішення через їх установку з кроком 3м та необхідності влаштування системи зв'язків, забезпечуючи стійкість несучих конструкцій.

Легке та ефективне покриття одержується шляхом укладання плит типу АКД на залізобетонні прогони 6м, що укладаються по ригелям рам, фермам чи балкам покриття. Згідно даних Гипронисельхоза та к. Укрколгоспроекта таке покриття значно знижує масу покриття, витрату залізобетону, трудомісткість та вартість будівництва.

Уклін покрівлі в усіх видах покриття каркасних будівель прийнятий 1:4 чи 0,25. Для покриття застосовують хвилясті азбестоцементні листи, легкий утеплювач (мінеральна вата, фіброліт), залізобетонні та легкі на дерев'яному каркасі плити, залізобетонні прогони. Холодні покриття (без утеплювача) застосовують на складах, гаражах та інших приміщеннях.

Таким чином, відрізняють чотири основних типи покриттів (рис. 6.1):

- покриття з залізобетонними плитами;
- покриття з легкими плитами на дерев'яному каркасі та азбестоцементними листами;
- тепле покриття з прогонами;
- холодне покриття з прогонами.

Найчастіше відносно якості покриття застосовують залізобетонні плити, які забезпечують жорсткість та довговічність каркасного будинку. Разом з цим варто відмітити, що покриття виходить важким, що негативно відображається на техніко-економічних показниках рамних каркасів, у тому числі фундаментів.

Прогонне рішення застосовується при влаштуванні холодної покрівлі. Прогони виконують роль в'язів та забезпечують стійкість каркасу будинку. Найкращі техніко-економічні показники можуть бути досягнуті при використанні покриття, що включає:

- полегшені залізобетонні плити;
- легкі утеплювачі (мінвата, войлок, пенопласт, фіброліт, базальтове волокно та ін.);
- азбестоцементні листи підсиленого профілю (крок обрешітки збільшений до 1,5м, зменшується витрата пиломатеріалів та зменшується число кріплень та стиків листів).

Вказана конструкція покриття є вентиляованою, довготривалою, жорсткою.

Покращення конструктивних рішень покриттів повинно йти шляхом полегшення залізобетонних плит. Їх габарити та конструкції повинні визначатися комплексно, беручи до уваги об'ємно-планувальні рішення матеріаломісткості та трудомісткості виготовлення та зведення усього каркасу будинку.

Виготовлення ефективного покриття забезпечить полегшення рамних каркасів та фундаментів, створить збільшення кроку несучих конструкцій до уніфікованого розміру 6м та покращить техніко-економічні показники каркасу будівлі.

Зараз відомо багато конструкцій збірних залізобетонних ребристих плит довжиною 3 та 6 м, які увійшли до каталогу /7,8,67/.

Одним із шляхів полегшення маси покриття сільськогосподарських будівель є перехід на комплексні армоцементні панелі. НДІБК разом з к. УкрНДІДіпросільгосп розробили робочі креслення “Азбестоцементні панелі покриття сільськогосподарських промислових будівель” /131/. Панелі мають розміри 1,5х6,0 м, кладуться по прогонам з кроком 3 м та працюють за двохпрольотною схемою (рис. 6.2). Панелі економічні по витратах бетону та металу і застосовані при будівництві комплексу в Броварському районі Київської області.

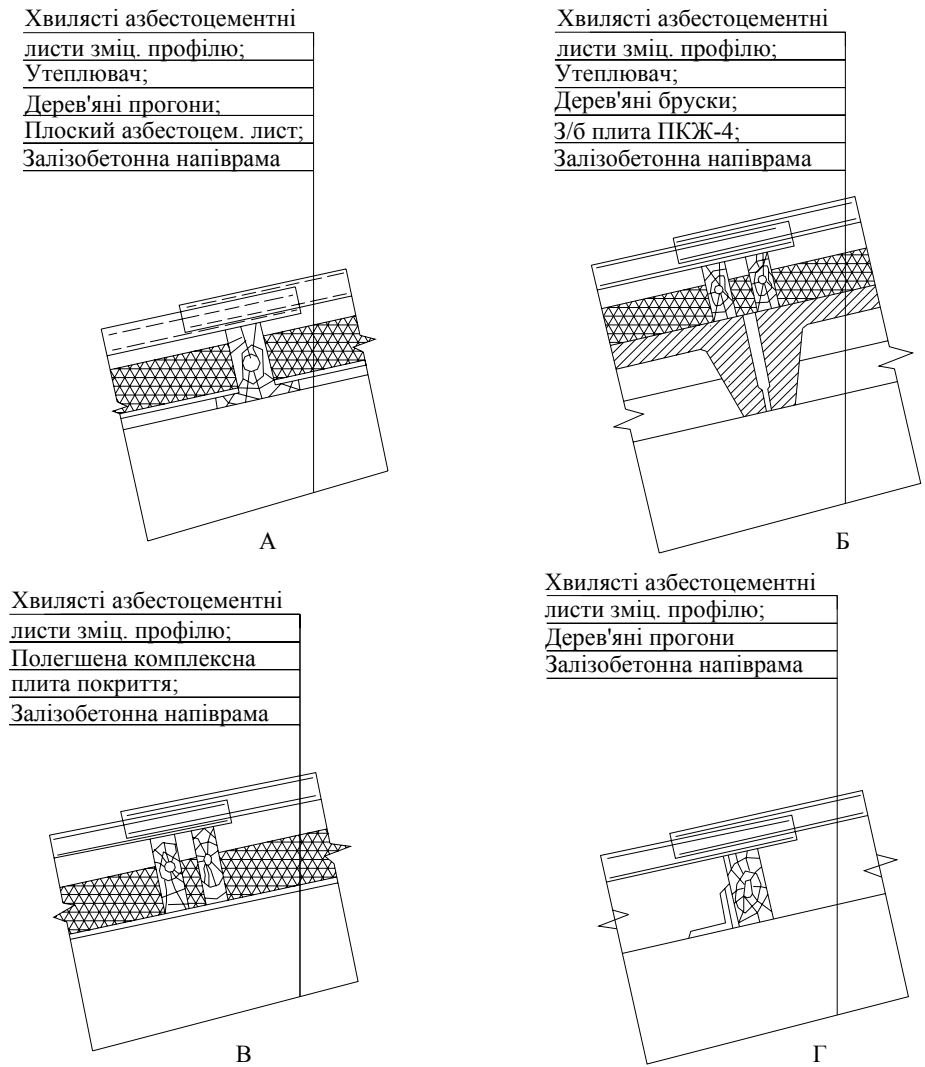


Рис. 6.1. Варіанти покриття: а-прогони, тепле покриття; б-покриття із залізобетонними плитами; в-покриття з полегшеними плитами; г-прогони, холодне покриття

У зв'язку з тим, що власна маса плити зменшується вдвічі, а снігове навантаження для П - снігового району невелика, для армування плити вирішальним стає розрахунок на зосереджену силу за теорією рівноваги при одночасній дії рівномірно-розподіленого та зосередженого навантаження для умов України.

Армоцементні попередньоармувані панелі розроблені у двох варіантах: з несучою плитою (АСПН-60-15) до панелі СПН по серії 1.865-1, вип.2, та з слабо армованою полкою (АСПН-60-15А) до панелі ППС по серії 1.865-1, вип.3.

НДІБК було виготовлені та випробувані дві панелі. Випробування показали високі експлуатаційні якості. Була досягнута значна економія матеріалів та вартості.

ЦНИИЭПсельстрой розробив ряд ефективних комплексних плит для вентиляційних покриттів сільськогосподарських виробничих будівель з слабо - та середньо агресивними газовими середовищами при відносній вологості повітря приміщень не більше 75%, під покрівлю з азбестоцементних хвилястих

листів уніфікованого профілю (УВ-75), при ухилі 25%, для районів з нормативними сніговими навантаженнями не більше 150кгс/м² горизонтальної проекції покрівлі.

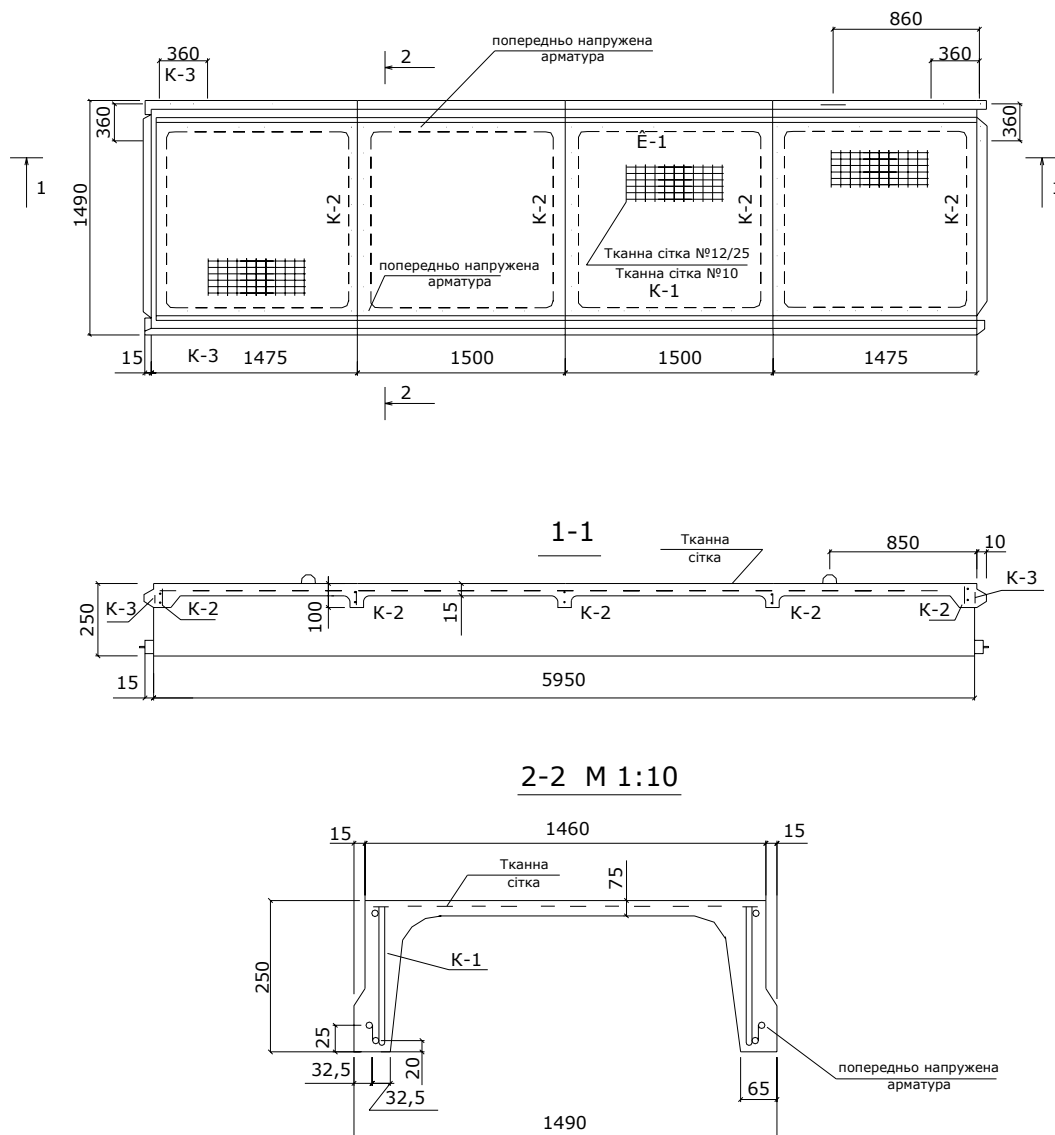


Рис. 6.2. Конструкція армоцементної панелі покриття для сільського промислового будинку

Конструкція комплексної плити (рис.6.3) включає ребристу попередньо напружену плиту 3х6 та 1,5х6 м з бетону класу В20 (серія 1.865.1-4), пароізоляцію, обрешітку та утеплювач (легкі бетони, напівжорсткі мінеральні плити, пінополістирол ПСБС, вермікуліт та ін.) Досягається зменшення трудомісткості до 40%.

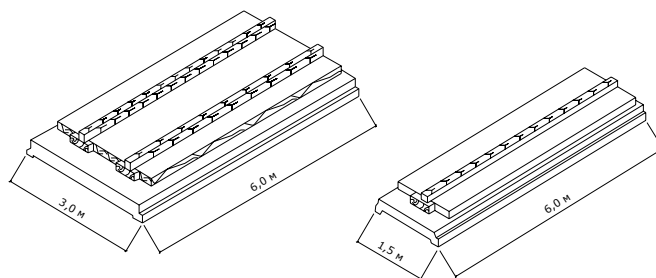


Рис. 6.3. Комплексні залізобетонні плити вентиляюємих покриттів

Комплексна керамзитобетонна попередньо напружена плита розміром 1,5х6 м з ребрами уверх (рис. 6.4) створена для будинків з кроком рам 6м, а також будинків з розрахунковою сейсмічністю 7 балів. Плити виготовляються з легких бетонів класу В20 та В25 на пористих заповнювачах (керамзит,

шлакова пемза, перліт, шунгезіт та ін.) густиною до 1800 кг/м³. Попередньо напружена арматура класу А-IV та А-V.

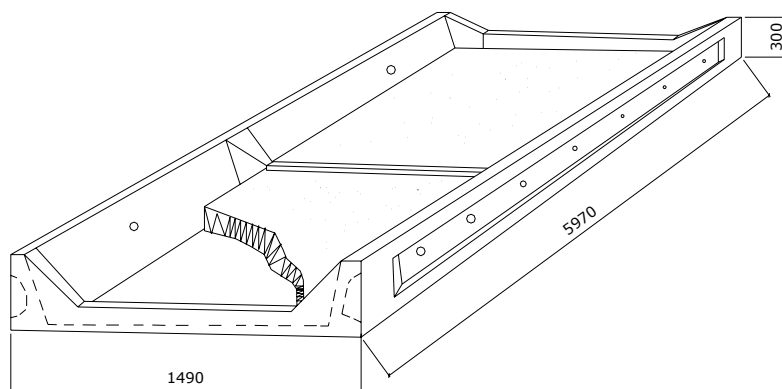


Рис. 6.4. Комплексна керамзитобетонна попередньо напружена плита з ребрами догори

Конструкція покриттів включає утеплювач з напівжорстких мінераловатних плит та пароізоляцію. Плити розраховані під розрахункові навантаження (з власною вагою) від 210 до 590 кгс/м². Досягається зниження витрат деревини у порівнянні з традиційним рішенням.

Плита покриття на дерев'яному каркасі з клеєних профільних ребер розміром 1,5х6м (рис.6.5). Плита включає несучі клеєні дерев'яні ребра швелерного перерізу та утеплювач з півжорстких мінераловатних плит.

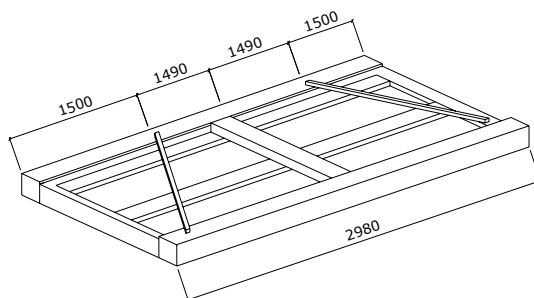


Рис. 6.5. Плита покриття на дерев'яному каркасі з клеєних профільних ребер

Досягається зниження витрат деревини на 10-21% у порівнянні з типовими плитами по серії 1.865-7 вип.1.

Плита покриття на дерев'яному каркасі 1,5х3 м (рис.6.6) складається з несучих дерев'яних ребер товщиною 32 мм, утеплювача - півжорстких мінераловатних плит та азбестоцементної обшивки.

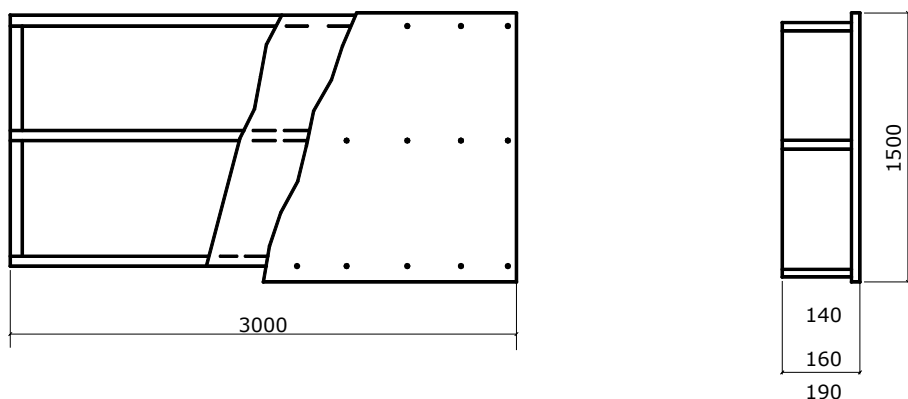


Рис. 6.6. Плита перекриття на дерев'яному каркасі

Досягається зниження витрат деревини до 18%, ваги до 10%, вартості до 15% у порівнянні з типовими плитами АКДИ-31.

Азбестоцементна плита покриття включає каркас 1,5х3 м з несучих азбестоцементних швелерів (рис.6.7) та утеплювача - півжорстких мінераловатних плит. Досягається зниження витрат деревини на 0,07-0,08 м3 на 1м2 плити у порівнянні з плитами ПАД.

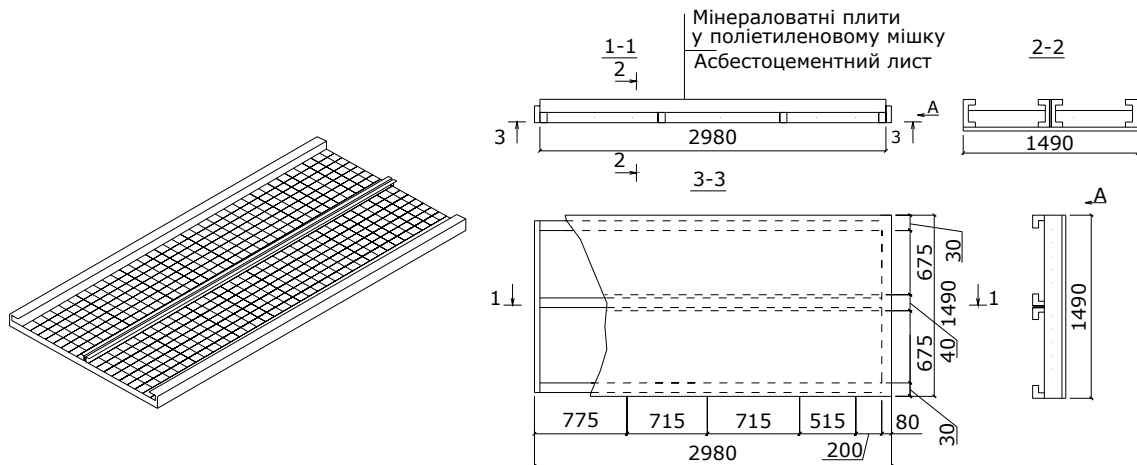


Рис. 6.7. Азбестоцементна плита покриття на каркасі з екструзійних швелерів

Азбестоцементна екструзійна плита покриття являє собою багатопустотний настил, виготовлений методом екструзії (азбест, цемент та пластифікатор формуються у вакуумі – екструдері), утеплювач – півжорсткі мінераловатні плити (рис.6.8).

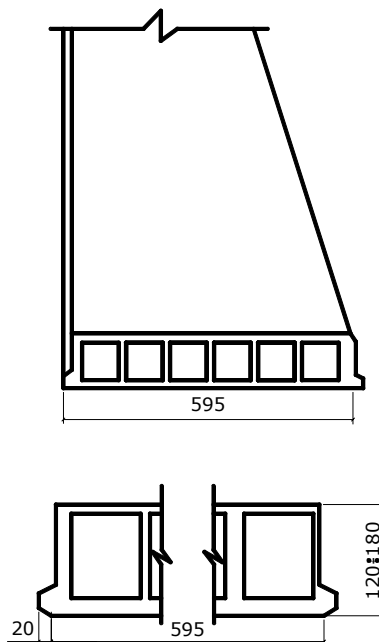


Рис. 6.8. Плита покриття азбестоцементна екструзійна

У порівнянні з плитами на дерев'яному каркасі з азбестоцементними обшивками економія деревини на 100м2 покриття складає 1,1-1,5 м3.

Плити покриття завдовжки 3 та 6м завширшки 595 мм завтовшки 120-180 мм з вагою 70-100 кг/м3 зроблені для покриттів сільськогосподарських виробничих будівель з нормативним сніговим навантаженням до 150 кгс/м2.

Плита покриття завдовжки 3м на дерев'яному каркасі з обшивкою з азбестоцементних листів для укладки на прогни складається з дерев'яного каркасу, нижньої обшивки з азбестоцементного плоского

листа та утеплювача (рис. 6.9). Утеплювач – мінераловатні мати або мінераловатні півжорсткі плити на синтетичному в'язучому. Ребра каркасів поєднуються в кутах металічними скобами на шурупах. Покрівля – з хвилястих азбестоцементних листів уніфікованого профілю марки УВ-7,5.

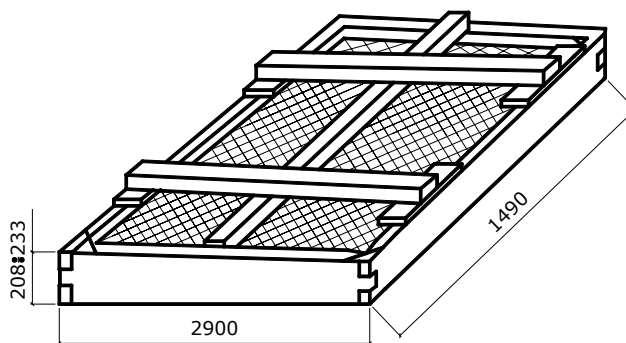


Рис. 6.9. Плита на дерев'яному каркасі з обшивкою з азбестоцементних листів для улаштування на прогонах

У порівнянні з плитами покриття серії 1.865-6 знижена трудомісткість виготовлення на 10-15%.

Плити завдовжки 3м на дерев'яному каркасі з обшивкою з ДВП виготовлені для укладки по несучим конструкціям для сумісних покриттів одноповерхових однопрогонових виробничих сільськогосподарських будівель (рис.6.10). Плита складається з дерев'яно-волокнистої плити та утеплювача (мати мінераловатні прошивні чи плити мінераловатні півжорсткі на синтетичному в'язучому). З'єднання ребер каркасу проводиться за допомогою металічних скоб, а нижньої обшивки з каркасом – на клею. Покрівля з хвилястих азбестоцементних листів уніфікованого профілю марки УВ-7,5. У порівнянні з плитами покриття серії 1.865-2 знижені трудомісткість виготовлення на 10-15%.

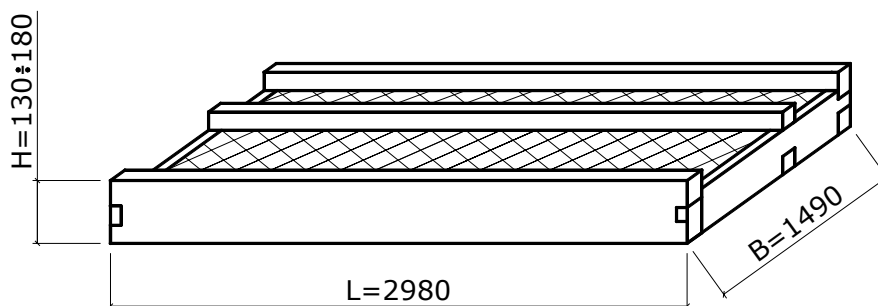


Рис. 6.10. Плита на дерев'яному каркасі з обшивкою з ДВП для улаштування на прогонах

Плита покриття типу “сендвіч” з обшивками з азбестоцементу, дерев'яних плит та утеплювача з фенольного пінопласту виготовлена для твариноферм та птахоферм (рис.6.11). Плита складається з самонесучого (варіант 1) чи несучого (варіант 2) каркасу, нижньої азбестоцементної обшивки, верхньої – з ДВП. Утеплювач – фенольний пінопласт марки ФРП-1. З'єднання обшивок та обрамлення – на шурупах.

У порівнянні з плитами покриття марки ПАД (з мінераловатою) трудовитрати при виготовленні знижуються на 15-20%.

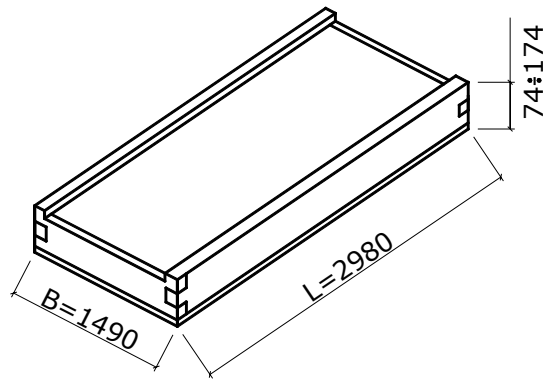


Рис. 6.11. Плита покриття типу "сендвіч" з обшивкою з асбестоцементних, деревоволокнистих плит та утеплювача з фенольного пінопласту

6.2. Розрахунок та конструювання залізобетонних таврових прогонів

Як вже було зазначено, найкращим вважається сумісне вентиляційне покриття з покрівлею з азбестоцементних хвилястих листів. Існує багато конструктивних рішень таких покриттів, проте їх можна, незважаючи на суттєві відмінності, поєднати в 2 групи. До першої групи відносяться покриття з настилами, наприклад, залізобетонними ребристими плитами, а до другої – покриття з прогонним рішенням.

За даними Гипронисельхоз покриття 2-ої групи при кроці каркасу 6м більш економічне за перше, так як відмова від залізобетонних плит покриття (інші плити для даного кроку ще не знайшли широкого використання в практиці сільського будівництва) дає значне зменшення ваги, а також знижує витрати залізобетону. Проте елементи покриття 2-ої групи до цього часу розроблені недостатньо. Так, наприклад, вага залізобетонного прогону 6м у варіантах, що знайшли застосування в сільському будівництві, досягає 600 кг.

Беручи до уваги, що потреба в прогонах достатньо велика (на будинок розмірами в плані 21x72м при кроці прогонів 1,5 м потрібно 192 прогони), зменшення їх маси є актуальною проблемою.

Існуючі конструктивні рішення прогонів мають як постійний переріз по всій довжині, так і підрізку в опорних частинах, яка робиться тільки в прогонах таврового перерізу (табл. 6.1).

Аналіз конструктивних рішень 37 типів залізобетонних прогонів показав, що найменш матеріаломісткими та найбільш економічними є конструкції таврових залізобетонних прогонів типу ПЖТ, які розроблені інститутами Гипрооргсельстрой, ЦНИИЭПсельстрой та НИИЖБ. Прогони типу ПЖТ охоплюють необхідний діапазон навантаження, легші по масі та є найменш матеріаломісткими по витратам бетону в порівнянні з іншими конструкціями прогонів (рис. 6.12).

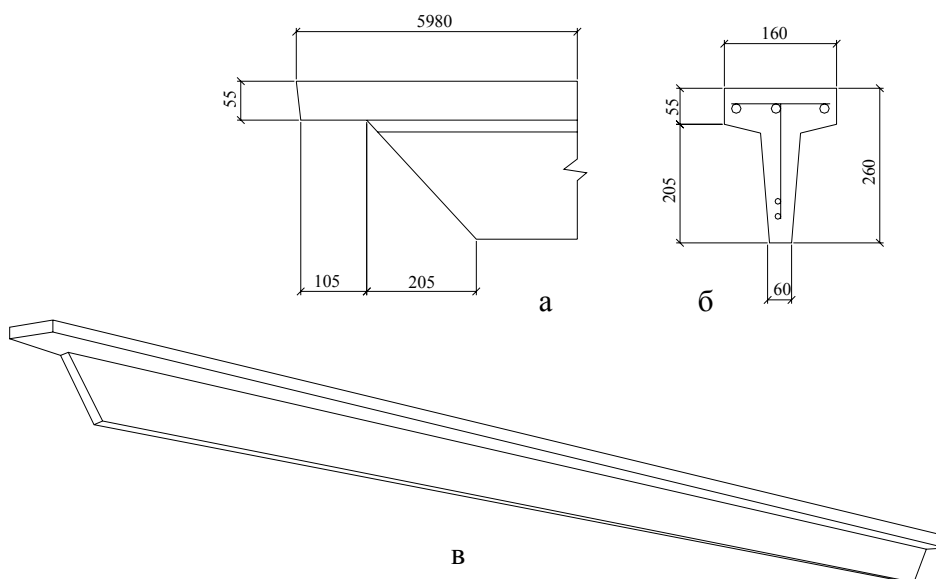


Рис.6.12. Залізобетонний тавровий прогін типу ПЖТ: а-опорна частина з підрізкою; б-поперечний переріз; в-загальний вид

Техніко-економічна ефективність прогонів ПЖТ досягається за рахунок зменшення будівельної висоти її опірних частин, спрощення оснастки для виготовлення прогонів, спрощення карнизного вузла, за рахунок зниження висоти та зменшення кубатури будинку.

В цілому, при використанні конструкції покриття сільськогосподарських виробничих будівель з використанням плит АКД та залізобетонних таврових погонів ПЖТ, розташованих по скату через 3м, ефект досягається за рахунок: зменшення будівельної висоти покриття, зменшення кількості монтажних елементів, зниження ваги покриття, зменшення матеріаломісткості залізобетонних прогонів покриття, зменшення трудомісткості та капітальних вкладень в головне виробництво.

Прогони можуть експлуатуватися як в будівлях з неагресивним середовищем, так і в будівлях зі слабким та середнім агресивними середовищами.

Гипрооргсельстрой, ЦНИИЭПсельстрой и НИИЖБ розробили робочі креслення конструкцій залізобетонних таврових прогонів типу ПЖТ завдовжки 6м під навантаження 2,5; 3,75; 5,0 кН/м. Інститути: к. УкрНДДіпросільгосп за участю автора та Херсонський філіал к.Укрколгоспроект розробили робочі креслення скорочених прогонів завдовжки 5,5м під ті ж навантаження для устрою покриття у деформаційного шва сільськогосподарських будинків. Крім цього, к. УкрНДДіпросільгосп за участю автора та Вінницьким к. Облміжколгоспбудом розроблені також робочі креслення прогонів дожиною 6,0 м та 5,5 м під навантаження 6,0 кН/м.

Прогони представляють собою армовані плоскими зварними каркасами однопролітні балки завдовжки 6,0 та 5,5 м /4, 38, 52/. Вони мають тавровий профіль перерізу з полицею в стиснутій зоні та підрізку в опорних частинах (рис. 6.12). Технічна характеристика шестиметрових прогонів: проліт 5980 мм, об'єм бетону 0,124 м³ (без технологічних уклонів); 0,133 м³ (з технологічними уклонами); клас бетону В30; повздовжня арматура А-III (рис. 6.13).

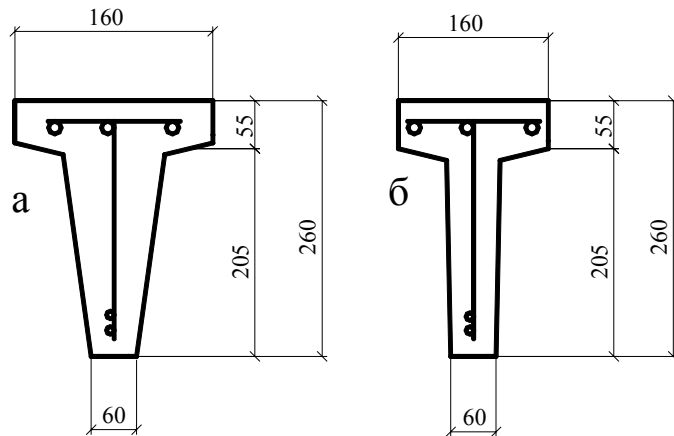


Рис.6.13. Поперечний переріз прогонів:
а-з технологічними уклонами;
б-без технологічних уклонів

Якщо підрізка опорної частини прогону, яка призначена з умов її роботи на поперечну силу, є вище полиці таврового перерізу, тоді конструкція арматурних каркасів та опалубки стає більш складною. При розробці конструкції прогону типу ПЖТ використовуються відмінні від існуючих методи конструювання опорних частин та розрахунку на косий згин.

Детальному розрахунку прогонів передуює вибір їх геометричних розмірів беручи бо уваги простоту їх виготовлення та зменшення маси у порівнянні з відомими рішеннями.

Розрахунок на косий згин проводився по спрощеній схемі, як для двох з'єднаних самостійних елементів прямокутного перерізу, працюючих кожний у відповідній площині (рис.6.14). При розрахунку на косий згин перевірялася робота тільки полиці тавру на дію згинаючого моменту від скатної компоненти рівномірно розподіленого навантаження. Для виявлення несучої здатності при згині розраховувався тавровий переріз.

$$R_s A_s = R_{sc} A_s' \quad (6.1)$$

В нижній частині стінки тавру та його полиці були поставлені арматурні стержні однакового діаметру. Детальний розрахунок прогонів по деформаціям та розкриттю тріщин, а також випробування показали, що прийнятий переріз та армування забезпечують їх надійну роботу в умовах експлуатації /38, 52/.

Переріз прогонів представлений в робочих кресленнях двома варіантами, забезпечуючи їх виготовлення як в касетних формах без відкидних бортів з технологічними укладами, так і в формах з відкидними бортами без технологічних укладів /38/.

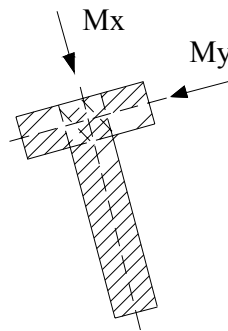


Рис 6.14. Спрощена схема роботи прогону на косий вигин

При розробці прогонів головна увага була приділена зниженню ваги, зменшенню висоти опорної частини та простоті виготовлення. Для вирішення поставленої задачі необхідно було виконати наступні вимоги:

- висота таврового перерізу забезпечує вимоги по деформуванню та по ширині розкриття тріщин;
- ширина полиці гарантує роботу прогону на косий згин та забезпечує надійність елементів покриття;
- товщина стінки та полиці тавру, величина захисних шарів поздовжньої та поперечної арматури враховує можливість експлуатації прогонів в агресивних середовищах.

Розрахунок прогонів по спрощеній схемі зроблений / 27, 29/:

- на дію згинаючого моменту від повного навантаження як для таврового перерізу без урахування зжатої арматури;
- на дію скатної компоненти від повного навантаження як для прямокутного перерізу, армованого в розтягнутій і зжатій зонах стержнями однакового діаметру.

Детальний розрахунок прогонів на косий згин проводиться як для таврового перерізу, армованого в розтягнутій та зжатій зонах.

Розрахунок при опорних частин прогонів (рис.6.15) проводився по спрощеній схемі, враховуючий тільки роботу металічної закладної деталі (робота бетону не враховувалась). Схема розрахунку наближена, тому при опорні частини запроектовані з допоміжним запасом, гарантуючим їх надійну роботу.

Розрахунок прогонів по деформаціям зроблений як для прямокутного перерізу. Деформації сталі відомі з припущення роботи прогонів на згин. Розрахунок прогонів по розкриттю тріщин проводився по тій же методиці, що і по деформаціям /27, 29, 68/.

Результати розрахунку по міцності показали, що наближений та точний методи розрахунку дають практично однакові результати. Це говорить про плюси використання наближеного методу для пошуків оптимального рішення перерізу та армування залізобетонних елементів, працюючих на косий згин.

Перевірка міцності перерізу показала, що $M_c = M_q$, де

M_c – несуча здатність перерізу по згинальному моменту;

M_q – згинаючий момент від дії навантаження.

Міцність перерізу забезпечена.

Розрахунок по деформаціям з урахуванням діючих навантажень показав, що $f = I/150I$, тобто прогиб прогонов менше дозволеного.

Розрахунок по розкриттю тріщин показав, що ширина розкриття тріщин $a_{cre} = 1,15 \text{ мм}$, тобто менша дозволеної.

ЦНИИЭПсельстроем разом з НИИЖБ розроблена конструкція залізобетонного таврового прогону зі скошеною полицею для холодних і теплих покриттів сільськогосподарських будівель з азбестоцементною покрівлею (рис. 6.16). Укладаються по несучим конструкціям каркасу з кроком 3м при теплих покриттях та з кроком 1,5м при холодних покриттях.

Конструкція прогону має наступні дані: довжина 6м, вага 400кг, клас бетону В35, два типу армування робочої арматури: ненапружена зі сталі класу А-III, попередньо напружена зі сталі класів А-IV, А-V. Витрати матеріалів: бетон 0,16м³, сталь в залежності від несучої здатності та виду арматури 23,9-34,3 кг.

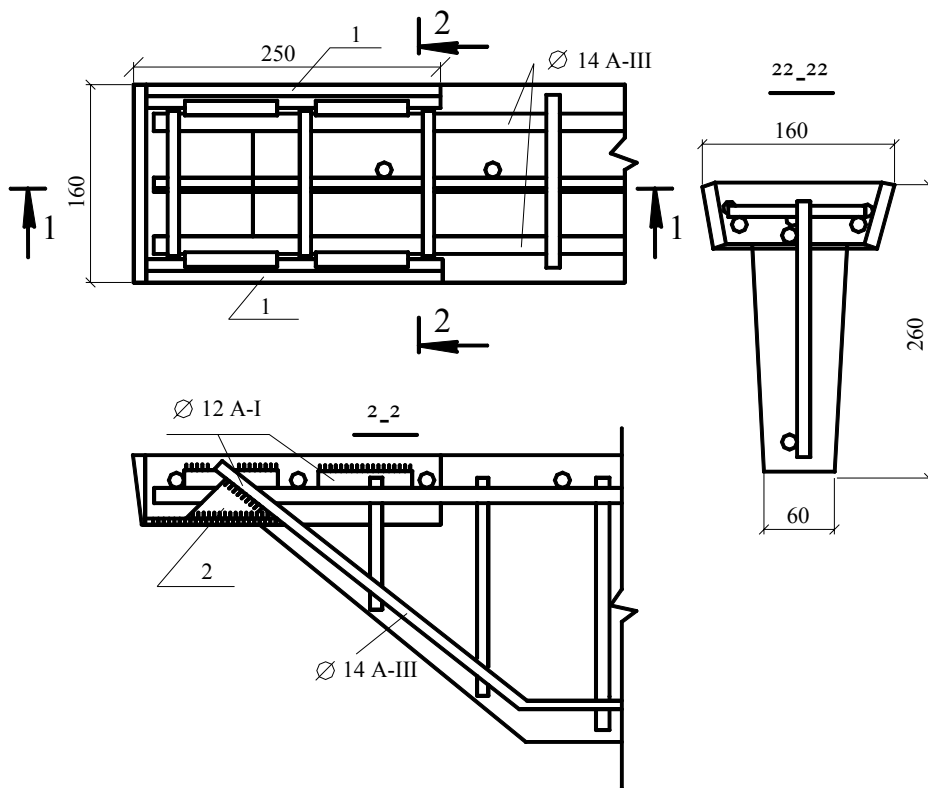


Рис. 6.15. Армування опорного вузла прогону ПЖТ 6-500:
1- стальна пластина 55x10x250 мм, 2- стальна пластина 90x5x128 мм
2-

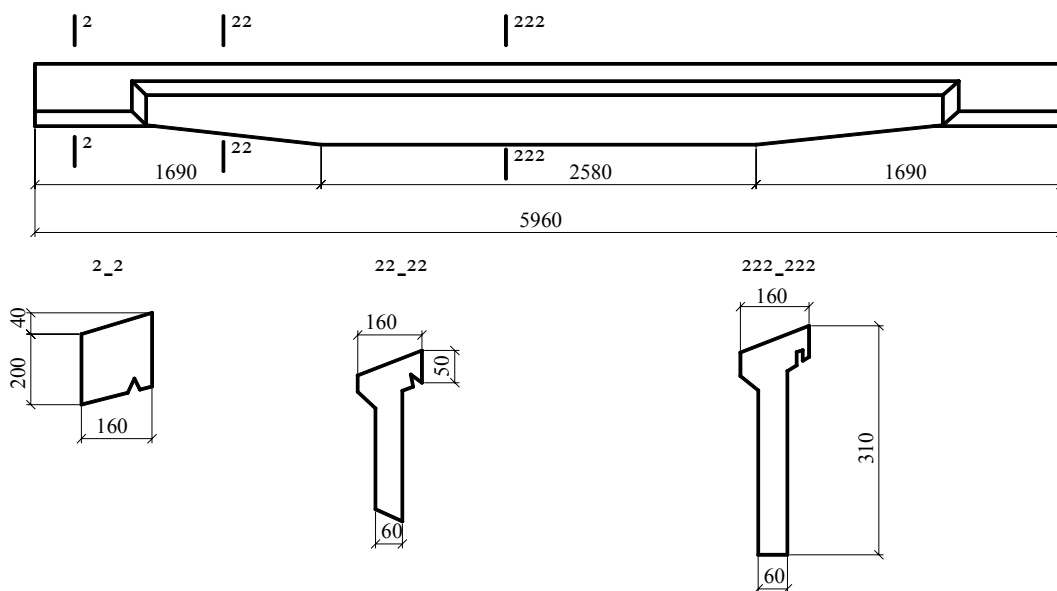


Рис. 6.16. Залізобетонний прогін із скошеною балкою

Особливістю конструкції є скошена полиця відносно до ребра на наявність підрізки на опорах для зниження висоти приміщення. Прогони розраховані під навантаження від 2,5 до 10,5 кН/м та можуть використовуватися в будь-якому сніговому районі країни. Впроваджено при будівництві покриттів будівель Олександрівської птахофабрики в Рязанській області.

Індекс прогону	Учасники дослідження	Фактична міцність бетону	Фактична границя текучості арматури	Вертикальне переміщення прогону при нормативному навантаженні, см	Максимальне розкриття тріщин на рівні арматури при нормативному навантаженні, мм	Опитне руйнуюче навантаження	Примітки
						Розрахункове навантаження	
ПЖТ-6 - 500	НДІБК, Гіпрооргсільбуд, Вінницький Облміжколгоспбуд	$\frac{300}{1530}$		2,22 1,265 2,69	0,12	$C = \frac{705}{509} = 1,41$	Руйнування прольотної частини прогону. Текучість розтягнутої арматури з послідовним руйнуванням стиснутої зони бетону
ПЖТ-6 - 600	Гіпрооргсільбуд, Вінницький Облміжколгоспбуд	$\frac{280}{4600}$		1,268 0,9 1,650	0,07	$C = \frac{870}{600} = 1,45$	Те ж
ПЖТ-6 - 500	Те ж	$\frac{385}{4530}$		---	0,1-0,15	$C = \frac{1190}{500} = 2,38$	Мета випробування – перевірка несучої здатності при опорних ділянках прогонів. Руйнування зварних ділянок прогонів по похилім перерізам від точок прикладання навантажень під кутом 45°. Текучість розтягнутої арматури з послідовним руйнуванням стиснутої зони бетону

В експлуатаційних умовах в результаті нахилу 1:4 повздовжньої площини прогону відносно до площини дії навантаження прогін відчуває дію косоного згину. Для імітації такого згину в експерименті НДІБК разом з Вінницьким к. Облміжколгоспбудом була створена спеціальна випробувальна установка, дозволяюча одночасно проводити випробування двох прогонів. При цьому кожен прогін встановлювався на каткові шарніри, один з яких був рухомих вздовж осі прогону. Відстань між осями прогонів складала 1485-1515мм. Нахил повздовжньої поверхні прогонів до вертикалі складав кут, який має співвідношення сторін 1:4 (рис 6.17).

Для створення навантаження використовувалась попередньо зважена цегла, яка укладалась рядами на дві дерево-металічні площадки. Площадки опирались на випробувані прогони через каткові шарніри, частина яких була рухомою в горизонтальному напрямі. Така система обпирання забезпечувала вільне переміщення осей прогонів в поперечному вертикальному і горизонтальному напрямках.

Навантажували прогони ступенями по 60 кг. Після прикладання кожного ступеня навантаження була п'ятихвилинна витримка для зняття відліків по вимірювальним пристроям. Нормативне навантаження втримувалось на протязі 30 хв.

Вертикальні і горизонтальні поперечні осі прогонів посередині їх прольотів, а також просадки опор контролювали прогиномірами системи Аістова. Ширину розкриття тріщин в бетоні вимірювали за допомогою мікроскопа МПБ-2.

Основні результати випробувань приведені в табл. 6.2, із якої видно, що результати випробувань прогонів відповідають вимогам ГОСТ /3/ по міцності, жорсткості і тріщиностійкості.

Конструкція прогонів типу ПЖТ прийнята до впровадження вінницьким к. Облміжколгоспбудом. Їх виготовляли касетним методом по 8 шт. в кожній формі з тепловою обробкою в пропарочній камері /4/. Прогони впроваджували на будівництві сільських виробничих будівель з кроком елементів каркасу

бм с полегшеним покриттям, які склались з плит типу АКД з наступним укладенням по ним азбестоцементних хвилястих листів і мінерального утеплювача.

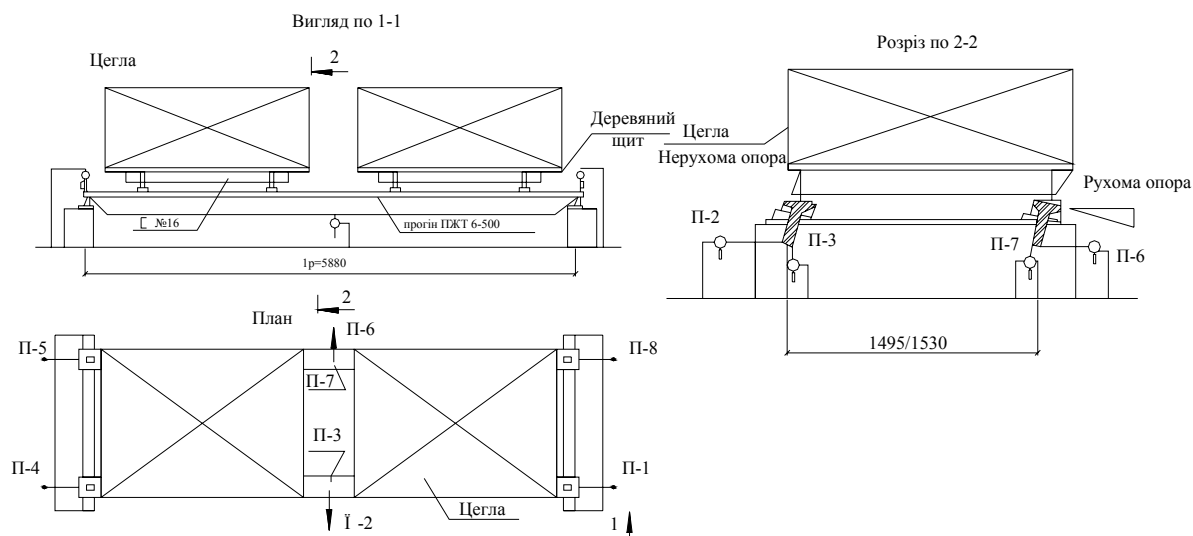


Рис.6.17. Схема навантаження та розташування приборів при випробуванні залізобетонних прогонів

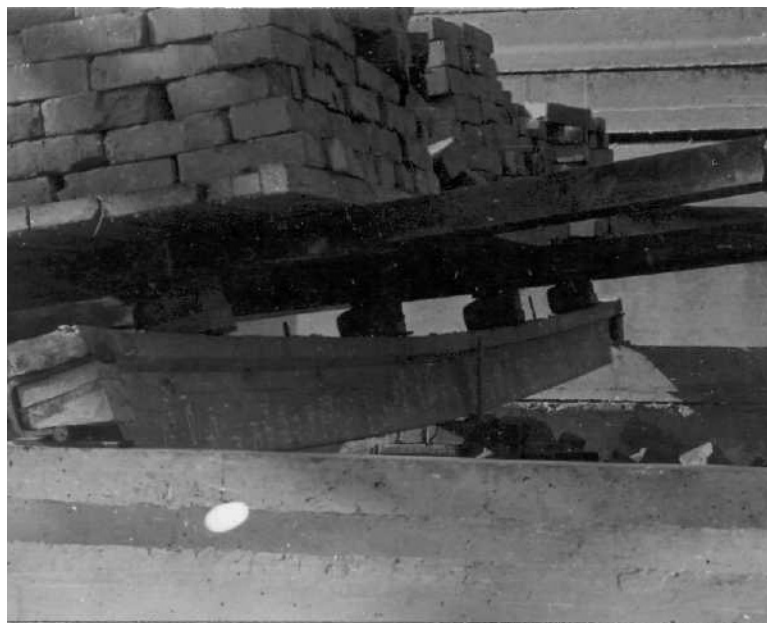


Рис. 6.18. Залізобетонні таврові прогони в процесі випробувань

Робочі креслення залізобетонних таврових прогонів типу ПЖТ довжиною до 6,0 і 5,5м під навантаження 2,5; 3,75; 5,0 і 6,0 кН/м затверджені Держбудом України включені в каталог /7,8,68/ і рекомендовані до використання в сільськогосподарському будівництві України.

6.3. Розробка конструкцій стінових панелей

Будівництво каркасних будівель з панельними стінами в поєднанні з іншими збірними укрупненими елементами в дійсний час є індустріальним, зменшуючи трудовитрати та підвищити продуктивність праці на будмайданчику, скоротити терміни і знизити вартість будівництва.

Використовують різноманітні варіанти розрізки зовнішніх стін на панелі: трирядкова, дворядкова і однорядкова.

Вертикальна однорядкова розрізка проводиться з панелей підвищеної ступені заводської готовності з віконними отворами на всю висоту будівлі, які встановлюються безпосередньо на обрізи фундаментів.

Розміри панелей назначають в залежності від сітки координаційних осей будівлі, його висоти, розмірів і місце розташування отворів. При цьому по висоті і довжині – кратна укрупненому модулю 300 мм. Товщина панелей приймається в залежності від кліматичних умов району будівництва, режиму експлуатації, конструктивного рішення панелей і властивостей матеріалів.

Стінові панелі по конструкції розподіляються на одно-, дво- і тришарові з використанням легкого і важкого бетонів, а також ефективних теплоізоляційних матеріалів. Крім того полегшені панелі можуть бути з обшивками з азбестоцементу, водостійкої фанери, полімерних матеріалів, азбестоцементних екструзійних панелей з ефективними утеплювачами.

Одношарові стінові панелі відрізняються простотою конструктивного рішення, високою технологічністю і меншою трудоемністю виготовлення в порівнянні з шаруватими панелями. Вони задовольняють вимоги теплозахисту і міцності. Виготовляються з керамзитобетону, перлітобетону, аглопоритобетону класу В5 густиною 900-1000 кг/м³, ячеїстих автоклавних бетонів класу В3,5-5,0 густиною 700 кг/м³ і арболітобетонних класу В2,5-3,5 густиною 350-700 кг/м³.

Двошарові стінові панелі складаються з внутрішнього захисного шару важкого і легкого бетону класу В20 товщиною 50 мм, теплоізоляційно-конструктивного шару з легкого бетону класу В5 і зовнішнього фактурного шару з цементно-піщаної розчину 100, товщиною 20 мм (рис. 6.20,а).

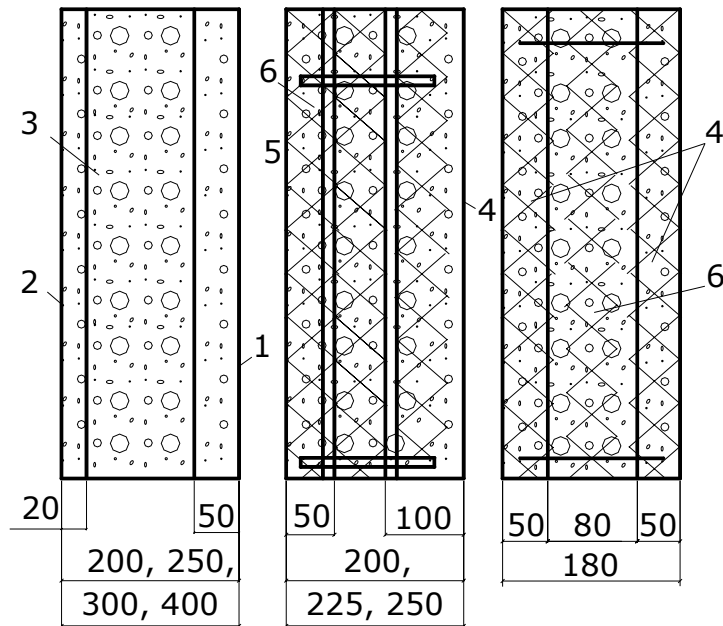


Рис. 6.20. Конструктивні схеми панелей: а-двошарові; б-тришарові на гнучких в'язях; тришарові з жорсткими в'язями; 1-захисний шар з бетону класу В15; 2-розчин марки 100; 3-легкий бетон класу В30; 4-залізобетонна несуча плита; 5-зовнішній бетонний шар; 6-утеплювач

В якості легкого бетону використовується керамзитобетон, перлітобетон і їх комбінації, аглопоритобетон, шлакопемзобетон, шунгизитобетон густиною 800-1600 кг/м³. Товщина панелей прийнята 200, 250, 300 і 400 мм. Армують їх об'ємними каркасами. Крім того, використовують також двошарові панелі з ячеїстих бетонів автоклавного твердіння. Із зовнішньої сторони панелі захищають від атмосферних впливів захисно-облицювальним гідрофобним покриттям.

Товщина панелей 200, 240, 300 і 350 мм. Клас бетону В3,5, густиною 600-700 кг/м³.

Для районів з низькими розрахунковими температурами використовують тришарові стінові панелі на гнучких в'язях з утеплювачів з пінополістиролу, півжорстких мінераловатних плит на синтетичному в'язучому та інше. Панель складається з внутрішнього і зовнішнього залізобетонних шарів важкого і легкого бетону класу В20 товщиною 100 і 50 мм відповідно, між якими розміщується утеплювач (рис.6.20б). Шари з'єднуються між собою сталевими гнучкими в'язями. Товщина панелей приймається 200, 225 і 250 мм, товщина утеплювача відповідно 50, 75 і 100 мм.

ЦНИИЭПсельстрой розроблені тришарові панелі з утеплювачем з пінополістиролу на жорстких в'язях у вигляді плоских каркасів (рис.6.20,в). При розрахунку панелей на горизонтальне навантаження була врахована робота обох залізобетонних слоїв, що дозволило зменшити товщину внутрішнього слою панелей до 50 мм замість 100 мм. Виробництво панелей підвищеної заводської готовності освоєно на Миргородському ССК.

Аналіз техніко-економічних показників показує, що легкобетонні двошарові панелі підвищеної заводської готовності значно ефективніше в порівнянні зі стінами з панелей горизонтальної (стрічкової) розрізки. Тришарові панелі ефективніші легкобетонних на 11-20% практично по всім показникам, а укрупнення панелей дозволяє знизити трудомісткість монтажу на 50-50% за рахунок виключення фундаментних балок и процесу установки віконних і дверних блоків на монтажі.

Крім того, у двошарових панелях з легкого бетону з ростом опору теплопередачі їх маса, витрата цементу, вартість “в ділі” зростає значно швидше, ніж в тришарових панелях. Так при рості термічного опору двошарових панелей від 0,61 до 1,47 м²°С/Вт товщина збільшується від 200 до 500 мм, тоді як в тришарових панелях товщини бетонних слоїв постійні, збільшується лише товщина ефективного утеплювача при тих же термічних опорах з 50 до 100 мм. Тобто, тришарові панелі більш ефективні.

Нижче розглянуті дві конструкції стінових панелей.

Інститутами НДІБК і УкрНДЦивільсьільбуд за участю автора розроблена конструкція тришарових стінових панелей і технічні умови на них.

Панелі передбачені для спорудження зовнішніх стін сільськогосподарських будівель і споруд з відносною вологістю повітря всередині приміщення до 75% при розрахунковій температурі зовнішнього повітря не нижче мінус 25°С.

Панелі складаються з двох залізобетонних шарів і утеплювача між ними.

В залежності від призначення панелі діляться на чотири типи: рядові з віконним блоком марки П-1; рядові глухі марки П-2; рядові з віконним блоком для торцевих стін марки П-3; рядові глухі для торцевих стін марки П-4.

Залізобетонні шари панелі виготовляють з армованого бетону густиною 220 кг/м³ на керамічному (цегляному) щебені і з'єднують між собою зварними сітками, каркасами, гнучкими в'язями (рис. 6.21). Товщина залізобетонних слоїв панелей, включаючи облицювальний шар, складає 100 мм. Клас бетону В10, марка розчину для внутрішнього облицювального слою – 25. Марка бетону і розчину по морозостійкості Мрз 35. В якості утеплювача використовуються плити теплоізоляційні мінераловатні жорсткі і півжорсткі густиною 200 кг/м³.

Панелі армовані зварними каркасами, сітками і гнучкими в'язями з арматурної сталі наступних видів і класів:

- поздовжні стержні каркасів – з гарячекатаної арматурної сталі періодичного профілю класів АІІ і АІІІ, допускається – АІ;
- сітки і поперечні стержні каркасів - з холоднотянутої гладкої проволочки В-І;
- сталеві в'язі залізобетонних слоїв – з низьколегованої гарячекатаної сталі з підвищеною стійкістю до атмосферної корозії, а також гарячекатаної арматурної сталі класів АІ і АІІ з захистом її від корозії.

Випробування дослідних зразків в НДІБК показали позитивні результати.

На Подільському заводі стінових матеріалів і конструкцій (м.Київ) тресту “Промбудмат” налагоджений масовий випуск тришарових полегшених стінових панелей для будівництва сільськогосподарських виробничих будівель.

Інститутом УкрНДЦивільсьільбуд за участю автора розроблена нова конструкція одношарової стінової панелі з керамічного каміння товщиною 38 см (рис.6.22). З ціллю зниження матеріалоемності і спрощення технології виготовлення кладка дрібноштучних елементів виконана без вертикального армування, а перемичка над отвором в ній і її основа виконані з залізобетонних дощок довжиною на ширину панелі /74/. Цим забезпечується її жорсткість і попереджається розрив кладки при транспортуванні і монтажу за допомогою спеціального транспортного контейнера.

На рис.6.22 представлений загальний вигляд керамічної панелі 1 з дрібноштучних елементів без вертикального армування, яка включає залізобетонну перемичку 2 і основу 3, довжиною на ширину панелі.

При використанні запропонованого конструктивного рішення стінової панелі її техніко-економічна ефективність досягається за рахунок мінімальної металоємності, простоти у виготовленні, можливості виготовлення з використанням автоматичних ліній.

Були розроблені робочі креслення і номенклатура стінових панелей. Два зразки стінових панелей з прорізом були виготовлені на Подільському заводі в м. Києві і успішно пройшли експериментальну перевірку в інституті НДІСК (рис.6.23).

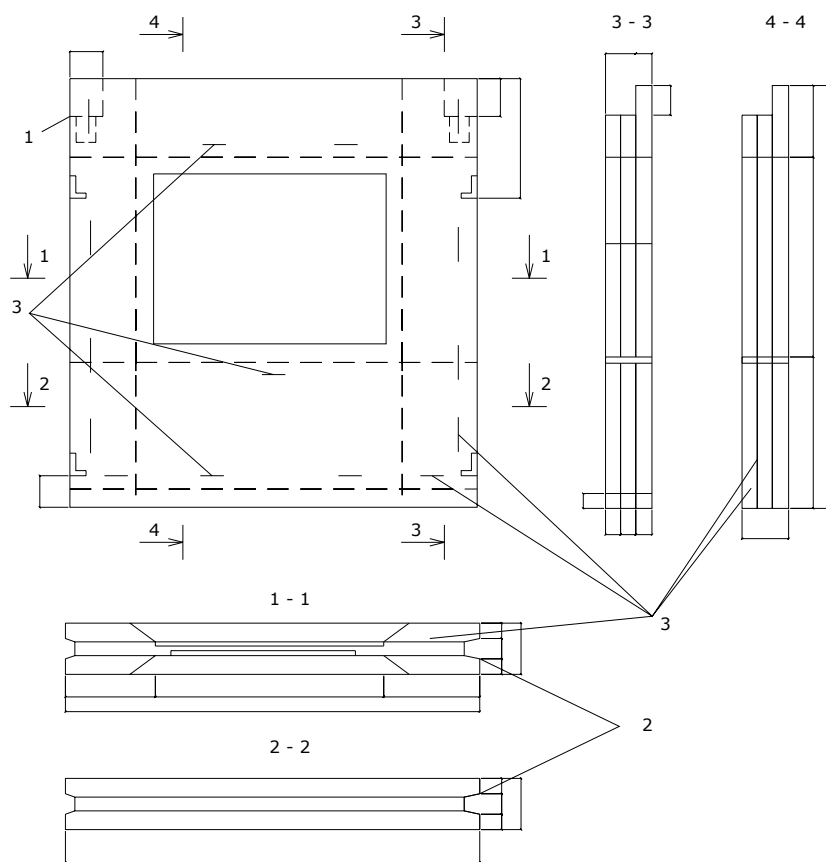


Рис. 6.21. Стінова тришарова полегшена панель:
1 - закладні деталі для анкерування балок; 2 - напівжорсткі мінераловатні плити; 3 - гнучкі в'язі

Транспортно-монтажний контейнер для стінової панелі складається з двох вертикальних рам, з'єднаних зверху за допомогою однієї обв'язки, при чому одна рама біля внутрішнього боку панелі приєднана до обв'язки шарнірно. Ця шарнірно приєднана рама має внизу горизонтальні лапки, які підхвачують панель. Нижні обв'язки рам з'єднуються у торців панелі болтами (рис.6.24, 6.25).

Сутність конструкції контейнера видна на рис.6.25. Стінова панель 1 опирається на лапки 2, приварені до обв'язки 3. Обв'язка 3 за допомогою елементів 4 і 5, а також болтів 6 прикріплена до обв'язки 7, жорстко приєднаної до обв'язки 8 за допомогою діафрагм 9. Елементи 10 жорстко приєднують обв'язку 8 і 11. Нижні обв'язки мають прорізи 12, в які вводяться болті 13.

За допомогою виштовхувачів 14 і шайб 15 нижня обв'язка 3 з лапками 2 відводиться від стінової панелі перед зняттям контейнера, причому лапки 2 виходять із заглиблень 19. Петлі 17 служать для підйому контейнера, висота установки контейнера відносно панелі регулюється за допомогою болтів 18.

Ефективність контейнера обумовлена полегшенням робіт по установці і зняттю контейнера з панелей. На конструкцію контейнера, розроблену за участю автора, отримано авторське свідоцтво №854813 /59/.

Використання контейнера дозволяє виготовляти стінові панелі з керамічних каменів без установки в них вертикальної арматури, що дає можливість механізувати кладку з дрібноштучних каменів.

6.4. Досвід розробки і використання конструкцій фундаментів

В Україні більше 70% територій складають лісові просадочні ґрунти, тому влаштуванню фундаментів під тришарнірами уділяється особлива увага.

Особливістю роботи фундаментів під п'ятами стійок тришарнірних залізобетонних рам є те, що вони сприймають одночасно як вертикальні, так і горизонтальні зусилля. При цьому розпір –

горизонтальна складова похилого зусилля має значну величину, а кут нахилу рівнодіючої зусиль може досягати 40° . Тому фундаменти розробляються, як правило, у вигляді асиметричних залізобетонних башмаків, розвинутих в сторону дії горизонтального навантаження. Влаштовуються також звичайні забивні палеві фундаменти.

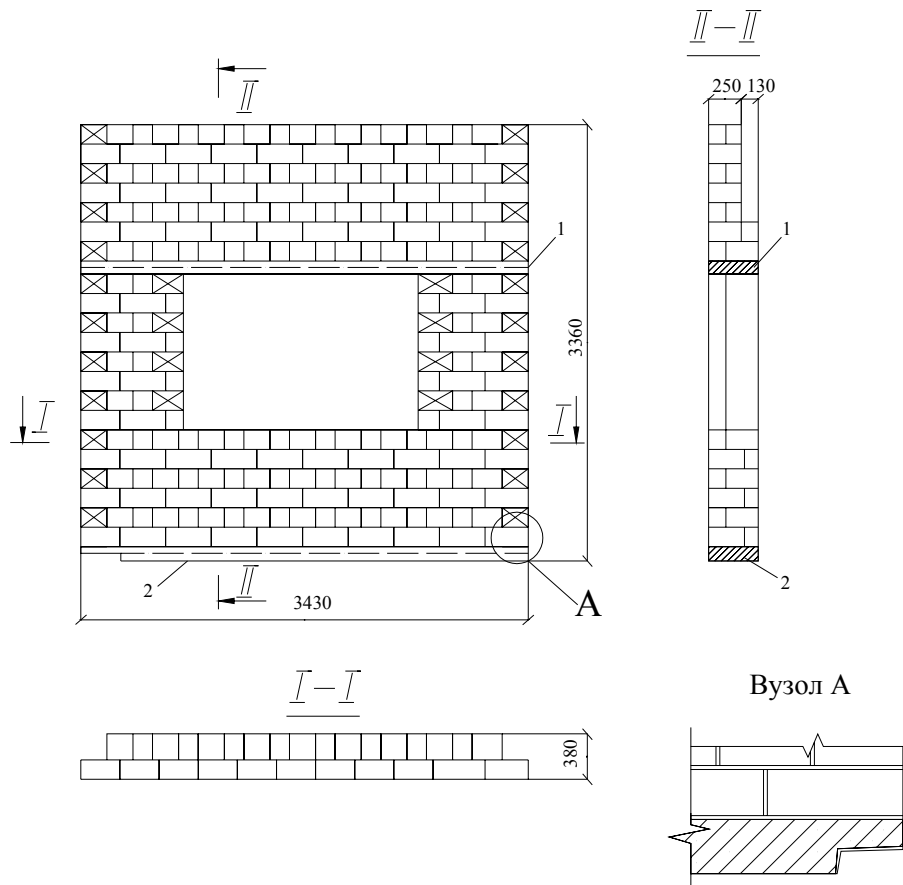


Рис .6.22. Стінова панель із керамічних каменів без вертикального армування:
1– залізобетонна перемичка; 2– залізобетонна основа; 3– закладна деталь

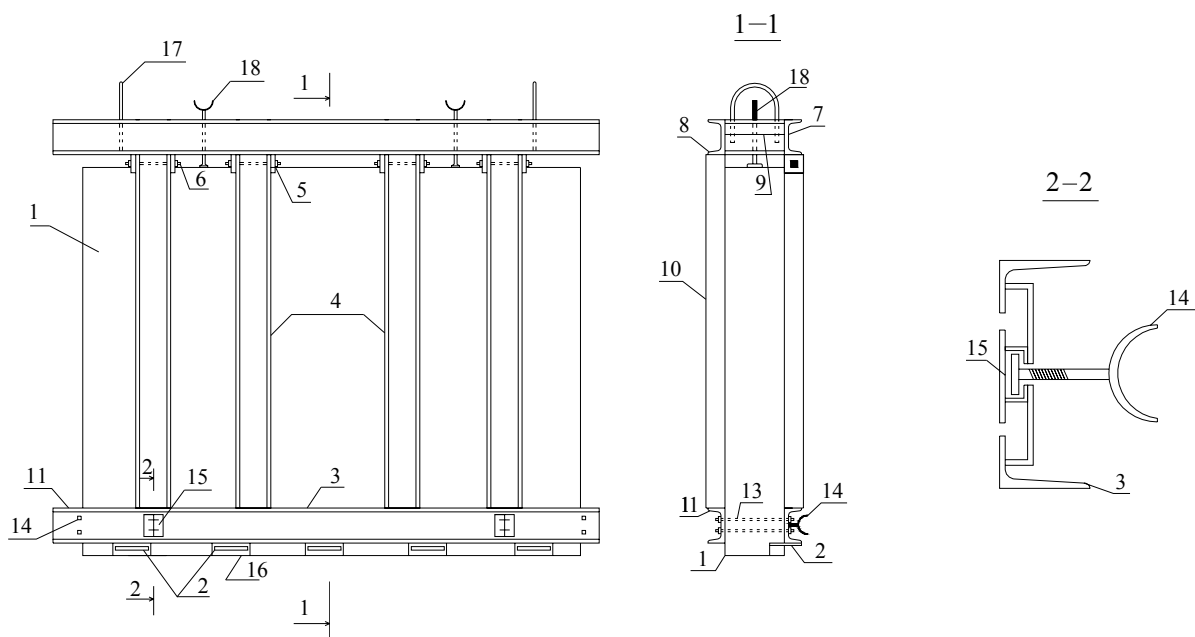


Рис.6.25. Транспортно-монтажний контейнер для стінової панелі

Необхідність забезпечення стійкості і надійної роботи основи при дії на нього вертикальних і горизонтальних зусиль, а також задача зниження матеріалоемності, трудоемкості і вартості фундаментів обумовлює складність рішення фундаментів під опори тришарнірних рам.

Це приводить до пошуку економічних і технічно обґрунтованих рішень фундаментів під опори рамних конструкцій сільськогосподарських виробничих будівель, розробці нових конструкцій фундаментів і способів їх улаштування, проведенню експериментальних досліджень і їх виробничому освоєнню.

Традиційна конструкція фундаменту під опори виробничих сільськогосподарських будівель з несучим каркасом з тришарнірних рам – це окремий залізобетонний асиметричний фундамент з горизонтальним розміщенням підшови. Такий фундамент увійшов в каталог типових виробів збірних залізобетонних конструкцій для виробничих сільськогосподарських будівель. Наприклад, фундамент типу ФР16-8 використовується в районах будівництва зі сніговими навантаженнями 50 і 70 кгс/м², а фундамент ФР18-10 для районів зі сніговим навантаженням 100 кгс/м² /табл.6.3/.

Ці фундаменти рекомендується встановлювати безпосередньо на горизонтально сплановані основи при заляганні в основі пісків крупних, гравійлистих середньої крупності, а також крупно уламкових ґрунтів. Якщо в основі залягають глини, суглинки, тверді супеси, дрібні і пилюваті піски, під підшовою фундаменту влаштовується підготовка з пошарово ущільнених пісків крупних, середньої крупності, гравійлистих чи крупноуламкових ґрунтів на глибину не менше розрахункової глибини промерзання в районі будівництва, але в усіх випадках не менше 0,5м. Допускається використовувати підготовку з важкого бетону. Оптимальна геометрична форма підготовки показана на рис.6.26.

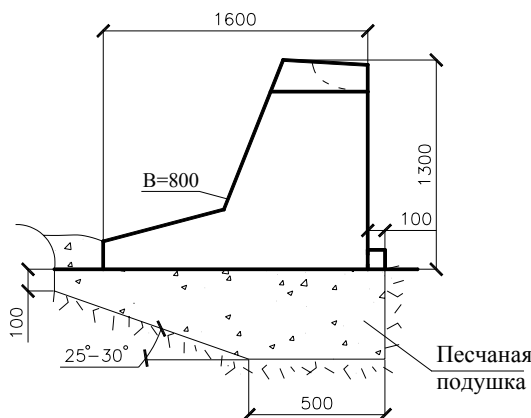


Рис. 6.26. Фундамент типу ФР-16-8 (серія 1.800-2.вип.1)

При заляганні в основах слабких глинистих ґрунтів розміри піщаної і бетонної подушки встановлюються розрахунком.

Вище перераховані рекомендації обумовлені тим, що фундамент з горизонтальним розміщенням підшови створює необхідний опір діючому горизонтальному зусиллю тільки при наявності в основі ґрунтів, які забезпечують високий питомий опір тертя матеріалу фундаменту по ґрунту.

Так як зсув фундаменту з горизонтальної підшови трапляється безпосередньо по контактній поверхні підшови фундаменту і ґрунту, розрахунки стійкості основи по схемі плоского зсуву є для такої конструкції визначаючими.

При такому рішенні запас стійкості фундаменту по плоскому зсуву можна забезпечити шляхом спеціальних заходів, а саме, створенням піщаних і бетонних підготовок.

ЦНИИЭПсельстроем проведені випробування фундаментів серії 1.800-2 і основ при різних ґрунтах і кутах нахилу рівнодіючої. Результати випробувань дозволили розробити більш економічні полегшені фундаменти для рам прольотів від 12 до 21 м з кроком 3 і 6м /36,37/. Для слабких ґрунтів основ будівель з прольотами рам 18м і більше розроблена залізобетонна розпірна дошка шириною 0,5м, яка опирається на фундаменти і яка закріплюється монтажною сваркою. Дошка розміщується поблизу підшови фундаменту, де інтенсивність відпору ґрунту засипки має найбільше значення.

Стійкість фундаменту по плоскому зсуву може бути значно підвищена при влаштуванні похилої підшови фундаменту. Чим більший нахил підшови, тим менша сила зсуву.

Для тварино розвідних будівель, які монтуються із виробів Слуцького заводу ЗБВ, к. інститутом БілНДДіпросільбуд запропонована конструкція фундаменту з похилою підшовою (рис. 6.27) для будівлі з несучим каркасом з тришарнірних рам прольотом 18,0 м і кроком 3,0 м (табл. 6.3).

Таблиця 6.3

Техніко-економічні показники конструктивних рішень фундаментів під опори тришарних залізобетонних рам

1	Тип фундаменту, інститут-розробник, район будівництва, характер основи	Прогін крок рам, м	Розрахункові зусилля, Р _в , Р _г , т	Клас бетону	Витрати матеріалу			Маса фундаменту, т	Трудовитрати машинно-зміни люд-дні	Кошторисна вартість, крб.
					бетон	сталь, кг	бутбетон, м ³			
2		3	4	5	6	7	8	9	10	
1	Фундамент ФР18-10. Серія 1.800-2, вип 1 (ЦНИИПсельстрой). Для районів будівництва зі сніговим навантаженням: 100 та 150кг/м ² . Ґрунти глинисті непросадочні твердої та напівтвердої консистенції При: $\varphi \geq 28$ і $C \geq 1,4$ т/м ² ; $\varphi \geq 23$ і $C \geq 2,5$ т/м ² ; $\varphi \geq 47$ і $C \geq 4,5$ т/м ²	18,0 3,0	10,95 8,15	B15	1,35	47,78	3,375	7,65 25,7	65,0	
2	Фундамент ФР16-8. Серія 1.800-2, вип. 1 (ЦНИИПсельстрой). Для районів будівництва зі сніговим навантаженням: 50 и 70кг/м ² . Ґрунти глинисті непросадочні твердої та напівтвердої консистенції При: $\varphi \geq 28$ і $C \geq 1,4$ т/м ² ; $\varphi \geq 23$ і $C \geq 2,5$ т/м ² ; $\varphi \geq 47$ і $C \geq 4,5$ т/м ²	18,0 3,0	8,70 6,10	B15	0,834	32,18	1,781	5,96 18,6	37,2	
3	Те ж, з бетонною подушкою	18,0 3,0	8,70 6,10	B15 B10	0,834 1,15	32,18	4,05	5,96 39,2	65,5	
4	Блочний фундамент з похилою підшою (БелНИИГипросельстрой). Мінська обл., Слуцький р., к-п ім. Кірова. Ґрунт основи – піски мілкі мало вологі середньої густини з $\gamma = 1,8$ т/м ³ , $\varphi_n = 320$, $C_n = 0,02$ кг/см ² , $E = 280$ кг/см ²	18,0 3,0	12,10 6,95	B15	0,584	21,00	1,46	7,5 23,5	31,6	

Табл. 6.3

	Тип фундаменту, інститут-розробник, район будівництва, характер основи	Прогін крок рам, м	Розрахункові зусилля R_v, R_T, T	Клас бетону	Витрати матеріалу			Маса фунда-менту, т	Трудовитрати машино-зміни людь-дні	Кошторисна вартість, крб.
					бетон	сталь, кг	бутбетону, м ³			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
5	Блочний фундамент з горизонтальною подушкою. Полтавська філія Укркологспроект. Лесовидні суглинки при: $R^H=1,8\text{кг/см}^2$, $\delta_{пр} = 0,02 \div 0,025$. Товщина слою до 5м	$\frac{18,6}{4,0}$	-	B20 B10	$\frac{0,495}{1,1}$	12,40	3,41	$\frac{5,96}{39,2}$	65,50	
6	Блочний фундамент з переднім зубом. Миколаїська філія Укркологспроект. Грунт – вологий суглинок з $R^H=2,0\text{кг/см}^2$	$\frac{21,0}{6,0}$	$\frac{19,50}{16,98}$	B20 B5	$\frac{1,11}{0,2}$	32,50	3,1	-	-	
7	Блочний фундамент з Z – подібною бетонною підготовкою. Полтавська обл. Непросадочні суглинки в туго пластичному стані з нормативним тиском на ґрунт $R^H=1,5\text{кг/см}^2$	$\frac{21,0}{4,0}$	$\frac{15,57}{13,47}$	B20 B10	$\frac{0,56}{1,32}$	30,74	4,04	-	-	
8	Блочний ступінчатий фундамент з бетонною підготовкою. Одеська обл. Суглинок звичайної вологості з $R^H=1,6\text{кг/см}^2$	$\frac{21,0}{6,0}$	-	B20 B10	$\frac{0,65}{0,64}$	24,0	3,0	-	-	
9	Бетонний фундамент з бетонною підготовкою. Кримська обл. Первомайський р-н, к-п ім. Калініна. Грунто - просадковий непухучий суглинок з $R^H=2\text{кг/см}^2$	$\frac{21,0}{4,0}$	-	B15 B5	$\frac{0,85}{1,62}$	37,06	5,35	-	-	
10	Блочний фундамент з додатковою вертикальною стінкою. Пензенський ІБІ.	$\frac{21,0}{6,0}$	$\frac{19,50}{16,98}$	B15	1,8	184,0	4,5	-	-	

Табл. 6.3

	Тип фундаменту, інститут-розробник, район будівництва, характер основи	Прогін крок рам, м	Розрахункові зусилля Р _в , Р _г , Р _т	Клас бетону	Витрати матеріалу		Маса фундаменту, т	Трудовитрати		Кошторисна вартість, крб.
					Бетон	сталь, кг		машинно-зміни	люди-дні	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
11	Грунт – суглинок в твердому стані. Те ж, з розвинutoю похилою підшвою	$\frac{20,6}{6,0}$	$\frac{42,00}{29,00}$	B15	1,983	131,4	5,0	-	-	-
12	Блочний фундамент з затяжкою. Ставропольський край. Грунти лесоподібні просадочні, основу ґрунта підготовлено трамбуванням важкими трамбівками	$\frac{18,0}{3,0}$	-	B20 B10	$\frac{0,26}{0,1}$	11,59	0,77	-	-	-
13	Фундамент с двома палями і збірним залізобетонним ростверком. Полтавський трест Сільбуд. Грунт – суглинок непросадковий $\gamma=1,85\text{г/см}^3$	$\frac{18,6}{4,0}$	$\frac{10,0}{7,0}$	B20	0,87	55,0	2,2	$\frac{-}{0,40}$	-	64,0
14	Фундамент з двома похилими палями та збірним ростверком. Мінська обл., Слуцький р-н., к-п ім. Кірова. Грунт основа – піски мілкі мало вологі середньої густини $\gamma = 1,8\text{т/м}^3$, $\phi^u = 32^0$, $C^u=0,02\text{кг/см}^2$, $E=280\text{кг/см}^2$	$\frac{18,0}{3,0}$	-	B20 B30	1,18	71,88	2,95	$\frac{18,16}{167,18}$	-	88,0
15	Пірамідальна паля зі збірним залізобетонним оголовником. Одеський ІБІ. Одеська обл. Лесові просадкові ґрунти	$\frac{21,0}{6,0}$	-	B20	0,7	57,0	1,75	-	-	-
16	Паля двотаврова. Белколгоспроект. Мінська обл., Слуцький р-н, к-п ім. Кірова. Грунт – піски мілкі мало вологі середньої густини $\gamma = 1,8\text{т/м}^3$, $\phi^u = 32^0$, $C^u=0,02\text{кг/см}^2$ Паля трапецієподібна. Те ж	$\frac{18,0}{3,0}$	-	B30	0,5	51,30	1,25	$\frac{11,55}{19,8}$	-	51,5
		$\frac{18,0}{3,0}$	$\frac{18,00}{17,00}$	B30	0,6	105,50	1,50	$\frac{13,95}{23,9}$	-	69,5

Табл. 6.3

	Тип фундаменту, інститут-розробник, район будівництва, характер основи	Прогін, крок рам, м	Розрахункові зусилля, Р _в , Р _г , т	Клас бетону	Витрати матеріалу			Маса фундамен-ту, т	Трудовитрати машино-зміни люд.-дні	Кошторисна вартість, крб.
					бетон	сталь, кг	бутбетон, м ³			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
17	Паля пірамідальна. Миколаївська філія Укрколгоспроект, Одеський ІБІ, Миколаївська обл., Грунт – суглинок	$\frac{21,0}{6,0}$	$\frac{28,00}{17,00}$	B30	0,57	28,90	1,13	-	-	
18	Паля буронабивна із втрабованим ґрунтовим ядром. ЦННІЕПсельстрой. Рекомендується для просадкових ґрунтів	-	R=15	B20	0,65	23,30	1,63	$\frac{-}{24,0}$	54,0	
19	Асиметричний блочний фундамент із втрабованим ядром. ЦННІЕПсельстрой	-	R=15	B20	0,71	5,30	1,5	$\frac{-}{22,0}$	47,60	
20	Паля таврового перерізу із консоллю. ЦННІЕПсельстрой	-	R=15	B30	0,1	43,30	1,0	-	-	
21	Облегшений фундамент із розпірною дошкою. Серія – 1.800-2	$\frac{12,0-21,0}{3,0-6,0}$	-	B20	0,3-1,0 0,1-0,7	30-60	-	-	-	
22	Клиноподібна паля із консоллю. ЦННІЕПсельстрой. Ґрунти – просадкові насипні.	$\frac{18-21}{3-6}$	-	B20	0,5-0,75	50-70	1,2-1,75	-	-	
23	Забивний блок. ЦННІЕПсельстрой. Ґрунти просадкові, насипні.	$\frac{12-21}{3}$	-	B20	0,6	20	1,11	-	-	
24	Блок-паля таврового перерізу змінного по довжині. Укрколгоспроект. Ґрунти просадкові насипні.	$\frac{21}{6}$	$\frac{20,4}{13,5}$	B20	0,16	21,85	1,1	-	-	

Фундамент з похилою підшоною має цілий ряд переваг в порівнянні з типовим. Перш за все опір зсуву ґрунту по підшві перестає бути вирішуючим фактором при призначенні розмірів фундаментів і глибини їх закладення.

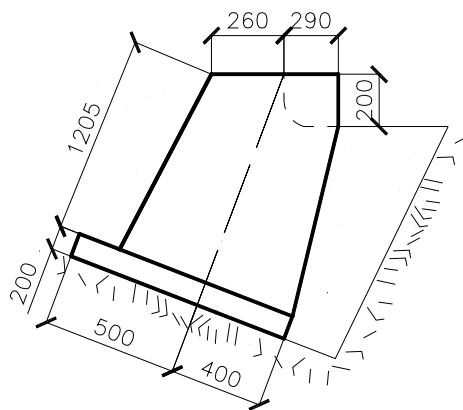


Рис. 6.27. Блочний фунда­мент з похилою підшоною
(БелНДІДіпросільбуд)

Перевірка стійкості основи по схемі плоского зсуву показала достатній запас стійкості. Це обумовлює можливість установки фундаменту безпосередньо на основі (якщо не рахувати влаштованого в необхідних випадках піщаного вирівнюючого шару товщиною 5-10 см) практично при будь-яких видах ґрунтів.

Крім того, використання фундаменту з похилою підшоною дозволяє більш повно використовувати несучу здатність ґрунтів основи і власне прийняти оптимальні розміри фундаменту. Це дозволяє знизити витрату матеріалів і зменшити масу фундаменту.

Пензенським інженерно-будівельним інститутом розроблений фундамент під рами прольотом 18,2 і 20,6м (при навантаженні ригелю 31кН на 1 пог.м), в якому опір зсуву фундаменту передбачено з розрахунку, щоб рівнодіюча зовнішніх сил знаходилась в межах кута, обмеженого коефіцієнтом тертя бетону підшо­ви фундаменту по ґрунту (рис. 6.28, табл.6.3).

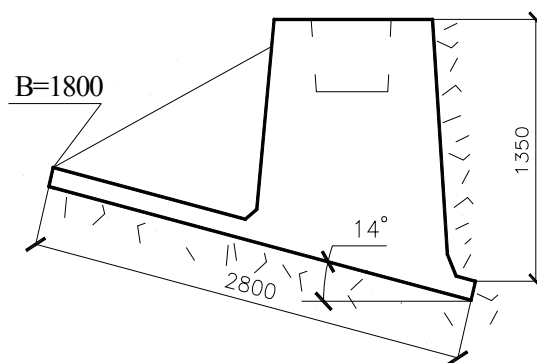


Рис.6.28. Блочний фунда­мент з розвинутою похилою підшоною
(Пензенський ІБІ)

Стійкість фундаменту до зсуву по ґрунту може бути досягнута за рахунок збільшення лобового опору. Так, цим же інститутом розроблений другий тип фундаменту, який для підсилення лобового опору зсуву по ґрунту доповнений спеціальною вертикальною стінкою, яка входить в конструкцію фундаменту (рис. 6.29).

Збільшення опору зсуву фундаменту досягають бетонною підготовкою зубчатої конфігурації. При будівництві будівель прольотом 18,6 і 21м з кроком рам 4 м передбачена бетонна підготовка з улаштуванням уступів для утримання фундаменту підготовки від ковзання по ґрунту.

Миколаївським філіалом к. інституту Укрколгоспроект створений залізобетонний фундаментний башмак, який для збільшення опору зсуву по ґрунту доповнений зубом. Він влаштовується на підготовці з бетону В10 товщиною 100 мм (рис. 6.31).

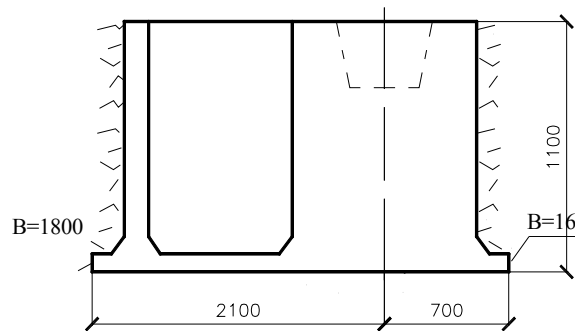


Рис. 6.29. Блочний фундамент з додатковою вертикальною стінкою (Пензенський ІБІ)

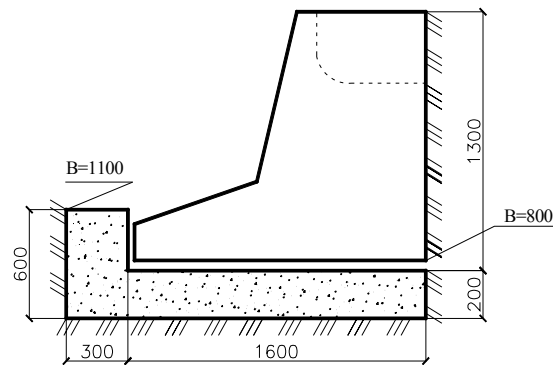


Рис.6.30. Блочний фундамент з горизонтальною подушкою (Полтавський філіал Укрколгоспроект)

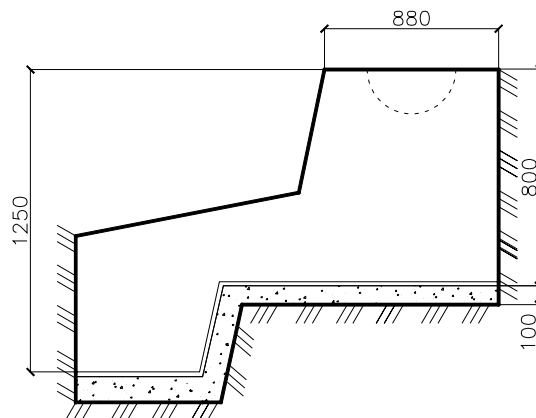


Рис.6.31.Блочний фундамент з переднім зубом (Миколаївський філіал Укрколгоспроект)

Для створення надійного і економічного фундаменту під стійку тришарнірної рами, здатного сприймати розпірне зусилля будь-якої величини, в к.УкрНДІДіпросільгосп (за участю автора) розроблена конструкція кутового фундаменту (рис.6.32). Фундамент розміщують в несучому шарі ґрунту і надають йому спеціальну форму поперечного перерізу, наприклад кутову з будь-яким можливим кутом розкриття полиць α : прямокутним, розвалкованим чи звалкованим кутами внутрішнім поперечним ребром (чи системою ребер), яке передає горизонтальну чи нахилену складову зусилля від

п'яти рами H на лобову стінку фундаменту, від неї на укладений в розпір шар бетону чи засипки на вертикальну чи похилу поверхню ґрунту непорушеної чи ущільненої структури. Вертикальна складова реакції опори V сприймається фундаментною плитою (подушкою), наприклад, горизонтальною полицею кутового фундаменту /50/.

Розміри лобової стінки фундаменту, яка передає горизонтальну чи похилу складову реакції п'яти H , також необхідно розраховувати. Визначаються також тиск на ґрунт і переміщення фундаменту, які не повинні перевищувати нормованих значень.

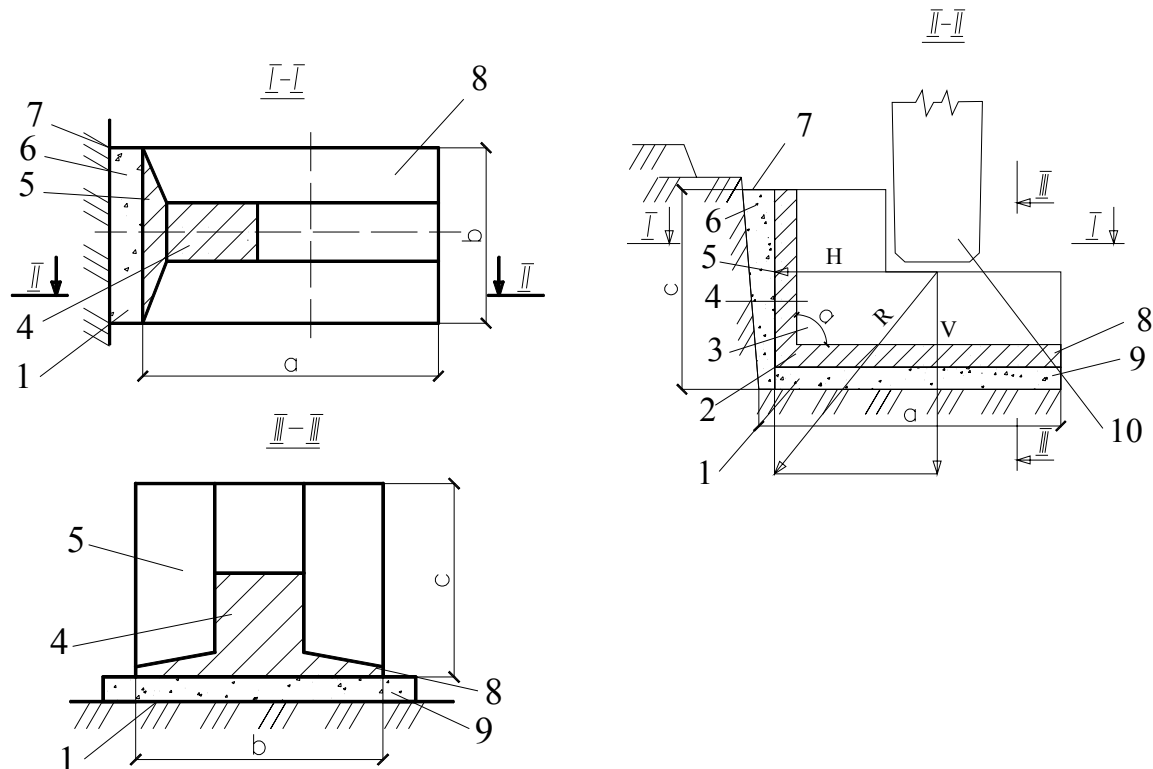


Рис. 6.32. Кутниковий фундамент: 1–несучий шар ґрунту; 2–кутниковий фундамент; 3–кут $90\text{--}120^\circ$; 4–поперечне ребро; 5– лобова стінка; 6– шар бетону ущільненого щебеню, піску; 7–поверхня ґрунту, непорушеної або втрамбованої структури; 8–подушка; 9– підготовка; 10–п'ята стійки рами

Фундамент під стійку тришарнірної рамами може бути окремим, стрічковим, збірним, складеним, збірно-монолітним чи монолітним в залежності від виробничих умов і можливостей будівництва. Зазор (пазуха) клиновидної форми, який утворився між лобовою поверхнею кутового фундаменту і ґрунтом з непорушеною чи ущільненою структурою ретельно бетонують пошарово (в розпір) заповнюють щебенем, піском, піщано-гравійною чи піщано-щебневою сумішшю.

В системі колишніх Облміжколгоспбудів для сільськогосподарських виробничих будівель з каркасами з тришарнірних рам широко використовуються пальові фундаменти.

Палі з такого фундаменту має достатньо розвинутий поздовжній розріз і довжину, які забезпечують потрібний опір ґрунту повороту палі у площині дії навантаження. Необхідність розвинутого поперечного перерізу обумовлюється ще і конструктивними рішеннями, зв'язаними з вирішенням вузла спирання рами в стіновій панелі на фундамент.

Могилевська філія к. інституту Белколгоспбуд запроєтувала призматичні залізобетонні палі суцільного трапецієподібного перетину (табл.6.3). У голові палі для спирання стійки рами влаштовується закладна деталь. Клас бетону В30. Ці палі перетином $220 \times 450 \times 500$ мм, довжини 3,5м сприймають горизонтальне навантаження 17т або вертикальну 18т. Вони значно дешевше фундаментних башмаків з горизонтальною підшовою і бетонною підготовкою /37/.

При будівництві будинку для КРС у колгоспі імені Кірова в Білорусії разом з фундаментами з блоків ФР16-8 з бетонною подушкою і блоками з похилою підшовою був улаштований ростверк і забиті дві похилі палі з оголовком. Оголовок призначений для спирання стійок рами. Порівняння різних варіантів фундаментів показують, що фундамент із двох похилих паль із залізобетонним ростверком є неекономічним. Ефективніше виявився блоковий фундамент із похилою підшовою (табл.6.3). Однак

пальові фундаменти з одиночних паль є безумовно економічними і можуть застосовуватися при усіх видах ґрунтів, у яких не можуть бути застосовані блокові фундаменти.

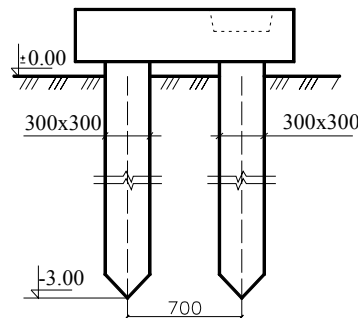


Рис. 6.33. Фундамент з двома палями і збірним залізобетонним ростверком (Полтавський трест «Сільбуд»)

Полтавським к. трестом Сільбуд були випробувані на горизонтальне навантаження куці паль, що складаються з двох паль, розташованих у напрямку дії сили, довжиною 3 м, перетином 30х30 см і низьким ростверком 150х50 см під одну півраму. Несуча здатність на горизонтальне навантаження куца з двох забивних паль визначена в 7 т. Фундаменти з коротких вертикальних призматичних паль з ростверком більш економічні в порівнянні з фундаментом серії 1.800-2.

В Одеській області застосовують пальові фундаменти з коротких пірамідальних забивних паль /12,14/. Під кожен стійку рами влаштовується пальовий фундамент, що складається з двох частин: власне пірамідальної палі і збірного залізобетонного ростверку, що вдягається на палі так, що утвориться гніздо для установки стійки півраму (рис 6.34). Розміри пірамідальної палі: довжина 2,0 м, перетин у голові 0,6 х 0,6 м, перетин у підшві 0,05х0,05 м. Розміри ростверку стакану: 0,55 х 1,0 х 1,2 м.

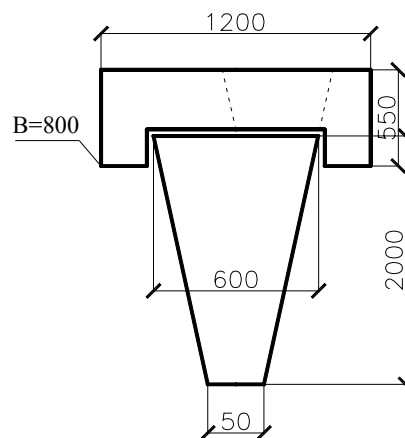


Рис. 6.34. Пірамідальна палія зі збірним залізобетонним оголовником (Одеський ІБІ)

Фундаменти з пірамідальних паль, розроблені замість східчастих фундаментних башмаків з підготовкою (рис 6.35), більш економічні останніх (табл. 6.3).

Миколаївською філією к. інституту Укрколгоспроект разом з Одеським ІБІ розроблена конструкція пірамідальної палі під рами без оголовка (рис 6.36).

ЦНИИЭСельстрой рекомендують для багатьох типів ґрунтів палі забивні таврового перетину з консоллю, конструкція якої досить економічна (рис 6.37). Наявність консолі викликає в перетині палі момент, протилежний за знаком.

Цим самим інститутом розроблені конструкції буронабивної палі з ущільненим ядром (рис. 6.38) і асиметрично блокового фундаменту з ущільненим ядром (рис. 6.39).

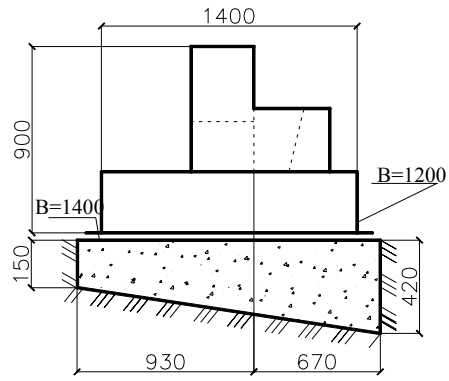


Рис. 6.35. Блочний ступінчатий фундамент з бетонною підготовкою

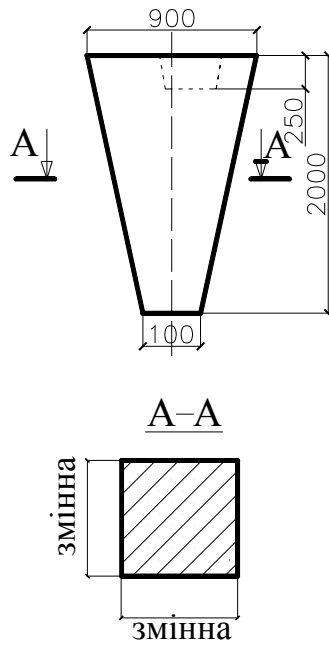


Рис.6.36. Паля пірамідальна (Миколаївська філія Укрколгоспроект»,Одеський ІБІ)

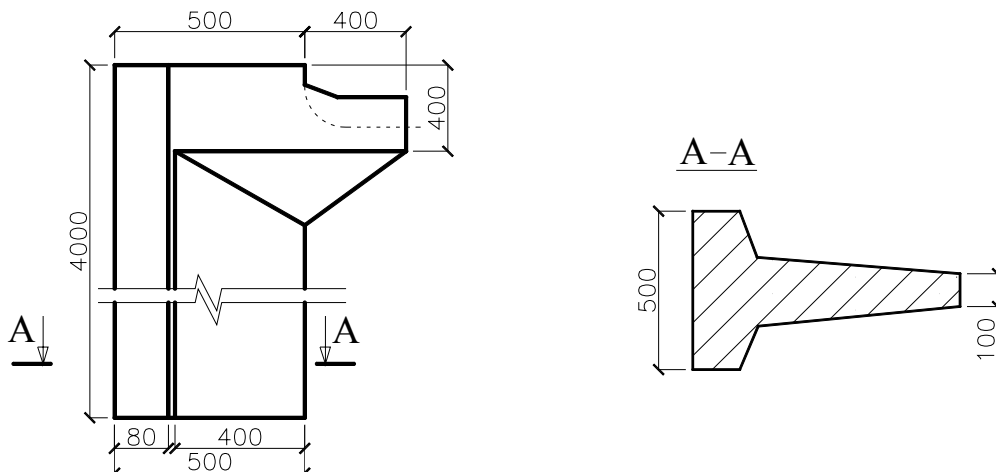


Рис. 6.37. Паля таврового перерізу з консоллю /ДНИИЭПсельстрой/

Розробка фундаментів для будинків з несучим каркасом із тришарнірних рам не повинна бути обмежена одним або двома типами універсальних конструктивних рішень. Різноманіття ґрунтових умов, різний стан виробничої бази і механічна озброєність будівельних організацій обумовлюють необхідність розробки і застосування різних типів фундаментів.

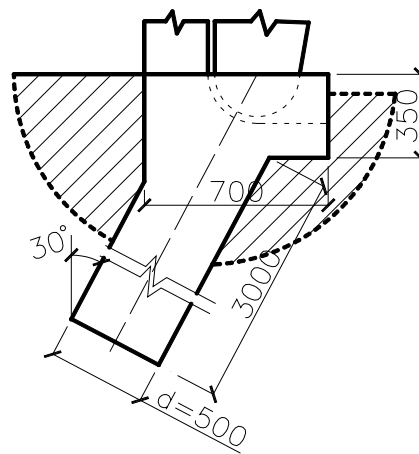


Рис. 6.38. Паля буронабивна із ущільненим ядром /ЦНИИЭПсельстрой/

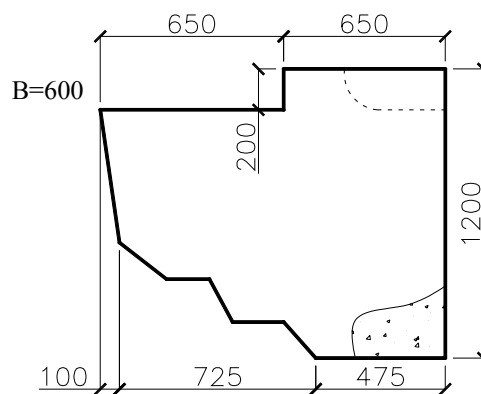


Рис. 6.39. Асиметричний блочний фундамент із втопленим ядром /ЦНИИЭПсельстрой/

Розробка фундаментів для будинків з несучим каркасом із тришарнірних рам не повинна бути обмежена одним або двома типами універсальних конструктивних рішень. Різноманіття ґрунтових умов, різний стан виробничої бази і механічна озброєність будівельних організацій обумовлюють необхідність розробки і застосування різних типів фундаментів.

При будівництві сільськогосподарських будинків з несучим каркасом із тришарнірних рам у першу чергу можуть бути рекомендовані залізобетонні фундаменти з похилою підшовою. Їх можна застосовувати на піщаній основі і на глинистих ґрунтах.

У широкому діапазоні ґрунтових умов як фундаменти для будинків з несучими каркасами їх тришарнірних рам можуть використовуватися залізобетонні палі з різною формою поперечного перерізу.

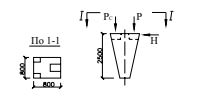
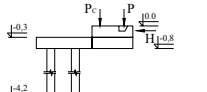
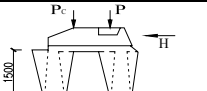
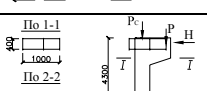
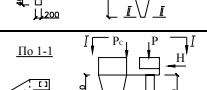
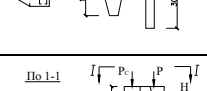
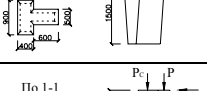
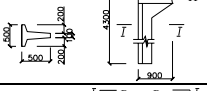
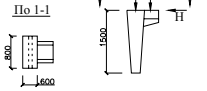
Ефективними фундаментами для будинків з несучим каркасом із тришарнірних рам у ґрунтових умовах I типу за просадочністю ϵ : буронабивна похила паля з ущільненим ядром, асиметричний фундамент у витрамбованому котловані з похилою або східчастою підшовою, клиноподібна паля з консоллю, забивний блок ЗБР і блок-паля перемінного таврового перетину.

Колишнім інститутом Укрколгоспроект за участю автора проведено узагальнення досвіду проектування і будівництва конструкцій пальових фундаментів під тришарнірні залізобетонні рами (табл. 6.4).

Як видно з табл. 6.4 більш індустріальною й економічною конструкцією є фундаменти у вигляді пірамідальних паль (варіант I). У порівнянні з фундаментами серії 1.800-2 вони більш економічні як по вартості, так і по трудомісткості зведення (майже у 3 рази). Пірамідальні палі успішно застосовуються в багатьох областях України.

Таблиця 6.4

Конструктивне рішення паливих фундаментів, застосованих під тришарнірі залізобетонні рами

Варіанти	Конструктивне рішення	Крок рам, м	Розрахункові навантаження на фундамент, т			Витрати матеріалів на один фундамент	
			вертикальна (P)	горизонтальна (H)	вага стіни (Pc)	бетону, м ³	сталі, кг
I		6	15,4	15,1	4,2	0,59	38,25
II		4	12,3	11,3	7,7	1,38	115,0
III		6	21,3	20,8	10,4	2,4	45,7
IV		6	29,0	22,4	3,1	1,0	101,0
V		4	20,91	19,21	7,7	1,5	100,0
VI		6	15,35	13,5	5,8	0,46	21,85
VII		4	14,4	9,8	3,0	0,48	60,0
VIII		6	15,0	13,5	3,0	0,75	70,0
IX		6	15,0	13,5	3,0	0,6	20,0

Примітки: Прогін рам прийнято 21м

Форма пірамідальної палі як фундаменту під розпірні конструкції не є оптимальною. Статична робота такої палі в ґрунті при похилому навантаженні недостатньо ефективна. Напряга, що виникає на контакті «палія-ґрунт», нерівномірна, що сприяє її поворотів в ґрунті.

У деяких областях України під розпірні конструкції застосовуються фундаменти у вигляді двох вертикальних паль перетином 300х300 мм із монолітним ростверком. Палі розташовані по лінії дії горизонтального навантаження. Улаштування цього фундаменту (варіант II) менш трудомістке в порівнянні зі збірними залізобетонними башмаками, що вимагають підвищеної витрати бетону і сталі.

У Черкаській області застосовуються конструкції фундаменту, які складаються з двох забивних залізобетонних кесонних блоків КФ-2 висотою 1,5 м, перетином зверху 900х900 мм, знизу 500х500 мм на які ставиться фундаментний башмак Ф-21 (варіант III). Цей варіант фундаменту по витраті сталі найбільш прийнятний, але він трудомісткий.

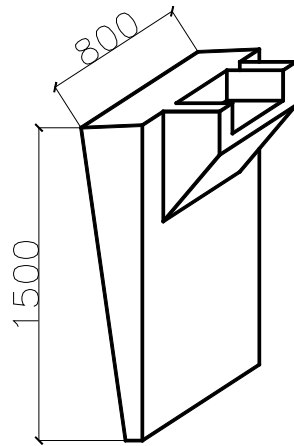


Рис.6.40. Клиноподібна паля з консоллю (ЦНИИЭСельстрой)

У Чернігівській області впроваджується залізобетонна паля з консоллю СКР-4, розроблена Чернігівською філією к. Укрколгоспроект (варіант IV). Довжина палі 4,3м, перетин від 500х400 мм (угорі) до 200х400 мм унизу на відстані 2 м. Тому на консоль насаджується стакан-шайба СШ-1 із гніздом для п'яти рами. Консоль дозволяє передати вертикальне навантаження з ексцентриситетом щодо центру ваги поперечного перерізу палі. Цей фундамент можна застосовувати при будівництві на майданчиках з нерівним рельєфом і на слабких ґрунтах, де може бути виправдана велика витрата сталі на палі.

Київським інженерно-будівельним інститутом розроблена нова конструкція пального фундаменту під п'яту рами. Фундамент складається з однієї або двох забивних призматичних палей довгою до 3м і однієї пірамідальної тригранної або чотиригранної палі довжиною до 2м, що забивається з боку зворотної дії горизонтального навантаження. Палі поєднуються ростверком (варіант V). Однак такий фундамент відрізняється великою кількістю деталей і втратою бетону і сталі.

ЦНИИЭСельстроем випробувані і впроваджені фундаменти у виді забивного блоку (варіант IX), що являє собою усічену піраміду з невеликими кутами нахилу граней. Розміри верхньої грані блоку 900х600 мм, нижньої 800х600 мм. Висота блоку 1,3 м. Гніздо для установки п'яти рами зміщено щодо центра ваги верхньої грані у бік, протилежну напрямковій дії горизонтального навантаження. На виготовлення фундаментів типу ЗБР витрачається бетону стільки ж, як і для пірамідальних палей, а сталі – у 2 рази менше.

При всіх позитивних якостях такого типу фундаменту велика площа нижньої основи, що занурюється в ґрунт, дозволяє застосовувати його тільки в слабких ґрунтах.

Цим же інститутом розроблена конструкція забивної залізобетонної палі таврового перетину (варіант VII), що вписується в квадрат розміром 500х500 мм. Паля має консоль вільютом 400 мм, що дає можливість передавати навантаження від вертикальної сили з ексцентриситетом щодо центру ваги поперечного перерізу.

Перетин геометричної форми і консолі дозволяє підвищити несучу здатність палі. Однак складність у виготовленні і велика витрата сталі ускладнює її застосування.

Для експериментального будівництва на просадних ґрунтах ЦНИИЭСельстрой розробив конструкцію палі, що має клиноподібну форму (варіант VIII) з верхньою основою 800х600 мм і нижнім 800х100 мм. Паля висотою півтора метри має однією консоль, розташовану в протилежному напрямку дії розпору, що дозволяє змістити гніздо для спірання п'яти рами ексцентрично щодо центру ваги перетину палі, зменшити її величину згинаючого моменту і величину її горизонтального переміщення.

Клиноподібна форма палі дозволяє повніше, ніж пірамідальна, використовувати відпор ґрунту на рівні вістря за рахунок збереження постійної ширини грані, перпендикулярної до напрямку розпору. Однак, при зануренні клиноподібної палі, також як і пірамідальної, потрібне улаштування приямка для

попередньої установки перед зануренням у ґрунт, що викликає незручність у виробництві роботи і додаткові витрати. Крім того, ця паля матеріаломістка по витраті сталі.

Колишнім інститутом Укрколгоспроект за участю автора /53/ розроблена конструкція забивного блоку-палі, що виконаний у вигляді тавра перемінного перетину по довжині з невеликими (близько 5 градусів) кутами нахилу граней до вертикалі (варіант VI). Стакан для спирання п'яти рами зміщений щодо центру ваги конструкції з ексцентриситетом, що забезпечує рівномірний тиск передньої стінки і підшви фундаменту на ґрунт (рис.6.41).

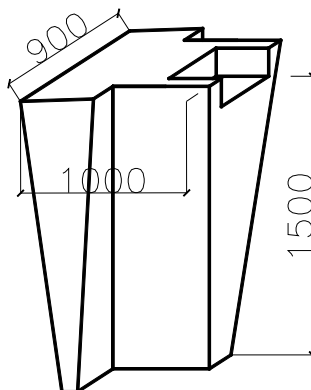


Рис.6.41. Блок-паля змінного таврового перерізу
(к. Укрколгоспроект)

Конструкція блоків-паль удосконалена. Перетин зменшений за рахунок пристрою верхньої частини ребра двосторонньої консолі, які слугують для спирання фундаментних балок (рис 6.42). Для рівномірного занурення фундаменту в ґрунт консоль влаштована у верхній частині передньої стінки. Консоль служить для ущільнення ґрунту і зменшення призми випирання ґрунту. Розміри верхньої основи: стінки – 900x40 мм, ребра – 600x500 мм, нижньої основи: стінки – 700x100 мм, ребра – 600x100 мм. Висота блоку-палі – 1,5 м.

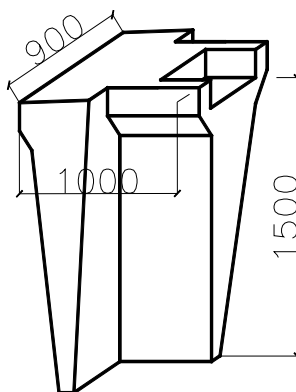


Рис. 6.42. Блок-паля змінного перерізу з консолями
(к. Укрколгоспроект)

Аналіз демонструє, що конструкція фундаменту, розроблена к. Укрколгоспроектом за участю автора (варіант VI) є найбільш прийнятною, тому що має позитивні якості, властиві кожному типові фундаменту окремо, тобто має:

- велику площу бічної поверхні (як у тавровій палі);
- ухил грані, що наближається до ухилу пірамідальної палі;
- розширену стінку (як у клиноподібній палі).

При визначенні ступеня ефективності фундаменту під тришарнірні рами варто виходити з таких положень:

робота конструкції фундаменту на межі фундамент-грунт повинна бути рівномірною, щоб сума моментів щодо точки повороту фундаменту від вертикальних і горизонтальних складових максимально наближалися до нуля;

фундамент повинен відповідати максимальній несучій здатності на горизонтальне і вертикальне навантаження при мінімальній витраті бетону і сталі;

повинна бути виключена багато детальність у виробництві роботи зі зведення фундаментів за рахунок індустріалізації будівництва.

Таким чином, блок-пала таврового перемінного перетину (варіант VI), що відповідає всім пропонованим вимогам є найбільш ефективним рішенням і найменш матеріаломісткою конструкцією, яка сприймає розпір. Такий фундамент після експериментальної перевірки варто рекомендувати для широкого застосування при будівництві каркасів сільськогосподарських, виробничих, громадських й інших будинків.

Техніко-економічні показники конструкцій фундаментів, застосованих у різних областях України, зведені в таблицях 6.5 і 6.6.

6.5. Розробка конструкцій палових фундаментів

Інститутом УкрНДЦивільсьлібуд за участю автора /74/ розроблена конструкція пального фундаменту зі збірними ростверками із коротких елементів з оголовками по краях. При цьому П-подібні рамні елементи, що включають дві палі і ростверк, розташовані в плані таким чином, що максимальне погонне навантаження від маси стін будинку припадає на дві прилеглі палі, а мінімальна – на збірні ростверки (рис 6.43).

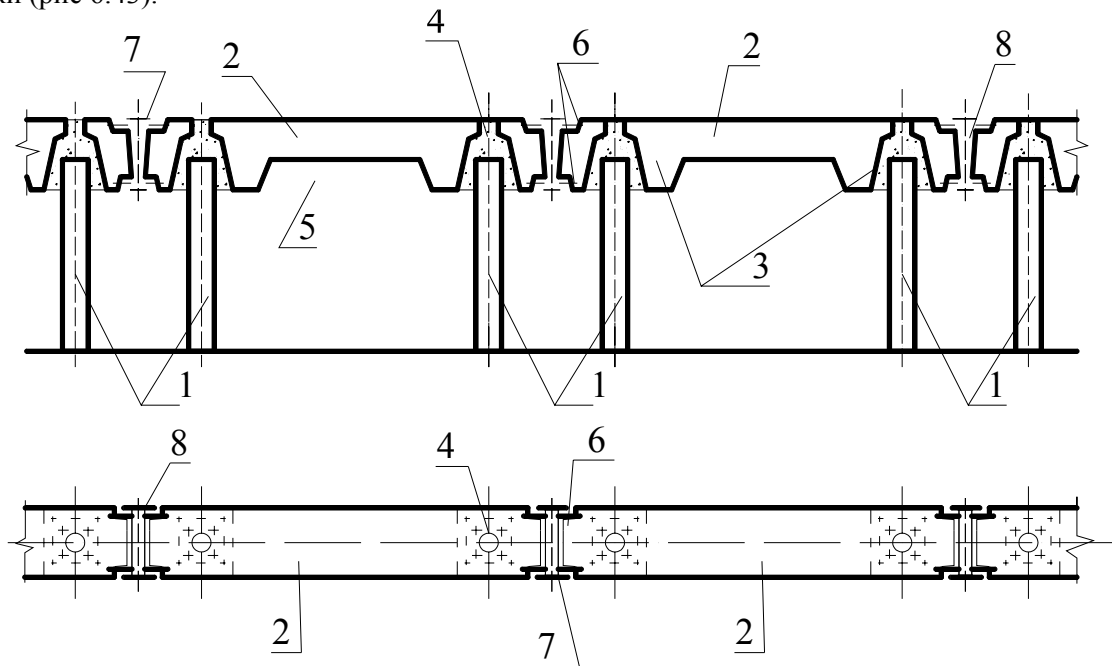
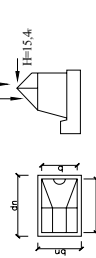
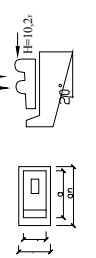
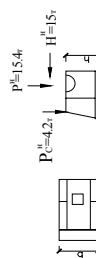
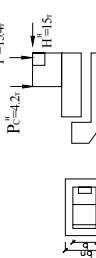


Рис. 6.43. Пальовий фундамент: 1–палі; 2– збірні ростверки; 3–оголовки; 4– отвори; 5– порожнина; 6– арматурні випуски; 7–сталева пластина; 8– зазор

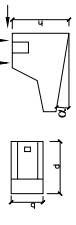
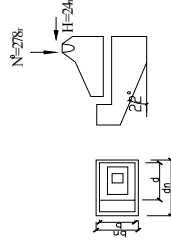
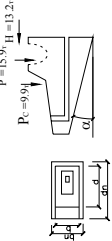
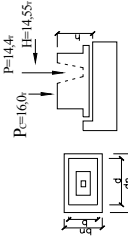
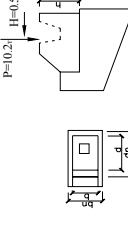
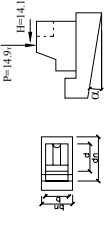
Пальовий фундамент включає залізобетонні палі 1, збірні ростверки 2, виконані у вигляді збірних коротких залізобетонних елементів довжиною до 3м. По краях ростверків 2 розташовані оголовки 3 з отворами 4 для закладення палей, при чому нижня грань ростверків має порожнину 5, трапецієподібну в поперечному перерізі. У торцях ростверків передбачені арматурні випуски 6, які можна з'єднати за допомогою сталевих пластин 7 на зварюванні. Зазор 8 між ростверками замонолічуються бетоном на мілкому ґравії.

Таблиця 6.5.

Техніко - економічні показники окремих фундаментів

ФУНДАМЕНТНІ БАШМАКИ													
Області	Схема фундаменту та навантаження	Марка елементу	Розміри, мм					Клас бетону	Об'єм бетону, м ³	Витрати сталі, м ³	Маса елементу, т	Характеристика ґрунту	Примітки
			a	b	a _n	b _n	h						
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Вінницька		ФСР-9-12	1200	900	1600	1100	650	B20	0,34	23,80	0,95	$\phi^H=20^0$ $C^H=0,91 \text{ кг/см}^2$ $\gamma^H=1,8 \text{ т/м}^3$ $E=140 \text{ кг/см}^2$	-
Волинська		Ф5-185-21	1600	800	2000	1000	850	B20	0,65	42,80	1,56	-	-
Луганська		ПФБ-1	1600	1100	-	-	800	B20	0,84	24,44	2,10	-	-
Дніпропетровська		Ф-1	1500	1100	-	-	1100	B15	1,06	39,00	2,65	$\phi^H=28$ $C^H=0,02 \text{ кг/см}^2$ $\gamma^H=1,8 \text{ т/м}^3$ $E=150 \text{ кг/см}^2$	-

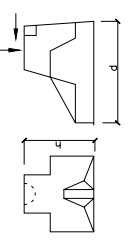
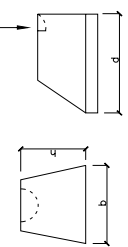
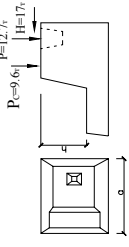
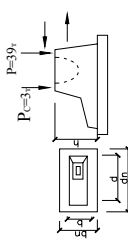
Таблиця 6.5.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Донецька		СФР-16	16 00	15 00	-	-	10 00	B20	1,35	32,40	3,40	$\phi^H=20^0$ $C^H=2\text{т/см}^2$ $R=2\text{кг/см}^2$	-
Житомирська		Ф-1	18 00	13 00	21 00	14 00	60 0	B20	0,95 1,39 - подбет онка	52,36	2,48	$\phi^H=27^0$ $C^H=0,8\text{т/см}^2$ $\gamma^H=1,9\text{т/м}^3$	-
Запорізька		Ф-1	17 80	12 00	23 80	18 00	95 0	B20	1,13	64,65	2,83	Суглинок просадко вий тип 1 $R^H=20\text{кг/см}^2$	-
Івано- Франківська		Ф21/6-к	14 70	14 70	20 70	16 00	60 0	B20	0,79	34,33	2,2	$\gamma=1,7\text{т/м}^3$ $R^H=2\text{кг/см}^2$	-
Київська		ФС-1	16 50	80 0	22 00	12 00	65 0	B20	0,625 3,5- підбе- тонка	-	1,5	$\phi^H=18^0$ $C^H=2,8\text{кг/см}^2$ $\gamma=1,6\text{т/м}^3$	-
Кримська		Ф-1	15 00	15 00	18 00	17 00	70 0	B15	0,84 1,62- бутобе -тон	21,6	2,10	Суглинок непросад- ковий $R^H=2,0\text{кг/см}^2$	-


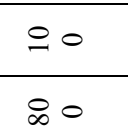
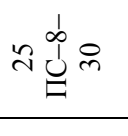

Таблиця 6.5.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Миколаївська		-	-	-	-	-	800	B20	1,14 0,2 будо- бетон	52,5	3,1	Суглинок вологий $R^H=20\text{кг/см}^2$	-
Одеська		-	1400	1200	1500	1400	900	B20	0,65 0,64 будо- тон	24,0	3,0	Суглинок $\varphi^H=22^0$ $C^H=0,33\text{кг/см}^2$ $R^H=1,6\text{кг/см}^2$	-
Сумська		ФР-6-21	2000	900	-	-	1100	B20	1,18	43,36	-	-	-
Полтавська		-	1600	800	2100	1200	800	B20	0,56	30,74	4,04	Суглинок непрод- ковий $R^H=1,5\text{кг/см}^2$	-
Харківська		ФР-1	1900	700	-	-	1300	B20	1,23	94,8	3,08	-	-
Тернопільська		Ф18/6-В	1600	800	1900	1100	1300	B20	0,72	33,3	1,8	-	-
Хмельницька		-	1300	800	1900	1100	1300	B20	0,495	12,4	3,44	Лесовидні суглинки $\delta_{пр}=0,02$ $R=1,8\text{кг/см}^2$	-

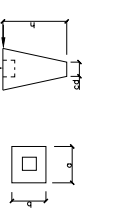
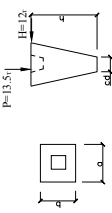
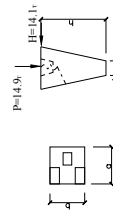
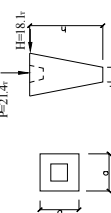
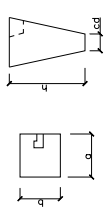
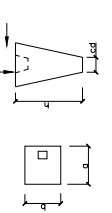
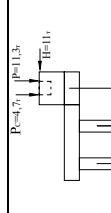
Таблиця 6.5.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Черкаська		ФР-20-13	20 00	13 00	-	-	15 50	B15	1,64	53,03	4,00	-	-
Черкаська		Ф-21	16 00	98 0	-	-	80 0	B15	0,882	12,6	220	-	-
Чернівецька		ФБ-21	15 00	10 00	-	-	80 0	B20	0,76	21,18	1,9	Суглинок	-
Чернігівська		ФБ-21-БИ-1	16 00	10 00	21 00	15 00	65 0	B20	0,554	42,15	1,40	$\phi^H=18^0$ $C^H=0,25 \text{ кг} / \text{см}^2$ $\gamma^H=1,8 \text{ т} / \text{м}^3$	-


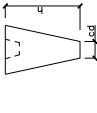

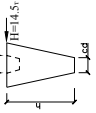

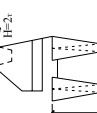

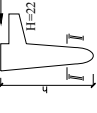
Таблиця 6.5.

Області	Схема фундаменту та навантаження	Марка елементу	Розміри, мм					Клас бетону	Об'єм бетону, м ³	Витрати сталі, м ³	Маса елементів, т	Характеристика ґрунту	Примітки
			a	b	c	d	h						
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Вінницька		ПС-9-25	90 0	90 0	10 0	10 0	25 00	B20	0,84	32,40	2,1	-	-
Луганська		ПС30-07	70 0	70 0	15 0	15 0	30 00	B20	0,61	37,36	1,35	$\gamma_{ск}=1,35$ т/м ³ та вище	-
Дніпропетровська		ПС-7-25	70 0	70 0	10 0	10 0	25 00	B20	0,51	34,11	1,27	-	-
		ПС-8-25	80 0	80 0	10 0	10 0	25 00	B20	0,59	38,25	1,47	-	-
		ПС-8-30	80 0	80 0	10 0	10 0	30 00	B20	0,71	51,37	1,77	-	-
Житомирська		СП80/7-25	80 0	80 0	70 0	70 0	25 00	B20	0,57	31,93	1,43	$\gamma=1,55$ т/м ³	-

Таблиця 6.5.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Запорізька		СПС-25 СПС-30	90 0 10 00	90 0 10 00	10 0 10 0	10 0 10 0	25 00 30 00	B20 B20	0,675 1,00	33,25 48,43	1,65 2,4	$\gamma=1,4\text{т/м}^3$	-
Київська		ПФС-1 ПФС-2	80 0 90 0	80 0 90 0	10 0 10 0	10 0 10 0	20 00 20 00	B20 B20	0,46 0,57	24,00 30,76	1,17 1,38	-	-
Кримська		ПФЕ-2	10 00	10 00	10 0	10 0	20 00	B20	0,67	44,03	1,67	-	-
Миколаївська		СП-2 СП-3	90 0 90 0	90 0 90 0	10 0 10 0	10 0 10 0	20 00 30 00	B20 B20	0,55 1,37	35,83 87,95	1,37 3,42	-	-
Одеська		ПС-25-02/06	80 0	60 0	10 0	10 0	25 00	B20	0,517	44,54	1,4	-	-
Полтавська		ПСР-1 ПСР-2	90 0 90 0	90 0 90 0	10 0 10 0	10 0 10 0	20 00 25 00	B20 B20	0,58 0,73	29,9 36,2	1,45 1,83	$\gamma=1,5\text{т/м}^3$	-
Рівенська		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Таблиця 6.5.

I	2		3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Сумська			ПФС-4	80 0	80 0	50	50	36 00	B20	0,807	41,56	1,78	-	-
Харківська			СП-2-08 СП-3-08	80 0	80 0	10 0	10 0	20 00	B20 B20	0,47 0,71	31,1 38,6	1,17 1,77	-	
Черкаська			КФ-6	90 0	90 0	50 0	50 0	15 00	B30	0,66	16,54	1,52	-	-
Чернігівська			СКР-4	50 0	40 0	20 0	40 0	43 00	B30	0,8	93,00	2,00	-	-

Пальовий фундамент влаштовується в наступному порядку: занурення паль 1 виконується забиванням їх в один ряд із кроком паль, визначеним у залежності від прив'язки отворів оголовок 3, у збірному ростверку 2 і його довжини, наприклад з відстанями між осями отворів 2м і від осі до країв по 0,45м, а також зазорів між ростверками порядку 0,1 - 0,05м. Потім на палі вдягаються ростверки, після чого вони в отворах оголовок замоноличуються на дрібному щебені.

Збірні ростверки, встановлені послідовно в ряд при замоноличуванні в них паль, утворюють конструкції типу П-подібних рам, де ригелями є ростверки, а стійками – палі. При цьому діючи на суміжні палі постійне погонне навантаження викликає реакцію, обумовлену трикутними епюрами з максимальними ординатами над опорами.

Оскільки навантаження від стін будинку може бути цілком сприйняте панеллю першого поверху, наприклад, за рахунок її великої жорсткості без ростверку, то даний пальовий фундамент доцільно застосовувати при будівництві будинків, стіни яких виконані кладкою цегли або з бетонних блоків.

Наявність у пальовому фундаменті збірних ростверків, виконується зі збірних коротких елементів з оголовками по краях, дозволяє усунути багатоділені операції по роздільному монтажу окремо збірних ростверків і окремо оголовок, чим досягається зниження трудомісткості монтажу, а сполучення в одному конструктивному виробі ростверку з оголовками дозволяє знизити матеріалоемність фундаменту в цілому. Приймаючи до уваги роботу ростверку під дією навантажень, максимальні ординати від яких приходяться на опори, дозволяє додати ростверкові перемінний перетин, наприклад у вигляді трапецієдального вирізу між оголовками, що також додатково знижує його матеріалоемність.

При об'єднанні оголовок високим жорстким ростверком досягається рівень навантажень на суміжні палі збірних ростверків, що забезпечує рівномірне обтиснення ґрунту і збільшення граничної жорсткості пальового фундаменту. Сукупність цих нових технічних можливостей створює повний нероздільний ефект зниження трудомісткості монтажу і матеріалоемності фундаменту в цілому. Так, наприклад, застосування пальових фундаментів зі збірним залізобетонним ростверком для житлових будинків серії 87 дозволило знизити вагу конструкцій фундаментів на 20%, працевтрати на 20-25%. Розглянута конструкція, виконана за участю автора, заявлена як передбачуваний винахід.

Київським інститутом інженерів цивільної авіації за участю автора розроблена конструкція пальового фундаменту по а.с. № 1232745 /70/.

Пальовий фундамент (рис. 6.44) включає залізобетонні палі 1, збірно-монолітний ростверк 2, що складається з випусків 3 розтягнутої арматури збірних елементів 4 і замоноличуваних стиків 5, розташованих по осях паль 1, що мають у поздовжньому перетині П-подібну конфігурацію. Випуски 3 розтягнутої арматури вигнуті дугами, заведені на голови суміжних паль 1 і жорстко приєднані до їхньої арматури.

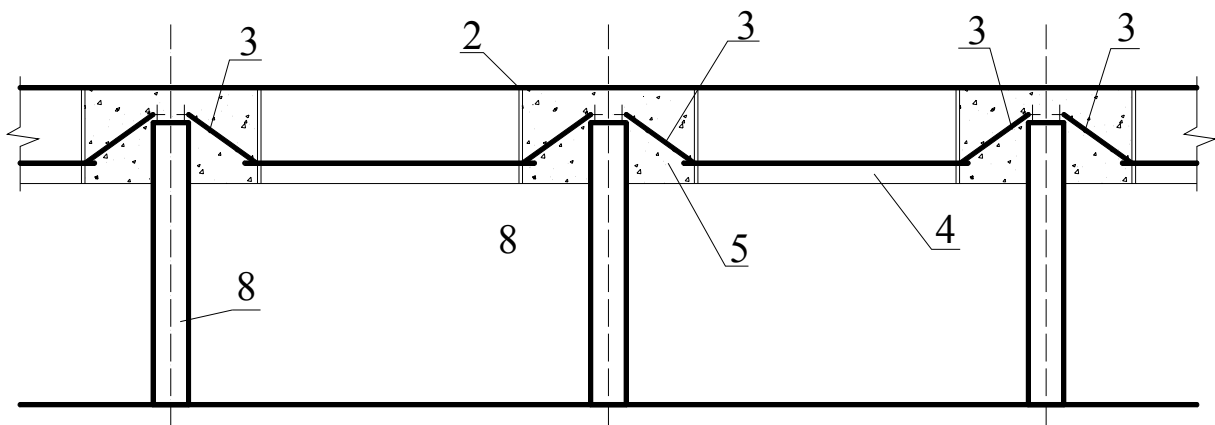


Рис. 6.44. Пальовий фундамент: 1– палі; 2– збірно–монолітний ростверк; 3– випуски арматури; 4– збірні елементи; 5– монолітний стик

Пальовий фундамент зводять таким чином. Здійснюють занурення паль 1 забиванням в один ряд із кроком, визначеним у залежності від навантаження, що у свою чергу визначає довжину збірних елементів 4 з обліком того, що зазор між гранню палі 1 і торцем відповідного елемента повинний знаходитися в межах 20-40 см.

Потім встановлює збірні елементи 4, підпираючи їхні випуски 3 розтягнутої арматури на оголовки суміжних паль і жорстко їх приєднуючи до арматури паль, після чого виконують замоноличування стиків 5 з бетону на дрібному щебені.

Збірно-монолітний ростверк у розглянутій конструкції утворюють пальовий фундамент рамного типу, де ригелем є ростверк, а стійками – палі. Фундамент доцільно використовувати при будівництві будинків, стіни яких виконані з кладки із цегли або блоків, а навантаження від стін будинку буде цілком сприйматися панеллю першого поверху, при цьому виключаються багатодільні операції по роздільному монтажу збірних ростверків і оголовків.

Колишнім трестом Укроргсільбуд Мінсільбуду України розроблені палі нової конструкції по а.с. №669010 для устроювання фундаментів в різноманітних ґрунтових умовах, в тому разі в просадкових і насипних ґрунтах, для сприймання вертикальних та горизонтальних навантажень. Призначені для промислового, житлово-цивільного та сільського будівництва /132/.

Розроблено декілька типів конструкцій паль.

Тип 1 – палі СВД, що передають вертикальне навантаження (рис. 6.45,а). Довжина палей 2,5-8 м, переріз $B=75$ см, $H=40-50$ см. Витрати бетону 0,45-1,47 м³, сталі 36-84 кг. Несуча здатність палі 80-250 т.

Тип 2 – палі СВД з консоллю, що передають вертикальні та горизонтальні навантаження в слабких ґрунтах (рис. 6,45,б). Довжина палів 2,5-5,75 м, переріз аналогічне до палей типу 1. Витрати бетону 0,54-1,2 м³, сталі 47,1-99 кг. Несуча здатність палів на сприйняття горизонтального навантаження – 20-20 т, вертикальної - 45 т.

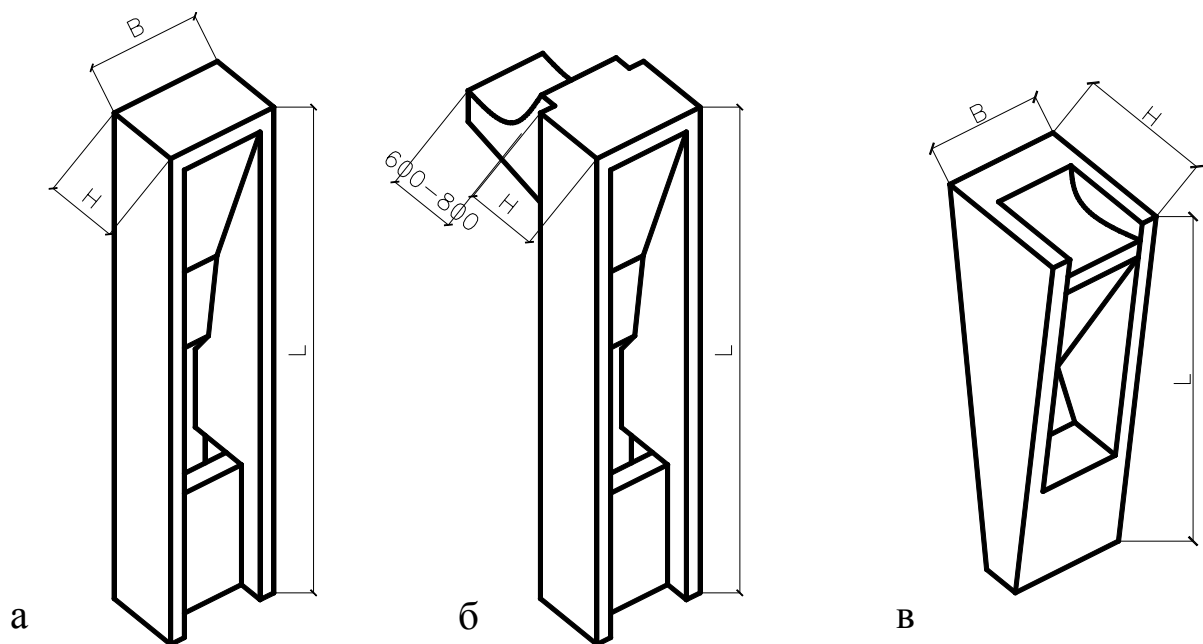


Рис.6.45. Палі із вертикальних елементів, об'єднаних діафрагмами СВД

Тип 3 - палі СВД з гніздом, що передають вертикальне та горизонтальне навантаження в щільних ґрунтах (рис. 6,45,в). Довжина палей 3-4 м, переріз 80x80 см. Витрати бетону 0,69-0,9 м³, сталі 48-61 кг. Несуча здатність на сприйняття горизонтального навантаження 18-20 т, вертикального - 40 т.

Палі типів 1 та 2 було розроблено к. трестом Укроргтехсільбуд в одних металоформах (зі зміною консоллю).

Палі СВД мають більшу площу поперечного перерізу в оголовці, що дає можливість використовувати збірні ростверки або встановлювати конструкцію каркасу будівлі безпосередньо на палю, за рахунок цього зникає необхідність в використанні монолітних ростверків.

Забивка палей виконується з високою точністю по вертикалі палейним агрегатом з масою ударної частини молоту 1,25-2,5 т.

У порівнянні з призматичними та пірамідальними, палі нової конструкції мають в 1,5-2,5 рази більшу питому несучу здатність по сприйняттю вертикальних навантажень.

Використання паль СВД дає можливість споруджувати будівлі з розпірними конструкціями з шагом 6м на просадкових та насипних ґрунтах без подорожчання фундаменту.

Використання наведених вище палів надає можливість зменшити вартість фундаменту за рахунок скорочення на 40-50% витрат на бетон та сталь, зниження в 2-3 рази трудомісткість спорудження фундаменту.

Інститут УкрНДІПцивільсьбуд (за участю автора) проводив великі роботи з удосконалення конструкцій палів СВД, з експериментального та теоретичного їх дослідження, впровадження в практику проектування та будівництва на певних об'єктах/64,65/.

Розглянемо детальніше конструкцію палі СВД (рис. 6.46).

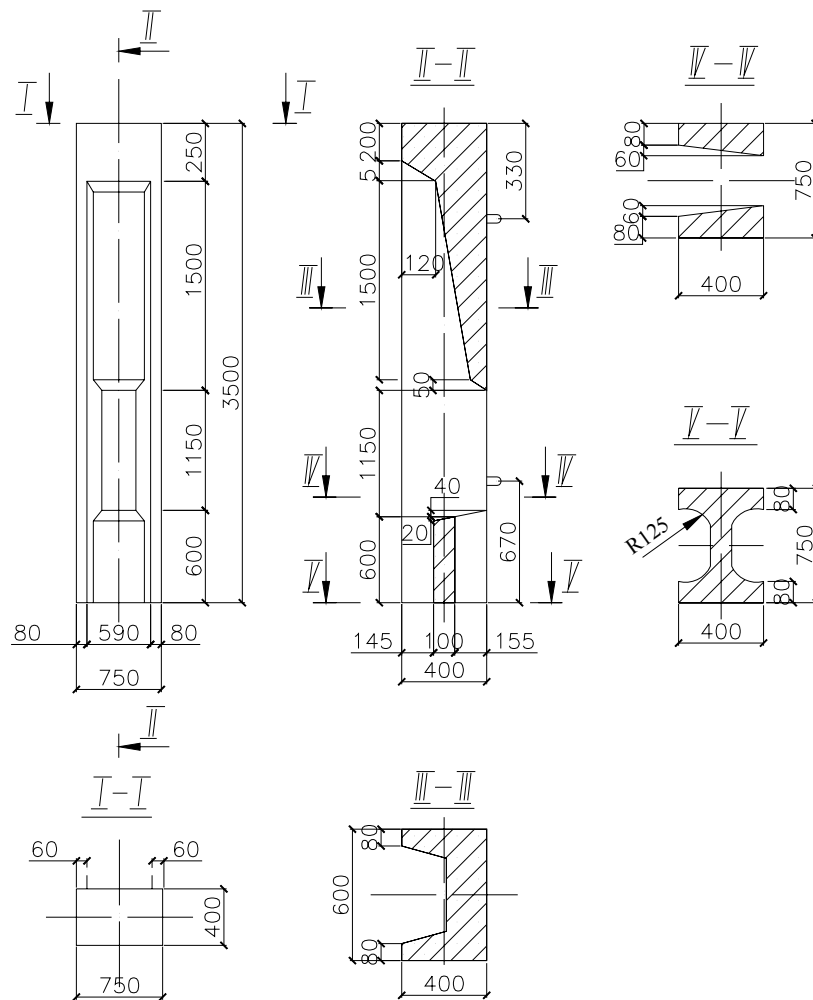


Рис.6.46. Палі із вертикальних елементів,об'єднаних діафрагмами

Ствол палі виконано складеним з розміщених на відстані один від одного клиноподібних, у поперечному перерізі, вертикальних елементів, з'єднаннях між собою у верхній та нижній частинах діафрагмами. При цьому діафрагма, що розміщена у верхній частині, виконана в повздовжньому перерізі у вигляді клину та повернена розширеною частиною до оголовку. Оголовок може бути виконано з гніздом для установки конструкції рамного каркасу. Діафрагма, що розміщена у нижній частині, стабілізує палю по вертикалі та тим самим забезпечує точність забивки. Діафрагма-- клин сумісно з оголовком забезпечує нерівномірне ущільнення ґрунту, що дуже важливо при односторонньому горизонтальному навантаженні (рис. 6.47).

Конструкція палі з вертикальних елементів, з'єднаних діафрагмами, призначена для використання в індустріальних рішеннях нульових вузлів з використанням балок та блоків, що мають проліт 2-5м для будівництва житлових будівель, а також для сільськогосподарських виробничих будівель.

Порівняння запропонованих експериментальних палів з перерізом 75x40 см та довжиною 3,0 м з еквівалентною кількістю (за несучою здатністю) типових палей з перерізом 30x30 см та довжиною 3,0 м показало їх ефективність в зниженні матеріалоемності та трудовитрат.



Рис.6.47. Паля з вертикальних елементів, об'єднаних діафрагмами СВД, в процесі забивки

Таблиця 6.7

Техніко- економічні показники палей СВД 3.75.40 та СВ.30

№ п/п	Найменування показників	Одиниця виміру	Палі СВД 3.75.40 перерізом 750x400 мм	Палі СВ.30 перерізом 300x300 мм
1	Допустиме розрахункове навантаження на палю	т	83,0	22,9
2	Кількість типових палів, еквівалентних за несучою здатністю однієї експериментальної	т	1,0	3,62
3	Витрати бетону на одну палю	м3	0,50	0,28
4	Витрати сталі на одну палю	кг	29,11	16,84
5	Витрати сталі на 1 м3 бетону	кг	58,22	60,14
6	Витрати матеріалів на типові палі, які еквівалентні за несучою здатністю однієї експериментальної	м3 кг	0,50 29,11	1,01 61,0
7	Економічний ефект від впровадження однієї експериментальної палі замість типових	м3 кг	0,51 31,89	-- --
	- економія бетону;	раз	1,5-4,0	--
	- економія сталі;	--	3,6-5,0	--
	- зниження матеріалоємності			
	ростверку;			
	- коефіцієнт зниження трудовитрат та енергоресурсів при навантаження палів			

Для визначення несучої здатності нового типу палі перерізом 40x75 см, довжиною 3,0 м та порівнянням її зі звичайною призматичною палею перерізом 30x30 см, довжиною 3,0 м, було проведено статистичні випробування палів для звичайних інженерно - геологічних умов будівництва (рис.6.48).

Згідно вимог СНиП за результатами випробувань несуча здатність палі нової конструкції складає 104 т /64,65/. Допустиме розрахункове навантаження на палі складає 83 т, при цьому осадка палі дорівнює 4,7 мм, тобто не перевищує допустимої нормативної величини 20 мм (рис 6.49).

Несуча здатність призматичної палі перерізом 30x30 см та довжиною 3,0 м для тих інженерно-геологічних умов, що й досліджуваної палі складає 28,8 т, а допустиме розрахункове навантаження на палі складає 22,9 т.

В результаті аналізу випробувань було встановлено, що палі нової конструкції мають в 2-4 рази більшу несучу здатність у порівнянні зі звичайними призматичними.

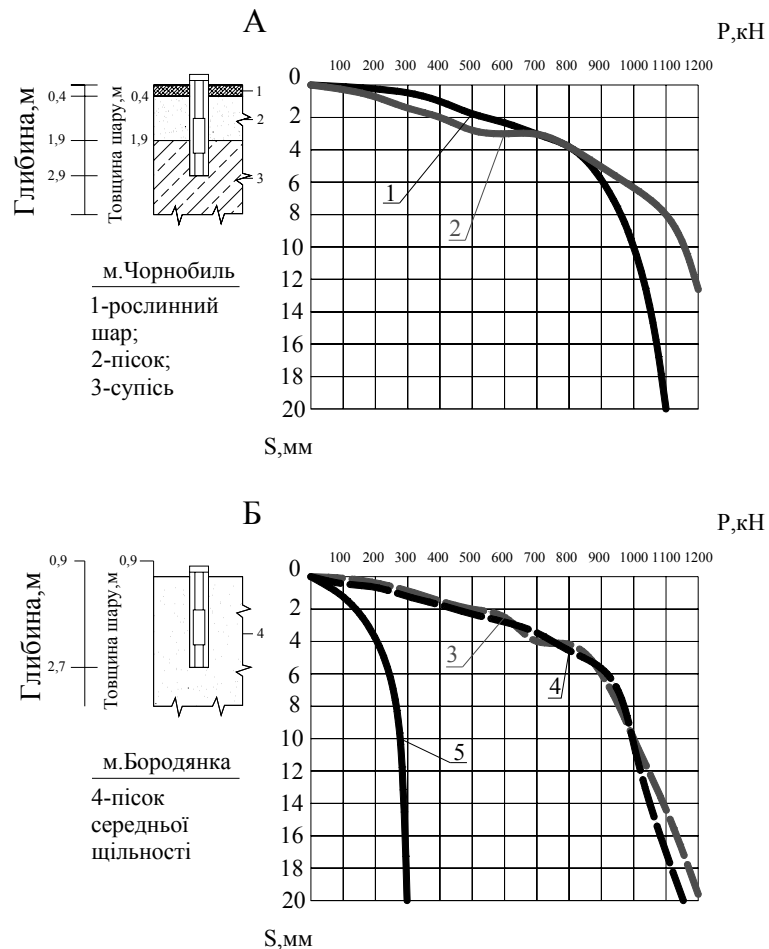


Рис.6.49. Графік залежності просідання від навантаження 1,2,3,4 – палі СВД; 5 – звичайні палі

Залізобетонні палі нової конструкції виготовляються з важкого бетону класу В30 в формах в горизонтальному положенні. Армування палів виконується каркасами зі стрижневої гарячекатаної арматури класу А-III, А-I та звичайної гладкої проволочки класу В-I.

Рациональна область застосування по ґрунтовим умовам:

- глинисті ґрунти з показником консистенції від 0,2 до 0,6;
- піщані ґрунти середньої щільності;
- насіпні ґрунти (за умови занурення палів в ґрунти природного рельєфу на глибину не менш 1,5 м);
- просадкові ґрунти I типу просадковості (товщина просадного шару не більш 5м від рівня планування).

Не допускається використовувати палі в ґрунтах великаломаних, гравілістих пісках і при заляганні на невеликій глибині скальних ґрунтів.

Інститутом УкрНДЦивільсільбуд сумісно з к. трестом Укрорттехсільбуд та НДІБК розроблені технічні умови ТУ 69 УССР-82. Палі з вертикальних елементів, об'єднаних діафрагмами. ТУ

розповсюджуються на палі залізобетонні з вертикальних елементів, об'єднаних діафрагмами, які передбачені для улаштування безростверкових пальових фундаментів при будівництві житлових будинків, громадських будинків та сільськогосподарських виробничих споруд. ТУ включає: загальні вимоги, правила прийомки, методи контролю, транспортування і збереження, вказівки по використанню.

Після проведення випробувань нової конструкції паль і поставлення технічних умов інститутом УкрНДЦивільсільбуд були розроблені креслення безростверкових пальових фундаментів з використанням вказаних паль на об'єктах будівництва в смт. Чорнобилі, Бородянка, Поліське.

Використання паль з вертикальних елементів, об'єднаних діафрагмами, для будівництва гуртожитку на 200 місць в м. Чорнобиль, 97кв. житловий дім в смт. Бородянка, 80 кв. житловий дім в смт. Поліське дозволило знизити вартість будівництва на 59 тис. крб, зекономити сталі - 14,1т, зекономити збірного залізобетону і бетону - 784м³, виключити улаштування піщаної подушки в обсязі 5 тис.м³, знизити трудовитрати на 2480чол.-дн., зменшити об'єм вантажу перевозок на 2125 т.

Крім того дані палі ефективні для будівництва тваринницьких будинків з каркасом з рамних конструкцій та оболонки.

Конструкції нового типу паль по а.с. №669010 являються економічно корисніші по величині несучої здатності в порівнянні зі звичайною призматичною палею, що дозволяє її рекомендувати для широкого втілення в практику проектування і будівництва пальових фундаментів для сільського будівництва.

1. На основі узагальнення досвіду розробки і проектування покриття сільськогосподарських виробничих будинків встановлено чотири типу покриття:

- покриття з залізобетонними плитами;
- покриття з полегшеними плитами на деревинному каркасі і азбестоцементними листами;
- тепле покриття з прогонами;
- холодне покриття з прогонами.

2. Найменш матеріаломісткими і найбільш економічними являються конструкції таврових залізобетонних прогонів ПЖТ, розроблених інститутами Гипрооргсельстрой, ЦНИИЭПсельстрой, НИИЖБ, к.УкрНДЦіпросільгосп (за участю автора) та к. Укрколгоспроект. Прогони довжиною 6,0 і 5,5м під навантаження 2,5; 3,75; 5,0 і 6,0 кН/м пройшли усі стадії розробки, експериментально апробовані, затверджені Держбудом України, включені в каталоги /7,8,68/ і рекомендовані до використання у покриттях сільськогосподарських виробничих будинків України.

3. Інститутами НДІБК і УкрНДЦивільсільбуд (за участю автора) розроблена ефективна конструкція тришарових полегшених стінових панелей на гнучких зв'язках і технічних умов на них /55/. На Подільському заводі стінових матеріалів і конструкцій тресту Промбудматеріалів (м.Київ) налагоджено масовий випуск цих панелей для будівництва.

4. Інститутом УкрНДЦивільсільбуд (за участю автора) розроблено нова конструкція одношарової стінової панелі з керамічних каменів товщиною 38см без вертикального армування. Транспортування і монтаж здійснюються за допомогою спеціального контейнера по а.с./59/. Опитні зразки успішно пройшли експериментальну перевірку в НДІБК.

Техніко-економічна ефективність досягається за рахунок мінімальної металоємності, простоти виготовлення, можливості виготовлення з використанням автоматичних ліній.

5. Різноманітність ґрунтових умов, неоднаковість виробничої бази будівельних організацій обумовлюють необхідність розробки і використання різноманітних типів фундаментів.

При будівництві каркасних будинків з тришарнірних залізобетонних рам можуть бути рекомендовані наступні найбільш ефективні та найменш матеріаломісткі конструкції фундаментів:

- залізобетонні фундаменти з похилою подошвою (на піщаній основі і на глинистих ґрунтах);
- буронабивна паля з ущільненням ядром (в ґрунтових умовах I типу просадкості);
- асиметричний фундамент в витрамбовуваному котловані з похилою або ступінчатою подошвою;
- клиновидна паля з консолю;
- забивної блок ЗБР;
- блок- паля перемінного таврового перерізу (з консолями);
- пальовий фундамент зі збірним ростверком з коротких елементів;
- паля з вертикальних елементів, об'єднаних діафрагмами, СВД.

Використання ефективних паль СВД дозволяє зменшити вартість фундаменту за рахунок зниження на 40-50% витрат бетону і сталі та зниження в 2-3 рази трудомісткість возведення фундаменту.

РОЗДІЛ 7. ПРОЕКТУВАННЯ РАМНИХ КАРКАСІВ ЗАЛЬНИХ ПРИМІЩЕНЬ СІЛЬКИХ ГРОМАДСЬКИХ БУДИНКІВ

Будівництво зальних приміщень громадських будинків у сільській місцевості пов'язане з використанням великопрогонових конструкцій покриття. Найчастіше для покриття залів використовують залізобетонні балки, рідше металеві або дерево-металеві ферми. Для великих залів з прольотами 9 та 12 м розроблені та використовуються у будівництві покриття з плит. Використання цих конструкцій ускладнене їх доставкою, а також складністю виробництва та виконання робіт у будівельних умовах. У багатьох випадках необхідні підйомні та транспортні засоби великої вантажопідйомності.

У той самий час будівельні організації України широко використовують для будівництва виробничих будівель рами з залізобетону, металу та клеєної деревини, а також сталезалізобетонні ферми прольотами 12, 18, 21 м. Їх використання для приміщень залів може значно полегшити задачу зведення громадських будинків сільськими будівельниками.

Можливість використання конструкцій виробничих споруд, зокрема рамних залізобетонних конструкцій, які випускають на сільських виробничих базах, для будівництва сільських громадських будинків з зальними приміщеннями є актуальним питанням /72/.

При розрахунку об'єму впровадження рамних конструкцій в зальних приміщеннях слід виходити з можливостей, що в 1986 р. будівництво громадських будинків по розробленим варіантам конструктивних рішень з використанням рамних конструкцій буде складати не більш 5% від загального обсягу введених в дію сільських клубів і домів культури, з подальшим ростом в 1987р. до 10%, що складає відповідно 0,825 і 1,92 тис. міст.

7.1.Проектування зальних приміщень сільських громадських будинків в рамних конструкціях

В закордонній практиці будівництва зальних приміщень знаходять широке застосування рамні конструкції з залізобетону і особливо з клеєної деревини.

В Україні маємо приклади використання конструкцій виробничих будинків при будівництві зальних приміщень громадських будинків.

Полтавською філією к. інституту Укрколгоспроект запроектовано та збудовано в таборі Васильок, с. Головач Полтавського району Полтавської області літний клуб на 400 місць з використанням для зального приміщення залізобетонних піврам.

Одеською філією к. інституту Укрколгоспроект запроектовано в рамних конструкціях наступні будинки культурно-побутового призначення з прольотами 21 і 24 м: зали кінотеатрів, естрадні майданчики, виставочні павільйони, плавальні басейни, критий ринок. Частина будинків збудовані і успішно експлуатуються.

Слід відмітити, що при однакових прольотах стійки рам для зальних приміщень сільських громадських будинків повинні мати збільшену висоту, яка рівняється 5-8 м супроти 3,3-3,6 м в рамних конструкціях виробничих будинків.

Однак використання рамних конструкції при будівництві зальних приміщень в Полтавській та Одеській областях не получили широкого розповсюдження в зв'язку з відсутністю проектів і недостатньою вивченістю архітектурно-планувальних та конструктивних рішень.

Проведений аналіз вартості і трудомісткості зведення /63/ 1 пог. м залів клубів, які мають різні конструктивні рішення (традиційне і конструктивне рішення з використанням збірних залізобетонних піврам), показує, що більш економічним являється рішення з використанням піврам (табл.7.1).

Зниження кошторисної вартості на 1 пог.м залу складає 8,1%, а трудомісткість возведення залу з конструкцій з використанням піврам на 30% нижче в порівнянні з традиційним рішенням.

Зниження трудомісткості зведення залу в побудованих умовах по другому варіанту досягається, в основному, за рахунок скорочення об'єму цегляної кладки (найбільш трудомісткого типу робіт). Питома вага трудомісткості зведення стін по традиційному варіанту складає 66% і більш чим в два рази перевищує трудомісткість зведення стін по варіанту з використанням піврам.

Показники кошторисної вартості і трудомісткості зведення залу клубів різних конструктивних рішень

Конструктивні елементи	Кошторисна вартість, 1пог.м залу клуба			Трудомісткість возведення 1пог.м залу клуба		
	традиційні конструктивні рішення	збірні ЗБК піврами	3/2 в %	традиційні конструктивні рішення	збірні ЗБК піврами	6/5 в %
1	2	3	4	5	6	7
Фундаменти	20,3	75,0	369	5,4	5,6	104
Стіни	187,6	77,0	41	36,5	15,0	41
Каркас	--	55,0	--	--	1,2	--
Покриття	183,3	106,8	58	1,2	6,8	567
Покрівля	128,2	163,4	127	12,3	10,1	82
ВСЬОГО:	519,4	477,7	92	55,4	38,7	70

Витрата збірного залізобетону по варіанту з залізобетонними піврами складає 2,7 м³, що на 42% перевищує витрату збірного залізобетону по традиційному варіанту (1,9 м³). Зниження вартості будівництва будинку в цілому може складати 0,7-1,2%.

Доцільність використання рамних конструкцій для зальних приміщень визначається наступним:

-на усій території України створена виробнича база і засвоєно випуск широкої номенклатури таких конструкцій;

- визначені питання транспортування, монтажу, при цьому необхідне підйомно - транспортне обладнання, яке відрізняється малою вантажопідйомністю (до 3т);

-є широка взаємно замінна номенклатура збірних конструкцій фундаментів, плит покриття і т.ін.

В зв'язку з цим, конструкції залізобетонних піврам, розроблені для сільськогосподарських виробничих будинків, були використані окремими організаціями при будівництві зальних приміщень громадських будинків.

Одеською філією к. інституту Укрколхозпроект розроблено проект виставочного павільйону для Одеської обласної сільськогосподарської вистави. Будинок павільйону прийняти компактним, круглим в плані, діаметром 37 м по залу і 42 м по покриттю з центральним світовим ліхтарем діаметром 10 м (рис.7.1). Будинок має складчасте покриття, великі майданчики скло фасадів. Несучими елементами являються розташовані по колу 24 колони і радіальні ригелі, які об'єднані внутрішнім металевим кільцем діаметром 10 м. Зовнішні консольні ригелі опираються на колони і металеві стійки в площині вітражу. Фундаменти—збірні залізобетонні стаканного типу.

На обласній будівельній виставці по проекту Одеської філії інституту Гипроград збудовано круглий павільйон діаметром 26 м. Каркас павільйону складається з складених піврам прольотом 10,5 м, які опираються шарнірною частиною ригелів на опорне стальне кільце діаметром 5 м з спареного швелера №30.

При різноманітті обробних матеріалів і фарб інтер'єри виставочних будинків у рамних конструкціях становляться виразними і привабливими.

Хмельницькою філією к. Укрколгоспроект при участі автора розроблено будинок літнього кінотеатру на 300 місць для піонертабору ОМКС Орленок в м. Головинці Летичевського району Хмельницької області.

Будинок кінотеатру -- круглий в плані діаметром 23 м з прибудованим кінопроекційним приміщенням (рис.7.2). Глядацький зал обладнає трансформованим екраном і невеликим естрадним майданчиком. Каркас будинку передбачено зі збірних залізобетонних піврам РЖС-21-1600, які опираються по центру на кільце діаметром 2,0 м. Покриття—із азбестоцементних хвилястих листів уніфікованого профілю з утеплювачем з мінвати (125 кг/м³) завтовшки 80 мм.

В залі є підвісна стеля з використанням акустичних плит. Стінове огорожування з цегли. Фундамент під піврами-- збірне залізобетонне кільце з фундаментних блоків і плит. Фундаменти під цегляні стіни—бутобетоні.

Полтавської філією к. інституту Укрколгоспроект запроєктоване і збудоване у піонертаборі Василек с. Головач, Полтавського району Полтавської області літній клуб на 400 місць з використанням для зального приміщення залізобетонних піврам.

Зальне приміщення літнього клубу розташоване по середині загальної компоновки будинку. Зв'язок між обслуговуючими приміщеннями здійснюється безпосередньо через зальне приміщення (рис. 7.3). Основний прольот клубу виконано з піврам Р-18,6, розроблених Полтавської філією к. Укрколхозпроекту. Крок залізобетонних піврам прийнято 4,0 м. Фундаменти під піврами є збірні фундаментні блоки стаканного типу. По обпираючимся на фундамент рандбалкам виконана цегляна стінка товщиною 38 см.

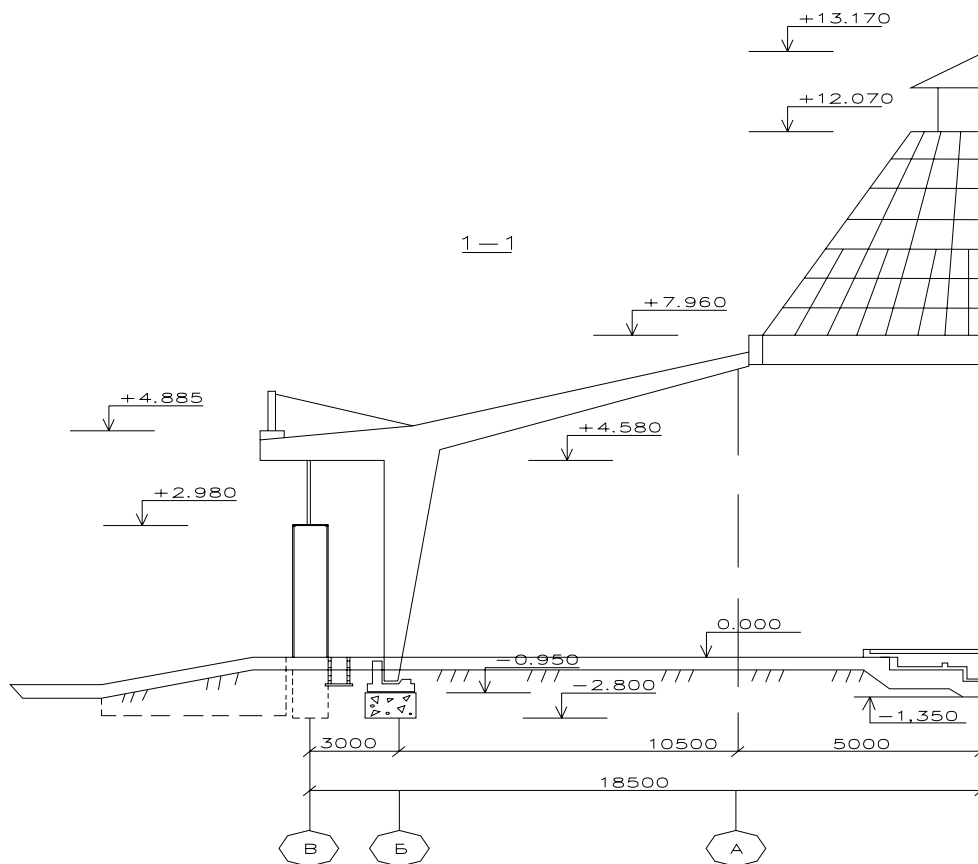


Рис.7.1,а. Павільйон Одеської сільськогосподарської виставки. Розріз

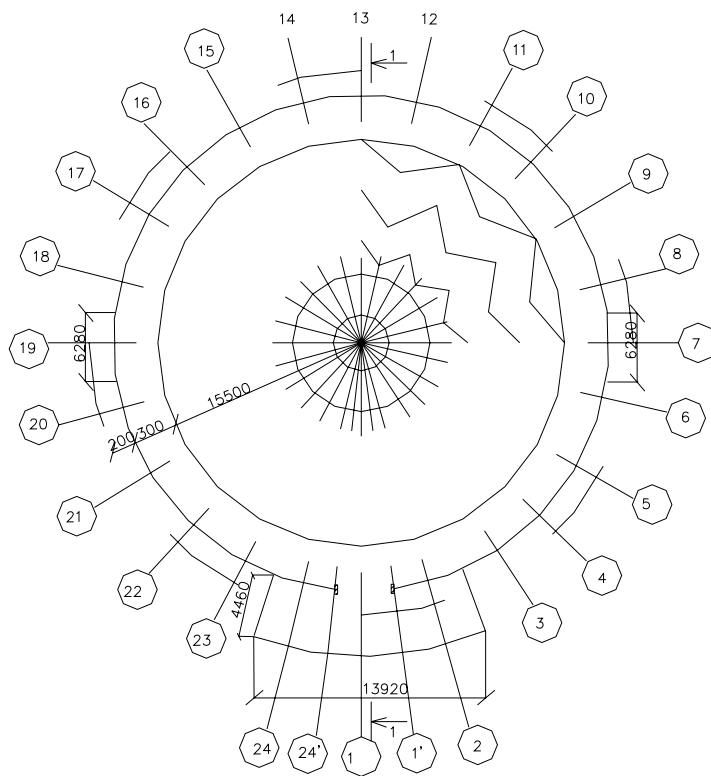


Рис.7.1,б. Павільйон Одеської сільськогосподарської виставки. План

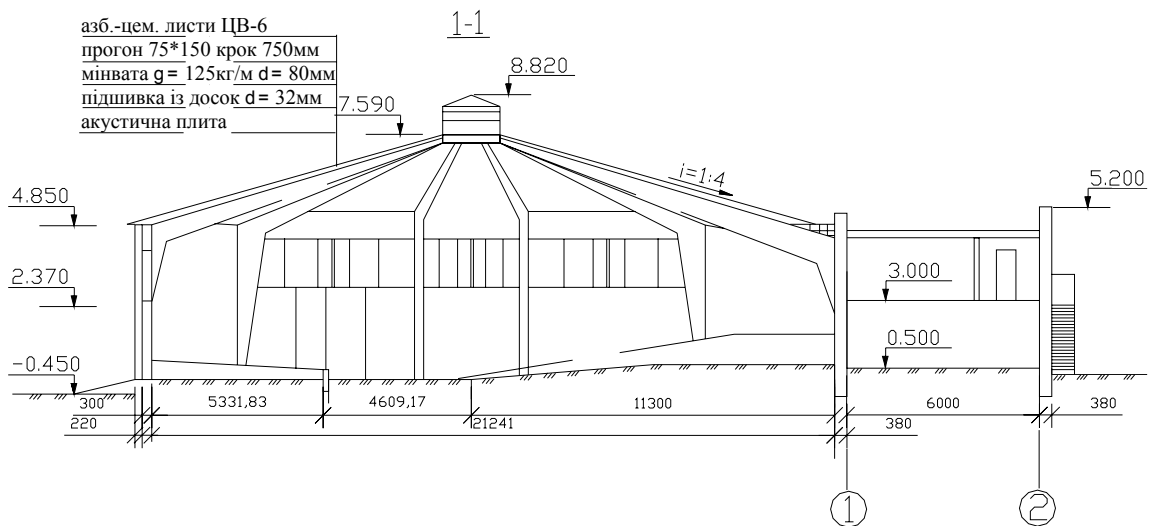


Рис.7.2,а. Літній кінотеатр на 300 місць в літньому таборі в с.Головчинці , Летичівського району Хмельницької обл. Розріз

Покриття виконано з панелей ПР з утеплювачем з півжорстких мінераловатних плит, які укладаються в чарунки дерев'яного каркасу. Покрівля -- з азбестоцементних листів підсиленого профілю.

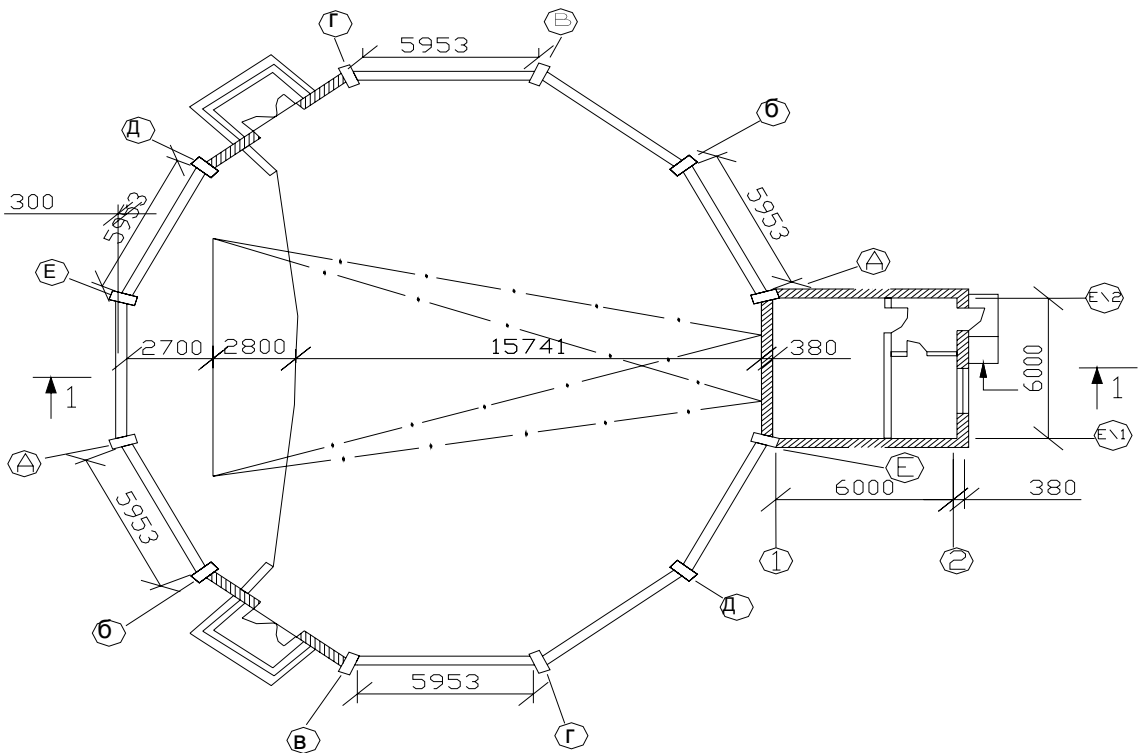


Рис.7.2,б. Літній кінотеатр на 300 місць в літньому таборі в с.Головчинці, Летичівського району Хмельницької обл. План

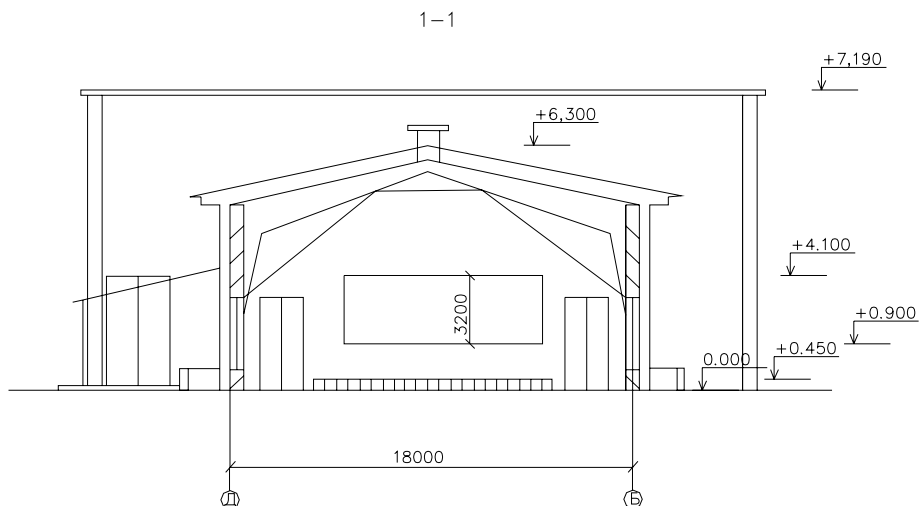


Рис.7.3,а. Літній клуб на 400 місць "Васильок" в с.Головач, Полтвського району Полтавської області. Розріз

Інститутом УкрНДПцивільсьсільбуд при участі автора розроблено техно-робочий проект-Дитячий плавальний басейн зі спортзалом в м. Коростишеві.

Спортивний корпус дитячої спортивної школи в м. Коростишеві включає універсальний спортивний зал розміром 30x18 м і плавальний басейн з ванною 25x11м, які розташовуються під кутом 90 градусів один до одного і з'єднуються між собою двоповерховою вставкою, де

розміщені другорядні та обслуговуючі приміщення (рис.7.4). На першому поверсі виставки розташовані вестибюль, а також роздягальні і душеві для займаючихся в басейні. На другому поверсі розташовані роздягальні і душеві для займаючихся в спортзалі, а також адміністративно-службові приміщення.

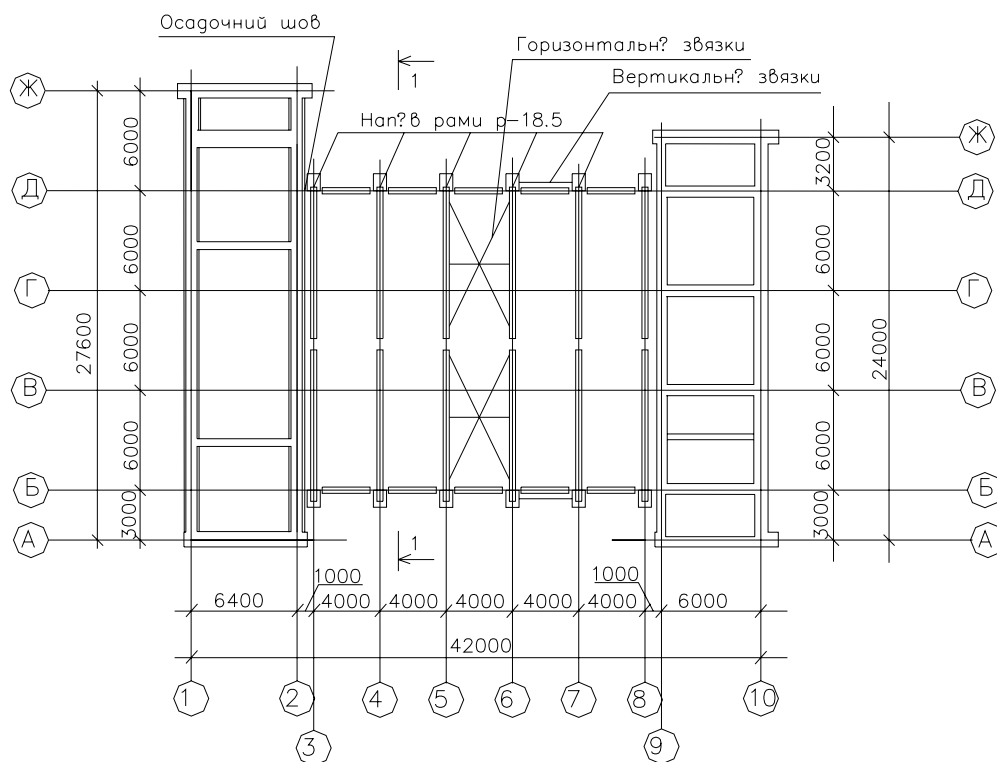


Рис.7.3.б. Літній клуб на 400 місць “Васильок” в с.Головач, Полтвського району Полтавської області. План

Покриття залу прольотом 18 м з плавальним басейном передбачене зі збірних залізобетонних плит ПР 45х15х200 по збірним залізобетонним тришарнірним рамам РЖ-18-1600 з кроком 4,5 м (рис 7.5).

В відповідності з ґрунтовими умовами фундамент в будинку плавального басейну запроєктовано з двох збірних залізобетонних паль 300х300 мм довжиною 4,0 м з монолітним ростверком з консоллю. За рахунок висоти консолі досягнута необхідна висота залу басейну (рис7.6).

Покриття спортивного залу запроєктовано зі збірних деревинних плит АКД-31 на деревинному каркасі по тришарнірним деревинним гнукоткесним рамам ДГР1-21-36-600 (рис.7.7, 7.8, 7.9).

Фундамент в будинку спортивного залу передбачено з двох збірних залізобетонних паль 300х300 мм довжиною 4.0 м з монолітним ростверком з консоллю і контрфорсом довжиною 3,55 м. За рахунок високої консолі ростверку було досягнуто висоту спортивного залу в рівні карнизного вузла – 6,0 м (рис7.9).

За участю автора розроблена конструкція консольно - вантового покриття по а.с. № 853043/58/, що складається з контуру спирання, системи перехресних вант та елементів жорсткості (рис.7.10). Останні виконані у вигляді криволінійних розпірок. Вони кріпляться до контуру спирання і поділяють його на окремі ділянки. На деяких ділянках ванти розміщені на поверхні подвійного викривлення.

Консольне покриття містить контур спирання, елементи жорсткості, які поділяють покриття на чотири ділянки. Ванти, що перетинаються, з круглих металічних стержнів або з пучків високоміцного дроту кріпляться до елементів жорсткості та контуру спирання, які виконані із залізобетону або металу.

Для кріплення вант контур елементів жорсткості – криволінійна розпірка поділяється на 20 рівних частин, а контур спирання – на 11 рівних частин.

Суцільні або решітчасті залізобетонні (металічні) упори передбачаються наприкінці першого від заанкерованого торця кругового елемента жорсткості, який містить найбільше зусилля у своїй площині.

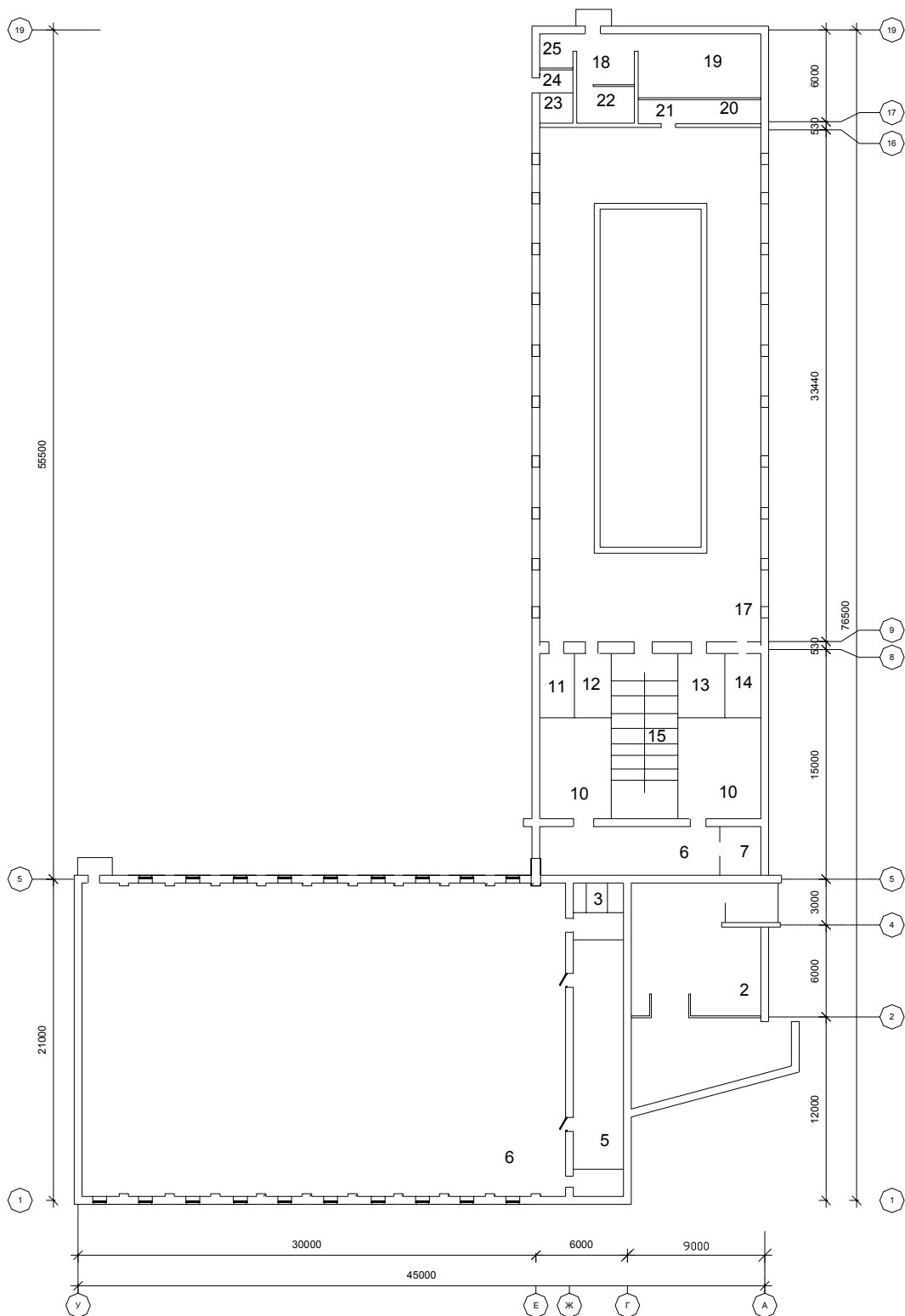


Рис. 7.4,а. Спорткорпус дитячого плавального басейну зі спортзалом в м. Коростишеві: а) план першого поверху спорткорпусу в осях А-У

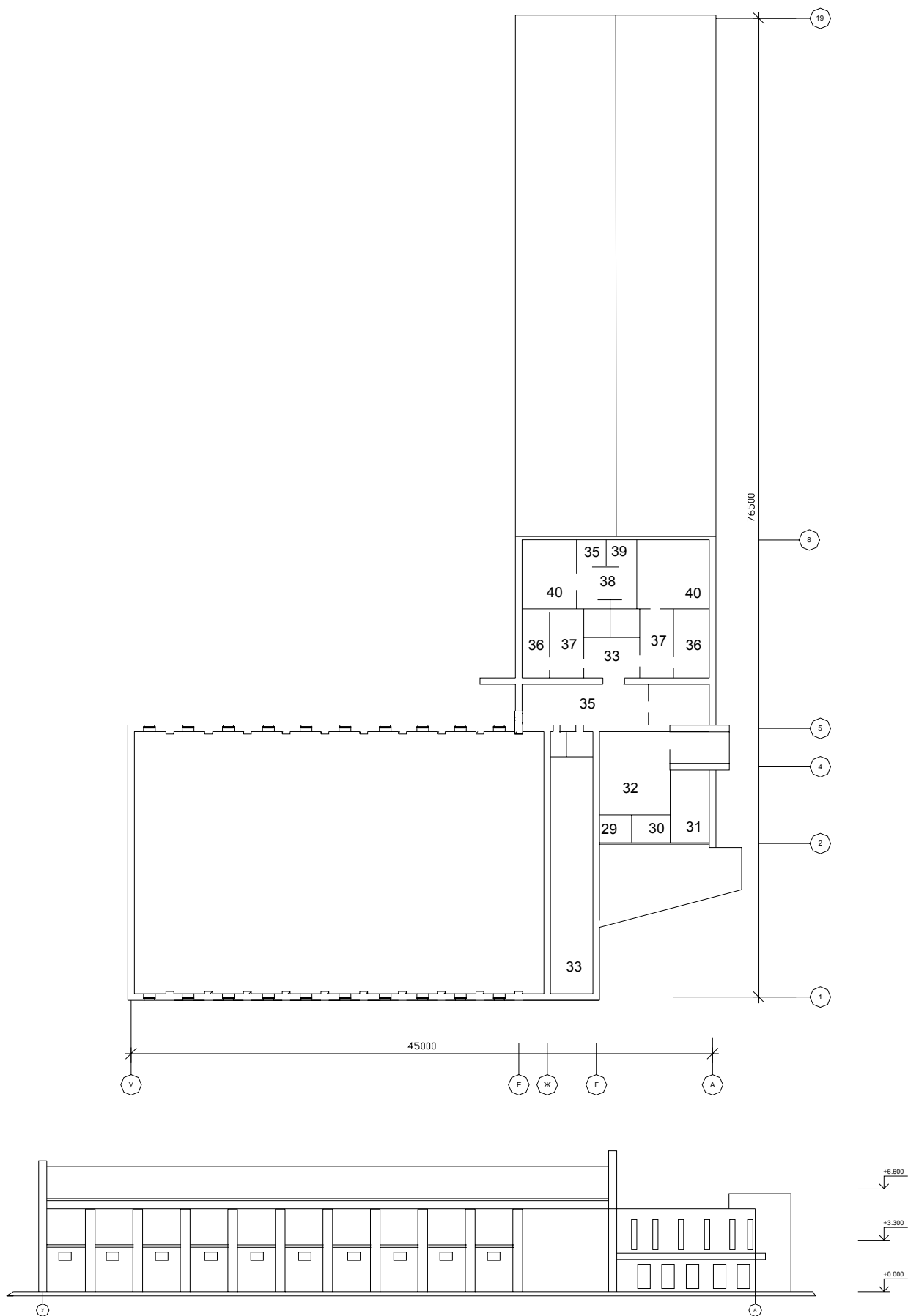


Рис. 7.4,б,в. Спорткорпус дитячого плавального басейну зі спортзалом в м. Коростишеві:
 б) план другого поверху спорткорпусу в осях А-У; в) фасад спорткорпусу в осях А-У

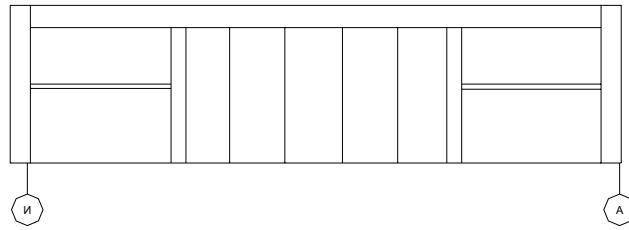


Рис. 7.4,г. Спорткорпус дитячого плавального басейну зі спортзалом в м. Коростишеві:
г) фасад спорткорпусу дитячого плавального басейну зі спортзалом в осях А-И

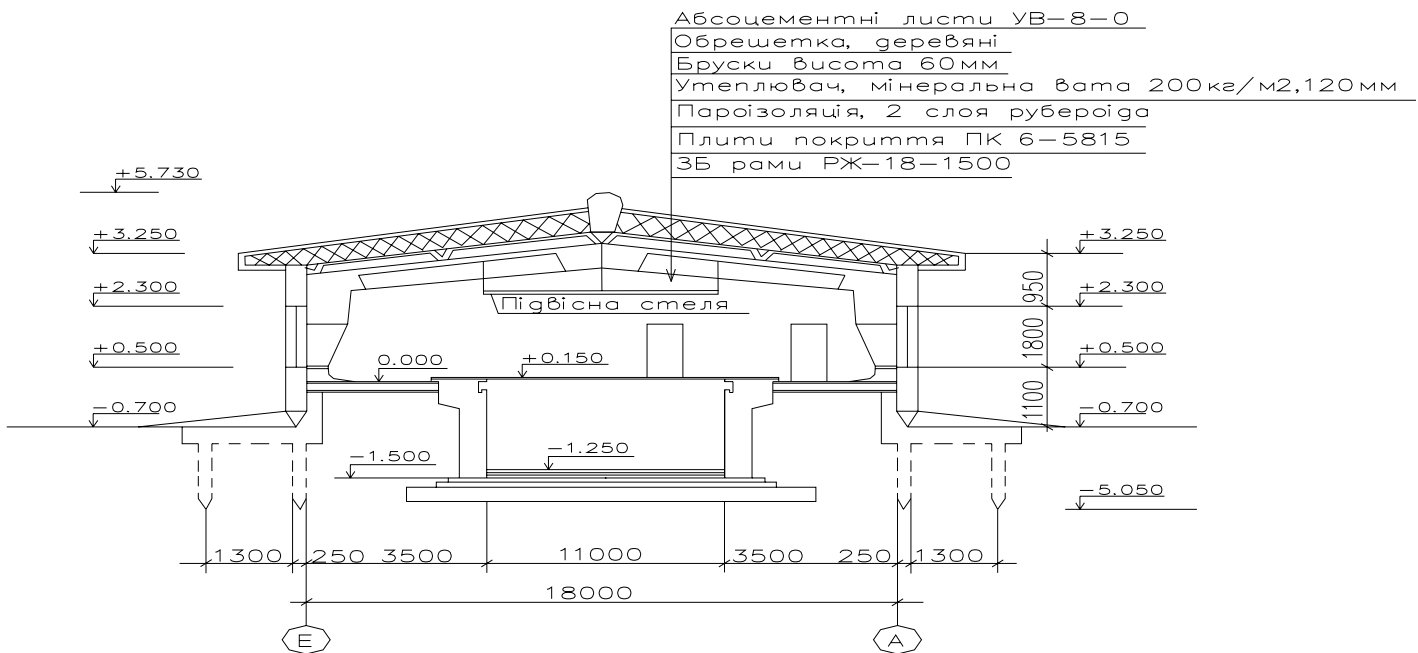


Рис. 7.5. Поперечний розріз плавального басейну в м. Коростишеві

Елементи жорсткості – криволінійна розпірка на ділянці IV від вільного торця конструкції випробуває найменше зусилля у свої площині. Анкерування вант у контурі спірання та елементах жорсткості виконується одним з відомих способів. Завдяки розбиттю покриття на декілька ділянок можливе використання одного діаметра вант у межах однієї ділянки, другого діаметра вант у межах другої ділянки і т.ін.

При використанні вище наведеної конструкції покриття досягається зниження витрати матеріалів.

Консольно-вантове покриття призначене для покриття зальних приміщень громадських будинків: виставок, естрад, танцювальних майданчиків, а також ангарів, навісів і т.ін.

За участю автора також розроблено багатоярусну конструкцію баштового типу за а.с. № 901435/60/, що складається зі стовбуру, виконаного ступінчастим з кільцеподібних частин з внутрішнім та зовнішнім кільцями жорсткості, об'єднаними між собою зв'язками (рис.7.11).

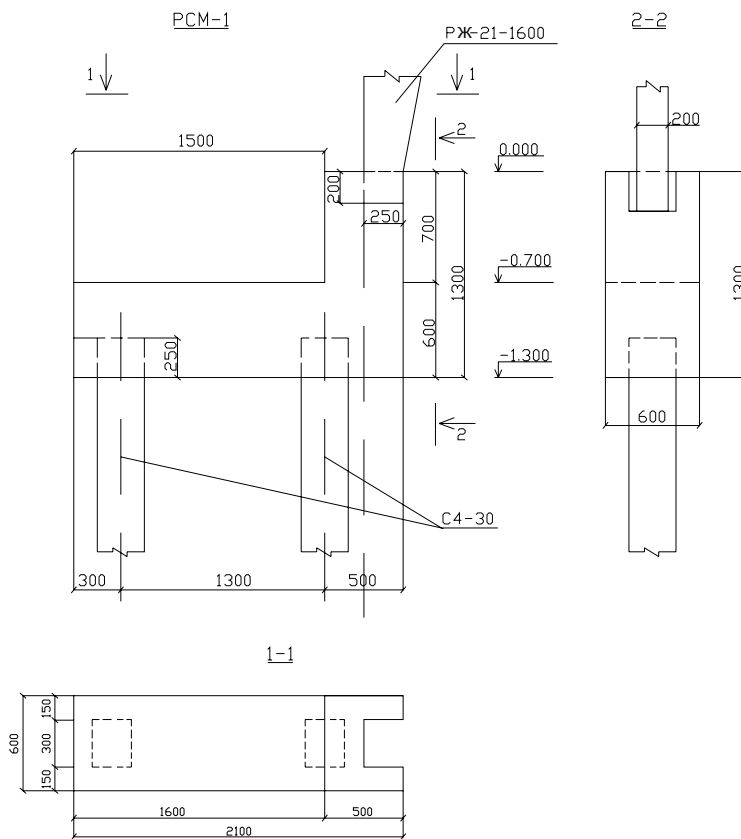


Рис. 7.6. Конструкція палевого фундаменту із монолітним ростверком з консоллю в будинку плавального басейну

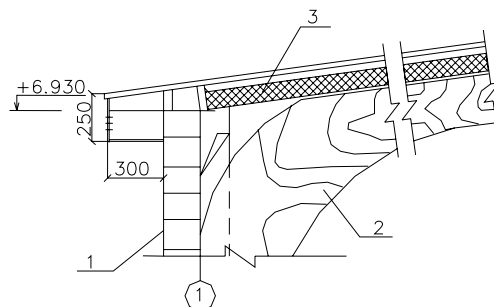


Рис. 7.7. Карнизний вузол: 1 – стінова огорожа, 2 – вигнуто клеєна дерев'яна рама, 3 - плита покриття на дерев'яному каркасі

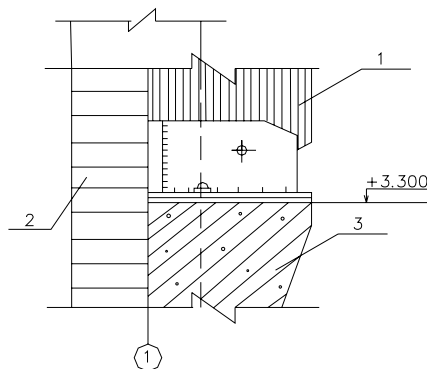


Рис. 7.8. Опорний вузол: 1 – вигнуто клеєна дерев'яна рама, 2 – цегляна стіна, 3 - консоль монолітного ростверку фундаменту

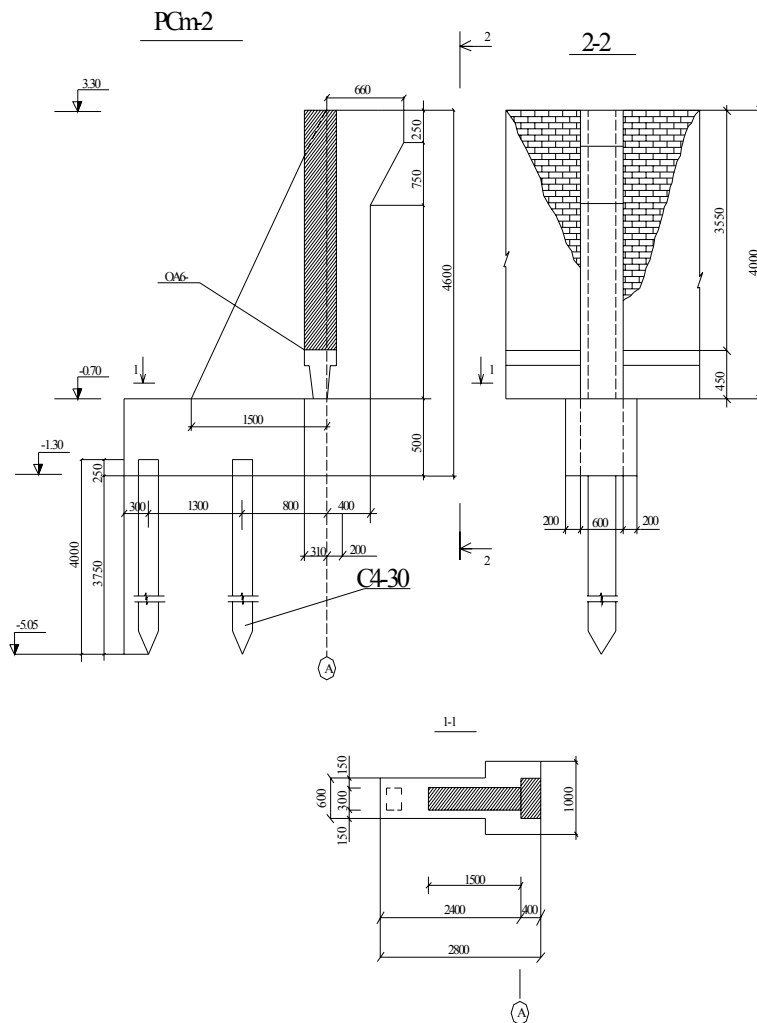


Рис. 7.9. Конструкція палевого фундаменту із монолітним ростверком з консоллю в будинку спортивного залу

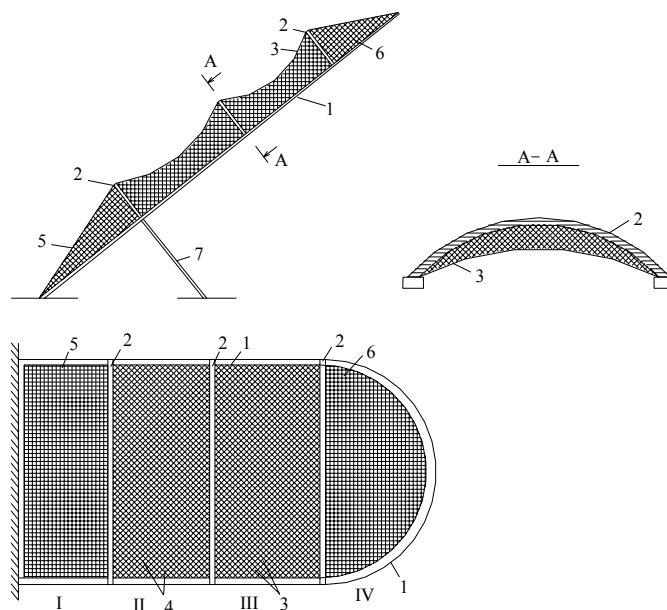


Рис. 7.10. Консольно - вантова конструкція покриття:
 1 – опорний контур; 2 – елементи жорсткості; 3,4 – перетинаючі ванти на участках II і III; 5,6 – перетинаючі ванти на участках I і IV; 7 – опори

Кільцеподібні частки виконані з Г-подібних або коробчастих жорстких елементів. Кожен з вище розміщених елементів встановлений на попередньому зі зміщенням на його габарит.

Багатоярусна конструкція включає Г-подібні або коробчасті елементи та діафрагми спирання, які мають внутрішні та зовнішні кільця спирання. Г-подібні або коробчасті елементи оснащені елементами жорсткості.

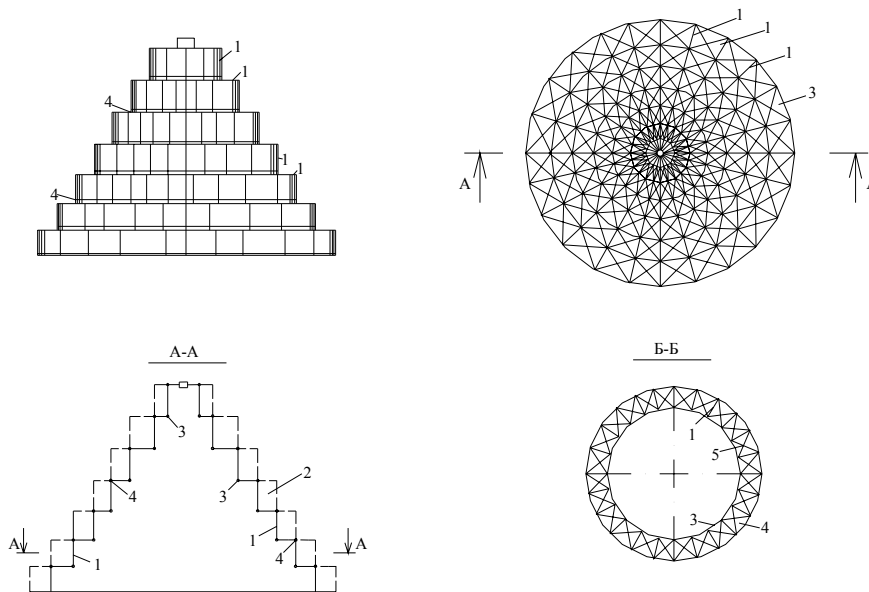


Рис. 7.11. Багатоярусна конструкція баштового типу:

1 – Г-образні елементи; 2 – коробчасті елементи; 3 – опорні діафрагми, які мають внутрішнє опорне коло; 4 – те ж саме, але із зовнішнім опорним колом; 5 – елементи жорсткості

Використання цієї конструкції дозволяє звільнити внутрішній простір будівлі баштового типу для зальних приміщень громадських будинків та задовольнити потребу у наявності оглядових майданчиків.

Були проаналізовані діючі типові проекти сільських громадських будинків з зальними приміщеннями: актові зали та спортзали загальноосвітніх шкіл (23 проекти), будинки культури, клуби та кінотеатри (16 проектів), басейни (4 проекти). При цьому звертали увагу на можливість та доцільність використання в приміщеннях залів шкіл, будинків культури, клубів та кінотеатрів індустріальних конструкцій – залізобетонних рам, випуск яких виконується на сільських виробничих базах України.

Слід відмітити, що використання рамних конструкцій логічне у будинках з залами, в яких службово-технічні забудови знаходяться тільки у торцях. У іншому випадку (при забудові по периметру) виникають труднощі з об'ємно-просторовим та конструктивним рішенням будівлі.

Згідно з проведеним аналізом діючих типових проектів сільських громадських будинків з зальними приміщеннями, з урахуванням існуючого досвіду будівництва таких споруд у рамних конструкціях був розроблений перелік проектів, які після проведення відповідного ТЕО можуть бути рекомендовані для будівництва з використанням існуючих рамних конструкцій.

Загальноосвітні школи:

1. ТП-222-1-242-ПВ – Середня загальноосвітня школа на 12 класів (464 учня);
2. ТП-223-1-164 – Середня школа на 12 класів (464 учня);
3. ТП-223-1-237 – Середня школа на 16 класів (464 учня);
4. ТП-224-1-160 – Восьмирічна школа на 8 класів (192 учнів);
5. ТП-224-1-182 – Неповна середня школа на 8 класів (320 учнів);
6. ТП-224-1-210 – Середня школа на 16 класів (624 учня).

Клуби, будинки культури, кінотеатри:

7. ЕК-200к – Клуб з залом на 200 місць;
8. ЕК-400к – Будинок культури з залом на 400-490 місць та спортзалом;
9. 264-12-111 – Будинок культури з залом на 400 місць;
10. 264-13-64 – Кінотеатр на 200 місць з фойе;
11. 264-13-85 – Кінотеатр на 300 місць.

Завдяки цьому переліку проектів були розроблені додатки та альбом конструктивних заходів з використання залізобетонних рамних конструкцій, що випускаються виробничими базами, для будівництва зальних приміщень громадських будинків.

Так, наприклад, актовий зал середньої загальноосвітньої школи на 12 класів за ТП 222-1-242 ПВ розміром 9х18 м розміщений в осях Е-К та 15-18 (рис.7.12).

Розроблений варіант покриття актового зали передбачає встановлення залізобетонних рам РЖ-18-1600 з кроком 3,0 м на вісь К зі спиранням ригеля на цегляну стіну по вісі Е на позначці 4,890 м. Сійки рам встановлюються в збірні залізобетонні башмаки ФР-16-8 (сер. 1.800-6.в.1). Для покриття використовуються ребристі плити ПР 3-30.15.3 довжиною 3,0 м. Для організації внутрішнього інтер'єру залу передбачено підвісну стелю (рис.7.13).

При цьому під маркою рами РЖ-18-1600 слід розуміти не конкретну марку рами, а можливість використання оснастки для виготовлення даних рам, так як розрахунки показують, що використання рам для перекриття прольотів 18-21 м вимагає корегування їх армування.

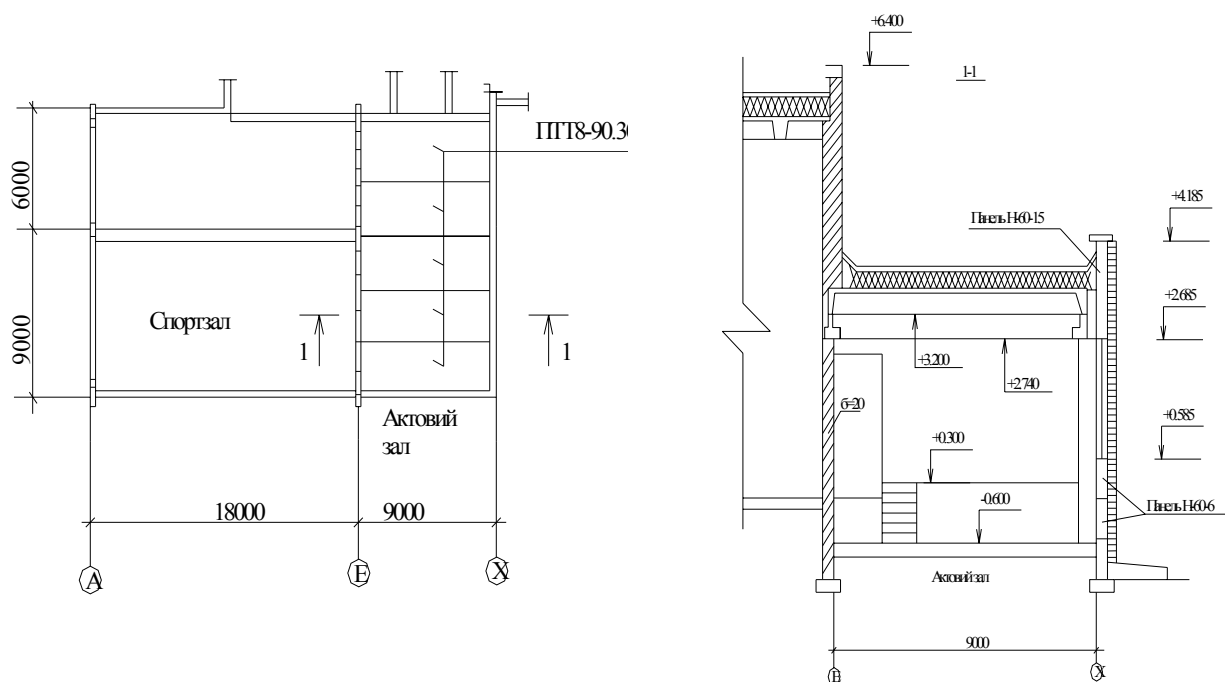


Рис.7.12. Схема плану та розрізу покриття активного залу по т.п. 222-1-242 ПВ

Використання існуючих рам з низькою (не більше 3,6 м) стійкою для будівництва зальних приміщень громадських будинків, що зводяться за існуючими типовими проектами, у більшості випадків характеризується наступними недоліками:

- можливість використання рамних конструкцій лише для частини будівлі, що ускладнює рішення вузлів використання різних конструкцій і погіршує зовнішній вигляд будинку;
- необхідність використання конструкцій окремих вузлів, що погіршує експлуатаційні якості будівлі;
- погіршення якості рішення інтер'єрів приміщень або необхідність додаткових витрат на їх оздоблення.

Деякі складнощі створюють високі ростверки з контрфорсами, частини стійок, що виступають з площини стіни. Це викликає незручності в організації інтер'єру, а також великий ухил стелі, що не дозволяє раціонально використовувати весь об'єм приміщення і погіршує інтер'єр. При розміщенні п'яти рами на нульовій позначці для багатьох приміщень стає неможливим раціональне використання всієї площини через невелику висоту стійки.

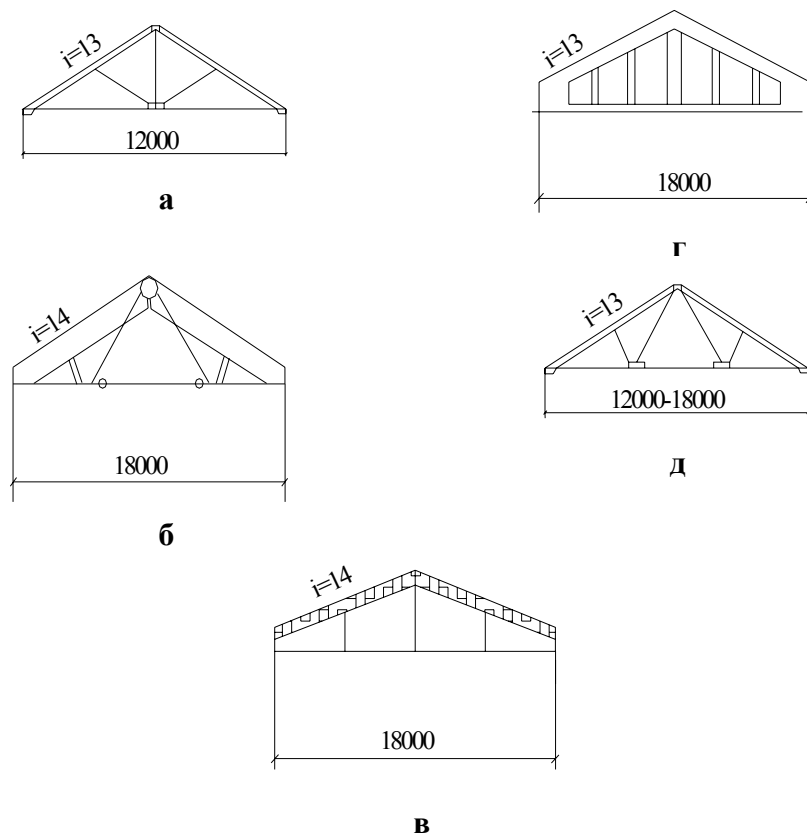


Рис. 7.13. Несучі конструкції ферм покриття будинків:
 а – метало-дерев'яна брусчата ферма; б – метало-дерев'яна трикутна клеєна ферма;
 в – металічна ферма; г – залізобетонна безрозкоса ферма; д – сталезалізобетонна ферма

Тому використання існуючих рам при будівництві споруд за типовими проектами за відсутності передбачених великопрогонових конструкцій можна рекомендувати у випадках, коли їх використання не викликає серйозних конструктивних ускладнень, не погіршує експлуатаційних якостей приміщень, не порушує нормативні вимоги до приміщень. Інші конструктивні рішення (високий ростверк, заглиблення підлоги залу) більше влаштовують окремо розташовані зали або зали, що мають добудову з торця. Це блоки спортивних і актових залів, блоки гаражів для сільськогосподарської техніки, розширення існуючих залів, окремі спортивні зали, учбово-тренувальні зали та басейни. Їх будівництво необхідно проводити по спеціально розробленим проектам.

Як приклад розроблені проекти блоків шкільних спортивних залів розміром 18х9 м та 24х12 м та учбово-тренувального басейну з ванною 25х11 м.

Для районів з низьким рівнем ґрунтових вод пропонується проектне рішення спортивного залу з заглибленою підлогою. Однак зовнішня архітектурно-художня виразність споруди не дозволяє рекомендувати його для широкого використання.

Використання існуючих рамних конструкцій для клубних залів практично обмежено. У цих спорудах об'єм залу має забудову мінімум з трьох боків, що значно ускладнює рішення конструктивних вузлів і не забезпечує економічного рішення, особливо у невеликих клубах, а також не забезпечує необхідної архітектурно-художньої виразності споруди і інтер'єрів основних приміщень. Нові клуби, що будуються, розраховані на довготривале використання і грають важливу роль у забудові населених пунктів. Вони повинні мати оптимальні конструктивні рішення і високий рівень архітектурно-художньої виразності.

Для будівництва в невеликих населених пунктах, що не мають перспектив подальшого розвитку та не мають закладів культури, рекомендується будівництво кінотеатрів на 200-300 місць з використанням рамних конструкцій, розрахованих на невеликий термін експлуатації. Деяке погіршення експлуатаційних якостей споруди в порівнянні з діючими типовими проектами буде компенсовано тим, що після закінчення терміну експлуатації споруди основні конструкції можуть

бути використані для інших потреб. Торгівельні зали магазинів, обідні зали підприємств харчування та адміністративні приміщення не заперечують наявність проміжних опор. Тому використання рамних конструкцій для них не є необхідністю. Проте, можливість використання рам для торговельних підприємств малих сіл та сіл без перспективи подальшого розвитку існує.

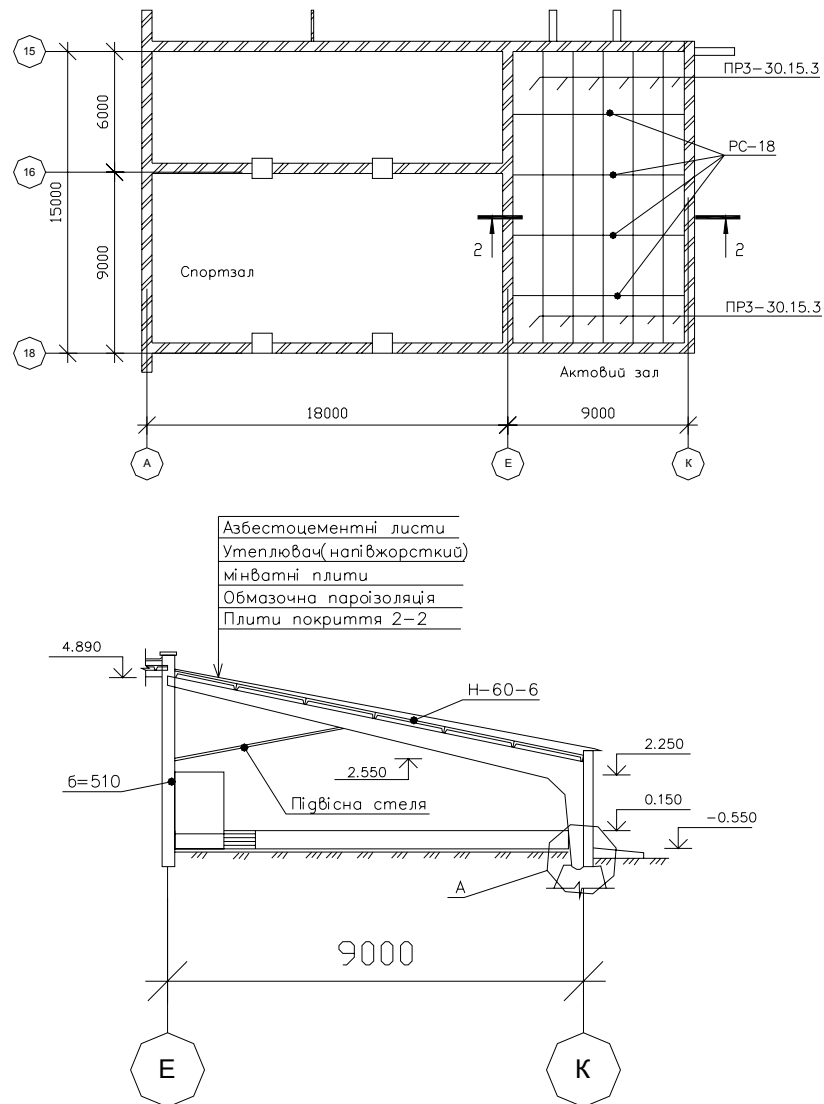


Рис. 7.14. Запропонований варіант покриття актового залу

Найбільш доцільне використання рамних конструкцій для окремо розташованих приміщень залів, до габаритів яких не висуваються суворі вимоги. Для залів виставкових павільйонів, манежів, танцювальних залів та інших припускається деяка свобода в формі плану, не висуваються суворі вимоги до висоти приміщень та конструкцій огороження. Проте необхідність будівництва подібних приміщень існує в районних центрах та в окремих крупних сільських населених пунктах.

З появою в номенклатурі виробів для виробничого будівництва тришарнірних рам з високою стійкою спрощується конструктивне рішення та покращується зовнішній вигляд таких споруд (спортивні зали, кінозали, т.ін.), а також покращуються економічні показники.

Але у всіх випадках використання рам без ефективних навісних стінових панелей, що відповідають всім вимогам архітектурно-планувальних рішень будівлі, не можна рахувати нормальним конструктивним рішенням будівлі та допускати до використання у якості несучих конструкцій.

7.2 Техніко-економічна ефективність використання рамних конструкцій для зальних приміщень

Для проведення економічного обґрунтування використання рамних конструкцій для покриття залів у громадських будинках були відібрані наступні проекти-представники:

- літній клуб на 400 місць, зведений у дитячому санаторії “Васильок” у с. Головач, Полтавської області;

- дитячий басейн для плавання з ванною 25x11 м у м. Коростишеві.

Крім того, відділом конструкцій УкрНДЦивільсільбуд за участю автора були розроблені проекти варіантів приміщень залів у рамних конструкціях у проектах двох шкіл на 320 та 464 учня та сільського клубу на 200 місць.

У відповідності до вище перерахованих проектів були підібрані типові проекти-представники для проведення економічного порівняння:

- клуб на 400 місць, ТП 264-12-105;

- критий басейн, ТП 294-3-5;

- школа на 464 учня, ТП 223-1-164;

- школа на 320 учнів, ТП 224-1-182;

- клуб на 200 місць, ЕК-200к.

Порівняння часткових техніко-економічних показників (кошторисної вартості, витрат сталі та цементу, трудових витрат) виконувалося на 1м² загальної площі споруд громадського призначення.

Аналіз техніко- економічних показників вказує, що кращі часткові показники (на 1м² площі споруди) у порівнянні з проектами-представниками мають зали у клубі на 400 місць з прольотом на 21 м та приміщення басейну з прольотом для ванни 18 м. Так, наприклад, кошторисна вартість 1 м² площі споруди в них менша у межах від 0,45 до 0,7%, витрати сталі від 0,41 до 4,18%, витрати цементу від 1,94 до 2,42%, витрати праці 0,44 до 1,6%.

Аналіз часткових техніко-економічних показників сільських споруд з зальними приміщеннями прольотами 18 та 21 м, перекритих залізобетонними рамами, показав, що розроблені варіанти використання рам на стадії технічних рішень можуть бути рекомендовані для розробки робочих креслень.

Аналіз техніко-економічних показників споруд громадських будинків з залами прольотом 9м, перекритих залізобетонними пів рамами, показав, що від’ємні показники у порівнянні з проектами-представниками мають школи та клуб на 200 місць за окремою кошторисною вартістю у межах від 0,34 до 0,81%, витратам сталі від 0,93 до 18,6%. За витратами цементу у проектах школи на 464 учня та клубу на 200 місць – у межах від 0,86 до 7,09%, а за витратами праці у проектах школи на 464 учня в обох варіантах – у межах від 0,03 до 1,52%. Причиною погіршення показників виявилось те, що використання рам прольотом 9 м викликало збільшення витрат інших матеріалів (утеплювача, кривлі, цегляних блоків і т.ін.) у порівнянні з проектами-представниками.

Так як техніко-економічні показники використання залізобетонних рам прольотом 9, 18, 21м порівняли з кошторисами та паспортними даними, то завершальний висновок про ефективність їх використання для перекриття залів приміщень суспільного призначення, що будуються у сільських місцевостях необхідно робити по наведеним витратам, що визначаються за робочими кресленнями.

Як показує аналіз типових проектів сільських громадських будинків, в приміщеннях залів (клуби, кінотеатри, спортзали) має бути передбачена відповідна висота приміщень, яка коливається у межах від 5 до 8м. Тому в приміщеннях залів необхідна висота може бути досягнута за рахунок створення або спеціальних конструкцій фундаменту, або за рахунок використання нових конструкцій рам з висотою стійки від 6 до 8 м.

Прикладом забезпечення необхідної висоти приміщень залів з використанням рам за рахунок конструктивного рішення фундаментів може слугувати розроблений техно-робочий проект “Дитячий басейн для плавання зі спортзалом у м. Коростишеві”.

Недоліком цього рішення є необхідність додаткових витрат по розробці, проведенню випробувань та промислового виготовлення нової, не серійної конструкції фундаменту з високим ростверком.

Розробка нових конструкцій рам з високою стійкою для приміщень залів пов’язана з певними витратами по проектуванню, виробництву та випробуванню нових рамних конструкцій. Враховуючи невеликі об’єми будівництва сільських цивільних споруд з зальними приміщеннями, слід вважати більш доцільним використання існуючих для сільськогосподарського виробничого будівництва рам з високою стійкою.

Колишнім інститутом Укрколгоспроект сумісно з КНУБА розроблена уніфікована конструкція рам для сільськогосподарських виробничих будівель, приміщень складів, промислових безкранових будинків з висотою стійки до 5,7 м. Конструкції рам для прольотів 12, 18, 21 м передбачено виготовляти в уніфікованій оснастці. Після проведення експериментальної перевірки та затвердження вказаних рам з високою стійкою у якості типових, їх можливо буде використовувати при проектуванні і будівництві громадських будинків з зальними приміщеннями при висоті залу 6-8 м.

7.3. Проектування зальних приміщень з використанням конструкцій ферм

Від загального об'єму будівництва 8-9% займають приміщення залів, з яких 70% мають зали прольотом до 18 м.

Для перекриття залів використовують переважно залізобетонні – більше 50%, сталеві – біля 30% та дерев'яні – до 10% конструкції. Зали можуть перекриватися крупно габаритними залізобетонними конструкціями такими, як багатопустотні панелі перекриттів для прольоту 12 м, а для великих прольотів залізобетонними панелями типу “КЖС” або залізобетонними та армоцементними оболонкам.

Використання великопрогонових панелей та оболонки для будівництва зальних приміщень сільських громадських будинків ускладнене умовами транспортування та монтажу конструкцій, що вимагають крани великої вантажопідйомності та спеціальних транспортних засобів. Тому, а також враховуючи обмежені об'єми виробництва, великопрогонові панелі та оболонки для перекриттів залів сільських громадських будинків використовують у невеликій кількості.

Для перекриття залів доцільно використовувати несучі конструкції, які засвоєні для будівництва промислових споруд. Існує великий набір взаємозамінних конструкцій, таких як залізобетонні трикутні безрозкісні ферми, металеві ферми та арки, метало-дерев'яні, трикутні, брусчаті або клеєні ферми, сталезалізобетонні ферми (рис. 7.13).

Для перекриттів зали фермами покрівля виконується з хвилястих азбестоцементних листів, а у залі влаштовується підвісна стеля. Залізобетонні трикутні безкаркасні ферми серії 1.863-1, вип.1 розроблені Промбудпроектм разом із НДІЗБ. Ферми прольотами 12 та 18 м виготовляються з попереднім напруженням робочої арматури. Ферми прольотом 12 м мають один типорозмір опалубки, маса таких ферм складає 2,7 т, а ферма прольотом 18 м розроблена у двох типорозмірах опалубки, маса їх складає 5,6 та 6,4 т відповідно.

Ферми виготовляються в горизонтальному положенні. Використовують бетон класу В25 та В30. У якості напруженої арматури прийнята арматура класів А-IIIв; А-IV; А-V. Ненапружена арматура -- класів А-I; А-III. Натяг арматури можливо проводити як механічним, так і електротермічним способом.

Залізобетонні безрозкісні ферми не поширені у зв'язку з рядом причин. Виготовлення їх у горизонтальному положенні по стендовій технології вимагає великих трудових витрат. Верхні та нижні пояси ферм перерізом 180—220 мм заповнюються бетоном вручну з вібруванням голчатим вібратором. Транспортування залізобетонних ферм прольотом 18 м в умовах сільських доріг викликає складнощі. Тому всі інші типи ферм мають суттєву перевагу тому, що вони значно легші по масі та транспортуються у вигляді півферм.

Для покриттів прольотами 18 м можуть використовуватися сталеві конструкції. Трикутні ферми серії 1.860-5, вип.1 розроблені інститутами УкрНДІпроектстальконструкція та Промстальконструкція. Ферми розроблені під розрахункові навантаження 6,6; 7,8; 10,2 кН/м. Покриття по таких фермах, встановлених з кроком 3,0 м, встановлюється з полегшених плит підвісної стелі з азбестоцементною кривлею.

Ферми серії 1.860-5, вип.2 призначені для покриттів рулонної кривлі з малим ухилом по полегшених плитах на дерев'яному та азбестоцементному каркасах з азбестоцементними обшивками серії 1.465-9. Ферми розроблені під навантаження від 14 до 24 кН/м у двох варіантах з прокатних та гнутих швелерів, що створюють коробчастий або розгорнутий полками назовні переріз. Покриття влаштовується по прогонах з гнутих швелерів при кроці ферм 6 м. Арки з двотаврів серії 1.860-4, вип.1 розроблені ЦНИИЭСельстрой і виробляються з звичайних двотаврів та з двотаврів нормального профілю (Б) або з широко поличних двотаврів (Ш). Затяжки прийняті з арматурної сталі класів А-II або А-III. Арки можуть встановлюватися із кроком 3 або 6 м. Арки розроблені під навантаження від 6 до 26 кН/м.

Згідно з протипожежними нормами проектування будівель та споруд для покриттів громадських будинків I та II ступеня вогнетривкості припускається використання незахищених сталевих конструкцій. Для дерев'яних несучих конструкцій покриттів споруд суспільного призначення II ступеня вогнетривкості встановлена межа вогнетривкості 0,75 години.

Дерев'яні несучі конструкції для покриттів сільських виробничих споруд можуть використовуватися для покриттів споруд за умови відповідної вогнетривкої обробки /73/.

Металодерев'яні брущаті ферми ЦНИИСК прольотом 12м – серія 1.860-3, вип. 1 розроблені під навантаження 6,0; 9,0; 12 кН/м. Верхній пояс та розкоси ферм прийняті з брущатих елементів. Нижній пояс виробляють з сталевих кутиків. Ферми встановлюються з кроком 3 або 6 м. Брущаті ферми прості у виготовленні та можуть збиратися на будівельному майданчику з окремих заготовок. Металодерев'яні трикутні клеєні ферми прольотом 18 м серії 1.863-2, вип. 1 і дерев'яні клеєні тришарнірки арки для прольотів 12 та 18 м серії 1.860-6, вип. 1 розроблені ЦНИИСК ім. Кучеренко та Гипронисельхоз. Клеєві ферми передбачають навантаження від 4,5 до 12 кН/м. Верхній дерев'яний пояс ферм та дерев'яний підкіс прийняті прямокутного перерізу з пластовим клеєним з'єднанням дощок. Нижній пояс та розкіс прийняті з круглої арматурної сталі класу А-III. Такі ферми можуть виготовлятися тільки на спеціалізованих ДБК.

Клеєні тришарнірки арки розроблені під навантаження від 6 до 12 кН/м. Верхні дерев'яні елементи арок прийняті прямокутного перерізу з пластовим клеєним з'єднанням дощок. Затяжки виконуються з арматурної сталі класу А-III з монтажним стиком на стяжних муфтах. Клеєні тришарнірки арки мають витрати деревини більше майже на 70%, а сталі менше до 30%, ніж дерев'яні трикутні клеєні ферми. З дерев'яних несучих конструкцій покриттів найбільше економічною конструкцією є тришарнірки арки з дерев'яних балок з хвилястою фанерною стінкою та стальними затяжками серії 1.863-4, вип. 1 розроблені ЦНИИСК ім. Кучеренко. Ці арки розроблені під навантаження від 4,5 до 15 кН/м для ферм прольотом 12 м та від 4,5 до 9 кН/м для ферм прольотом 18 м.

Витрати матеріалів на арки з дерев'яних балок з хвилястою фанерною стінкою суттєво менші, ніж для інших метало дерев'яних несучих конструкцій. Клеєні дощаті фанерні балки для верхнього пояса арок мають виготовлятися у спеціалізованих цехах деревообробних комбінатів. Для виготовлення полок балки використовується деревина хвойних порід (сосна, ялина) I категорії, хвиляста фанерна стінка виготовляється з фанери марки ФСФ сорту В/ВВ.

При влаштуванні покриттів по металічним та метало дерев'яним несучим конструкціям можливі два варіанти:

- холодна крівля по прогонах з утепленою підвісною стелею;
- утеплене покриття з декоративною підвісною стелею.

Другий варіант має перевагу з боку архітектурного та конструктивного рішення стелі зорового зала та експлуатаційних якостей. Проте при втепленій підвісній стелі може бути дещо зменшене використання утеплювача та знижена вартість покриття.

Інтенсивно розвиваються комбіновані конструкції. Прикладом таких конструкцій є стале залізобетонні ферми, що складаються з залізобетонних верхніх поясів та металічної решітки /71/.

В сталезалізобетонних фермах залізобетонні пояси працюють як стиснуто-згинальні елементи, а металічна решітка, здебільшого розтягнута. Сталезалізобетонні ферми по витратах ресурсів на всіх стадіях виробництва, за даними НДІЕБ, ефективніше аналогічних металічних, металодерев'яних, металобрущатих конструкцій як за витратами електроенергії, умовного палива, так і трудових витрат. Капітальні вклади у виробництво сталезалізобетонних конструкцій на 23% менше, у порівнянні з металічними конструкціями.

З порівняння показників витрат матеріалів різних ферм прольотом 18 м випливає, що маса стале залізобетонних ферм майже в два рази менша ніж у трикутних залізобетонних безрозкісних ферм. Сталезалізобетонні ферми більш економічні ніж залізобетонні ферми за витратами сталі на 30%. Металічні ферми мають меншу вагу, але витрати сталі у них на 75% більші.

Ввід в експлуатацію сталезалізобетонних ферм дещо випередив їх дослідження. Отримали поширення декілька типів конструкцій, розроблених для регіональних умов.

Перша сталезалізобетонна ферма була розроблена та застосована в Україні ще у 1972 році. Конструкція ферми передбачала окреме виготовлення залізобетонних та металічних частин. Для растягнутої металічної решітки прийняті стержні з арматурної сталі класу А-III з кріпленнями на болтах, приварених до стержнів. Виготовлення конструкції вимагало великих витрат праці тому на основі цього проекту були розроблені два типи сталезалізобетонних ферм під шифром 1.800-ФСЖ для використання в Україні.

Ферми складаються з двох півферм у вигляді шпренгелів, що збираються у ферму на будівельному майданчику на болтах з встановленням затяжки.

Залізобетонні елементи прийняті прямокутного перерізу, які уніфіковані для обох ферм. Уніфіковані також навантаження для відповідних марок ферм. Уніфіковані навантаження для відповідних марок ферм. Ферми під шифром 1.800-ФСЖ, тип 1 розроблені к. Укрколгоспроект

(І.Г.Любченко) сумісно з НДІБК, НІИЖБ і к. УкрНДГипросільгосп за участю автора. Прийнято роздільне виготовлення елементів по потоково-агрегатній технології. Для розтягнутої решітки елементів шпренгеля використовують арматурну сталь класу А-Шв. Для кріплення елементів в опорних вузлах шпренгеля використовують висаджені анкерні головки. Технологією виробництва передбачено суцільний силовий контроль якості розтягнутих елементів шпренгеля, що здійснюється при витяжці стержнів одночасно зі зміцненням.

Відокремлене виробництво металічних елементів дозволяє спростити фарбування елементів, яке складається лише з послідовного опускання елементів у ванни з різними розчинами.

Ферми з роз'ємними з'єднаннями в вузлах та спряженнями елементів на висаджених анкерних головках добре зарекомендували себе у виробничих умовах, їх виробництво засвоєне виробничими підприємствами з затвердженням відповідних ТУ.

Трестом Укрортгесільбуд к. Мінсільбуд України сумісно з НДІБК розроблені ферми /шифр 1.800-ФСЖ тип П/ зі з'єднанням металічних елементів в вузлах зварюванням.

Розтягнуті стержні шпренгелів цих півферм зварюються з залізобетонними елементами на кантувачі. Зварні залізобетонні ферми найбільш економічні за витратами сталі, але при їх виготовленні ускладнюється створення антикорозійного захисту. Обидва типи ферм знаходять використання в будівництві.

Розробка сталезалізобетонних ферм виконана з урахуванням досліджень, проведених в НДІБК та Українському інституті інженерів водного господарства (м. Рівне). При виготовленні ферм здійснюється попередній вигин залізобетонного елемента, а розтягнуті елементи спряжені з ексцентриситетами, що сприяє підвищенню несучої здатності ферм. Сталезалізобетонні ферми є геометрично та фізично нелінійними конструкціями. Розробка сталезалізобетонних ферм на основі розрахунку як пружно-пластичних систем по деформованій схемі з використанням теорії оптимізації конструкцій дозволить виявити резерви економії матеріалів.

Підвищенню ефективності конструкції також буде сприяти введення нових конструктивних проектів вузлів ферми.

Інститутом УкрНДГіцивільсільбуд за участю автора розроблено опорний вузол комбінованої ферми по а.с. № 903501/13/.

Верхній пояс ферми з'єднаний з затяжкою за допомогою гака, для розміщення якого наприкінці пояса створено паз та наскрізні канали (рис. 7.15). Відстань між каналами визначається розрахунком на стиск бетону. Паз та канали виконують при виготовленні верхнього пояса півферми. Гак у кінці затяжки вигибають на згинальному арматурному станку або зварюють з окремих елементів.

Приєднання затяжки до пояса здійснюють шляхом заведення її довгого кінця в канал до співпадання закругленої частини крюка та його прямої ділянки з каналом, після чого паз та канали роблять монолітними.

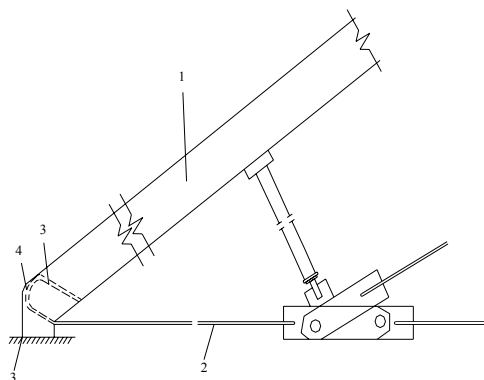


Рис. 7.15. Опорний вузол комбінованої ферми: 1 – верхній залізобетонний пояс; 2 – металічна стяжка; 3 - крюк; 4 – паз

За участю автора розроблена конструкція збірної ферми та спосіб її збірки (рис.7.16). Верхній пояс півферм складається з трьох залізобетонних частин, які збираються на зварюванні закладних деталей з ексцентриситетом відносно повздовжньої осі для зменшення згинального моменту від навантаження. Металеві затяжки бетонуються спільно з вузлами півферм, тим самим виключаються зварні або болтові з'єднання.

Півферма монтується на спеціальному стенді з фіксацією попереднього вигину скобою за рахунок вигвинчування телескопічної стійки.

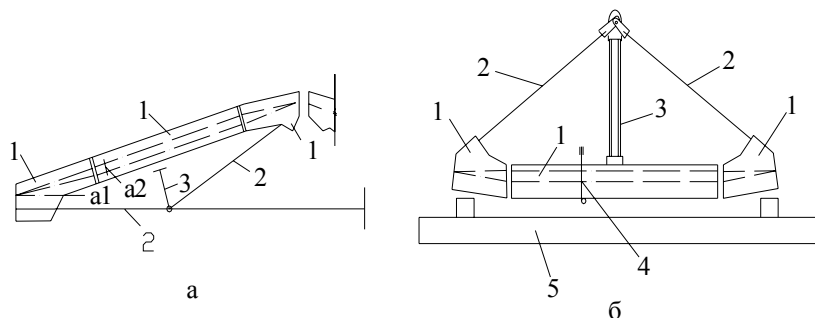


Рис. 7.16. Півферма (а) та спосіб її збірки (б): 1 – елементи залізобетонного поясу; 2 – металічні стяжки; 3 – телескопічна стійка; 4 – скоба; 5 – стенд

За участю автора розроблений спосіб збирання ферми (рис. 7.17). Збирання ферми, що складається з двох півферм та затяжки, виконується на стенді за допомогою навантаження з наступною фіксацією зварюванням закладних деталей.

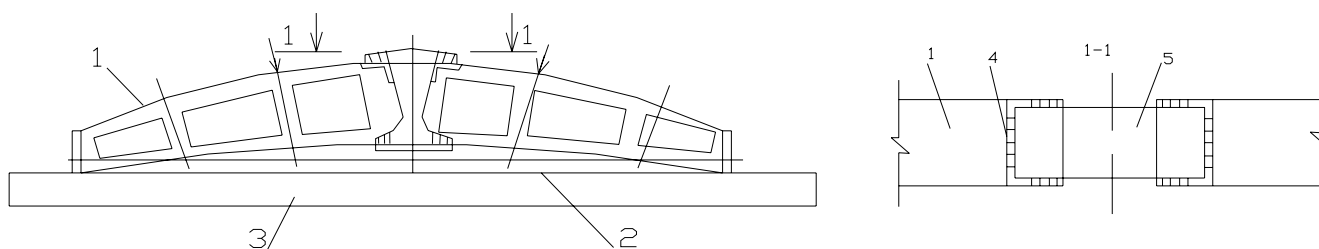


Рис.7.17. Спосіб збору ферми: 1-залізобетонна півферма; 2-металева затяжка; 3-стенд; 4-закладна деталь; 5-накладна пластина

Для підвищення рівня вогнетривкості та збільшення довговічності споруди, враховуючи індустріальні способи зведення будівель та уніфікацію конструктивних рішень, в якості несучих конструкцій приміщень залів рекомендуються металеві та сталезалізобетонні ферми (табл. 7.2). Дерев'яні несучі конструкції для залів можуть бути використані при реконструкції споруд або в зонах, де наявні підприємства з виробництва клеєдерев'яних конструкцій. Доцільно в проектах приміщень залів передбачати варіант використання різних ферм, вибір якого буде обумовлений виробничими можливостями будівельних організацій.

Інститутом УкрНДЦивільсільбуд розроблені ряд інших конструкцій для покриття зальних приміщень громадських будинків.

За участю автора розроблена конструкція даху по а.с. № 709774 /31/. Дах складається з залізобетонних покрівельних панелей, що зроблені як ділянки водозбору з водозливними отворами, оснащеними сітчастими фільтрами (рис.7.18). У просторі між покрівельними панелями та горіщими перекриттями під водозливними отворами встановлені водозбірні лотки, які виконані з азбестоцементу та пластмаси. Дно водозбірних лотків з'єднане з водоприймачами водовідводів.

Таблиця 7.2

**Номенклатура ферм, що рекомендуються як несучі
конструкції покриттів громадських будинків**

Марка	Проліт, м	Розрахункове навантаження, кН/м	Витрати бетону		Витрати сталі		Маса, кг
			клас	об'єм, м ³	Всього, кг	Приведеної до класу АІ	
Сталеві трикутні ферми серії 1.860-5, вип. 1							
Ф18-1	8	6.6	-	-	682	682	682
Ф18-2	8	7.8	-	-	760	760	760
Ф18-3	8	10.2	-	-	789	789	786
Арки сталеві з розвинутих двотаврів серії 1.860-4, вип. 1							
A18-2Г	8	7.65	-	-	519	548.6	519
A18-3Г	8	9.12	-	-	697	634.4	697
A18-7Г	8	12.03	-	-	699	917	699
A18-11-Б	8	16.69	-	-	880	940.8	880
A18-12-Б	8	18.24	-	-	957	1017.8	957
Сталезалізобетонні ферми, шифр 1.800-ФСЖ, тип. 1							
ФСЖ-18-1500	8	15.0	B30	1.22	650.6	615.3	3300
ФСЖ-18-2100	18	21.0	B30	1.22	654.8	807.1	3500
Сталезалізобетонні ферми, шифр 1.800-ФСЖ, тип. 11							
ФСЖ-12-600	12	6.0	B20	0.44	149.3	191.2	1100
ФСЖ-12-1500	12	15.0	B30	0.44	190.2	244.1	1200
ФСЖ-12-2100	12	21.0	B30	0.60	233.5	303.1	1610
ФСЖ-18-600	18	6.0	B30	1.24	285	374.2	2370
ФСЖ-18-1500	18	15.0	B30	1.24	433	565	3430
ФСЖ-18-2800	18	21.0	B30	1.24	605	893	3550

Розміщення водозбірного лотка у просторі між самонесучою покрівлею та горищним перекриттям, що підігрівається взимку викидами теплого повітря вентиляційної системи споруди, суттєво підвищує безвідмовність та надійність роботи даху.

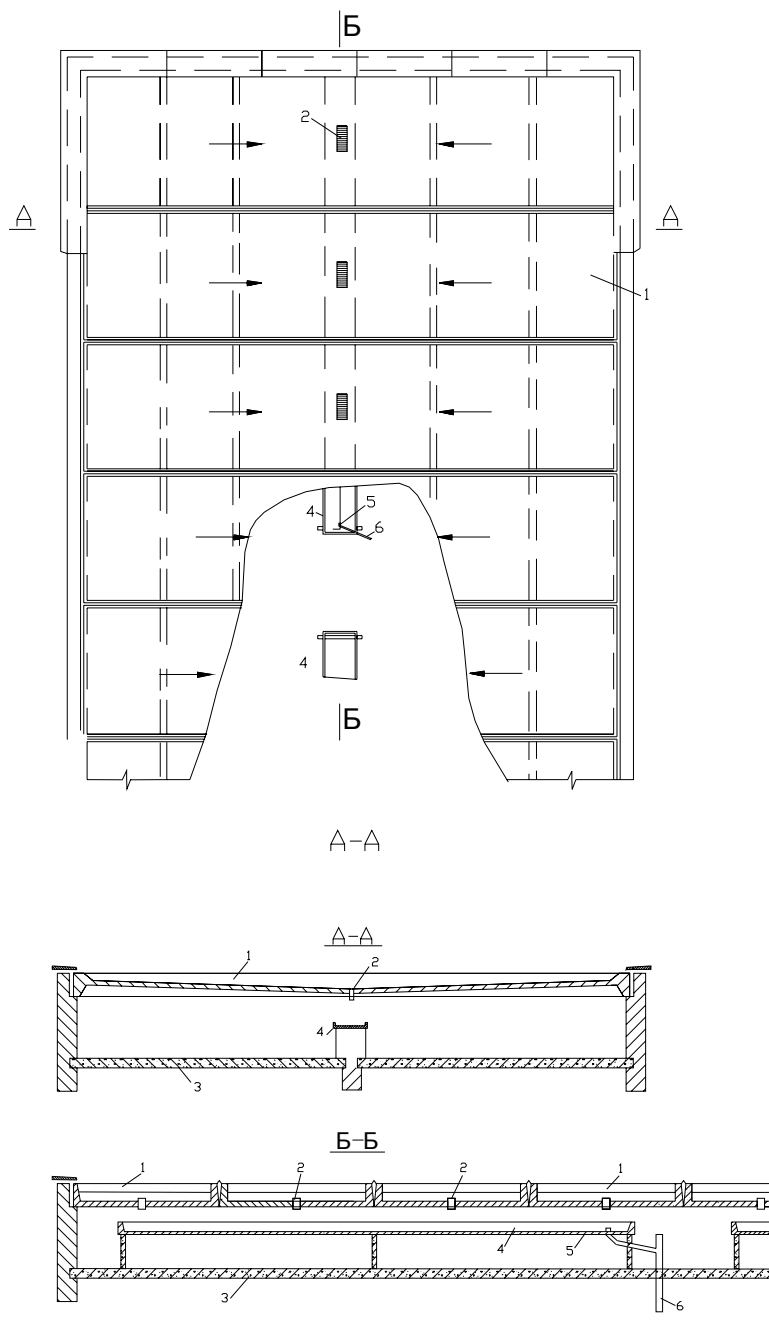


Рис.7.18. Безрулонна крівля: 1-залізобетонні покрівельні панелі; 2-водозливні отвори; 3-перекриття горища; 4-водозбірні лотки; 5-водоприймальні лійки; 6-водовідводи

Крім того, при такому рішенні виключена необхідність у влаштуванні стику покрівельної панелі та водозбірного лотка, що обумовлює можливість течії. Конструкція даху запроваджена при будівництві житлового будинку у м. Ухта Комі.

За участю автора розроблена конструкція панелі збірної самонесучої крівлі по а.с. № 962512/48/. Панель збірної само несучої крівлі включає плиту з поздовжніми ребрами, направленими у протилежні боки від площини плити, довжина їх відповідає ширині скату крівлі (рис.7.19). Плита панелі виконана з ділянок, розміщених на двох рівнях, причому площина нижче розміщеної ділянки співпадає з площиною

основи та проміжних поздовжніх ребер, а прикінцеві поздовжні ребра вкорочені на товщину плити, при цьому торцеві ребра здвинуті одне відносно другого на один крок поздовжніх ребер.

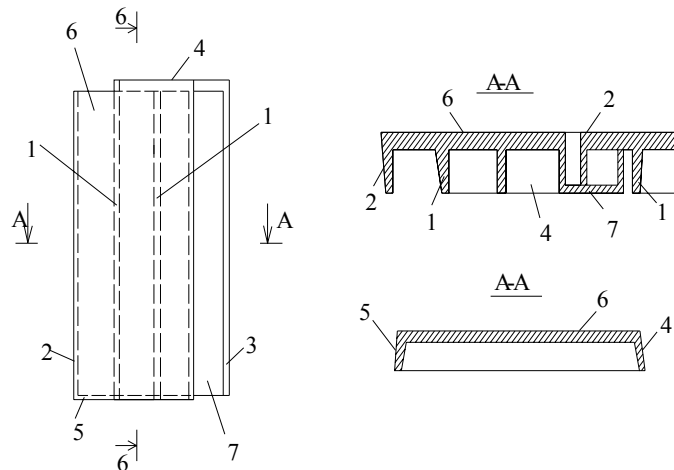


Рис. 7.19. Панель збірної самонесучої покрівлі: 1 - поздовжні ребра; 2,3 - кінцеві поздовжні ребра; 4,5 - кінцеві ребра; 6,7 – полиці плити, розташовані на двох рівнях

Панель вкладається торцевим ребром на парапет зовнішньої поздовжньої стіни споруди, а іншим торцевим ребром на борт водозбірного лотка так, що лише одне ребро направлено вгору. Наступна панель вкладається так само, але з розрахунку, що ребро має зайти на ребро. Торцеві ребра здвигуються відносно одне одного на один крок. Вони виконують роль опірних діафрагм, забезпечуючи жорсткість панелі в цілому. Завдяки вирізам плити та крайньої ділянки плити в місцях, де торцеві ребра відсутні, торцеві ребра розміщені на одній лінії.

Панелі, вкладені таким чином, не вимагають допоміжних заходів з ущільнення швів примикання.

Використання панелі збірної самонесучої кривлі у порівнянні з аналогічними панелями безрулонних кривель пов'язане з досяганням техніко-економічного ефекту, завдяки можливості значного укрупнення панелей за рахунок їх ширини та відсутності нащільників та, відповідно, зменшення кількості монтажних одиниць. Відсутність необхідності у додатковому ущільненні прокладками швів примикання знижує трудові витрати при монтажі кривлі, а можливість виконання панелей збірної самонесучої кривлі як тонкостінних оболонок дає зниження вартості за рахунок зниження маси панелей. Конструкція панелі збірної самонесучої кривлі запроваджена у проект житлового будинку, який розробив КиївЗНДІЕП.

За участю автора також розроблена конструкція багатопустотної панелі по а.с. № 842159/49/. Багатопустотна панель перекриття має трапецієподібні замкнуті порожнини (рис.7.20). Панель включає ребристу плиту, причому ребра можуть бути як поздовжні так і попереківі; плиту стелі та звукоізоляційну прокладку.

Поздовжні ребра армуються напруженими стержнями. Плита стелі армується основною арматурною сіткою. Бічні поверхні ребер, за виключенням місць примикання до бортів оснащення, та низ плити між ребрами армують металевою сіткою (розмір чарунки від 25 мм² до 50 мм²), що працює на сприйняття сколюваних напружень. Плита стелі кріпиться до ребер панелі підвісками. На торці ферми для обпирання сіток вкладаються балки.

Багатопустотна панель для свого виготовлення не вимагає у порівнянні з іншими багатопустотними панелями спеціальних механізмів для утворення порожнин, що є суттєвою перевагою.

Використання для армування панелі сітки з малими чарунками, яка дорожча за звичайну, компенсується максимальним полегшенням панелі завдяки трапецієподібній формі порожнин та доведенням величини проведеної товщини панелі до 8 см. При цьому значно зменшується витрата бетону на панель, що дозволяє використовувати панель більших розмірів по ширині, при збереженні вантажопідйомності кранів.

1. Проведений аналіз типових проектів показує, що конструкції рам з високою стійкою, які можливо використовувати для будівництва приміщень залів клубів, будинків культури, кінотеатрів, спортивних залів, мають бути представлені невеликою кількістю типорозмірів. При прольоті 9 м висота стійки рами має складати 5,25 м (сільські клуби на 150-200 місць, кінотеатри на 150-200 місць, спортзали); при прольоті 12;15;18 м – 6.35 м (сільські клуби та будинки культури на 300;400;500 місць, кінотеатри на 200-300 місць, спортзали 12x24, 15x30, 18x30 м); при прольоті 18 та 21 м – 8.0 м (сільські будинки культури на 600 та 700 місць і спортзали 18x30 м).

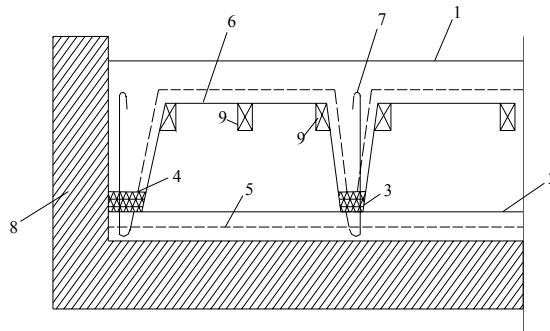


Рис. 7.20. Багатопустотна панель: 1 – ребриста плита; 2 – плита стелі; 3 - звукоізоляційна прокладка; 4 – стержні ребер; 5 – арматурна сітка; 6 – сітки; 7- підвіски; 8- піддон форми; 9 – допоміжні балки

2. Різниця висот залів, що присутня в кожній групі, компенсується введенням додаткового елемента – фундаменту з високим ростверком. Крім розробки рам з підвищеною стійкою для будівництва громадських будинків з зальними приміщеннями необхідно також розробити навісні стінові панелі, які б враховували не лише теплотехнічні вимоги цих споруд, але і особливості їх архітектурно-планувального рішення. Це обумовлює розробку спеціальних проектів в індустріальних конструкціях, вимагає перебудови для розвитку індустріальної бази.

3. Композиційному різноманіттю рішень приміщень залів сільських громадських будинків в рамних конструкціях супроводжує підвищення вартості будівництва. Ускладнення архітектурно-художнього рішення споруди та деяке подорожчання викличуть спеціальні вимоги до рішення інтер'єрів та використання високих башмаків під п'яту рами, особливо у крупних будівлях.

4. Враховуючи викладене, а також невеликі об'єми будівництва громадських будинків з зальними приміщеннями (наприклад, найбільш масовий тип: клубні будинки – в середньому 5 споруд за рік в одній області), створення спеціальних конструкцій рам з підвищеною стійкою не є доцільним.

5. Доцільно використовувати для зальних приміщень сільських громадських будинків конструкції уніфікованих залізобетонних рам прольотом 9, 12, 18, 21 м з стійкою, підвищеною до 5,7 м, розроблених к. інститутом Укрколгоспроект та КНУБА для каркасів сільськогосподарських споруд з урахуванням зональних особливостей України.

6. Нарівні з рамами отримали поширення в якості несучих покриттів приміщень залів каркасних споруд ферми. Найбільш ефективними та найменш матеріаломісткими є конструкції сталі залізобетонних та металічних ферм прольотом 12, 18 та 21 м, які рекомендуються до використання.

Дерев'яні несучі конструкції для приміщень залів можуть знайти обмежене використання при реконструкції споруд або в зонах, де є підприємства по виробництву клеєдерев'яних конструкцій.

РОЗДІЛ 8. ПРОЕКТУВАННЯ РАМНИХ КАРКАСІВ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД АЕРОДРОМІВ СІЛЬГОСПАВІАЦІЇ

У 1982р. к. Міністерством цивільної авіації СРСР була розроблена “Комплексна програма підвищення ефективності та якості використання авіації у сільському господарстві”, що включає:

- підвищення ефективності виробництва, якості авіаційних робіт в сільському господарстві;
- прискорення науково технічного прогресу;
- укріплення науково-технічної бази сільгоспавіації;
- вдосконалення економічного механізму робіт в народному хазяйстві;
- підвищення кваліфікації професійної підготовки кадрів;
- розвиток підсобних хазяйств, а також організація перевезень ранніх овочів та фруктів в окремі райони нашої країни;

- беззаперечне виконання державного плану авіахімробіт;

Програмою передбачено:

- доведення щорічного об’єму робіт в сільському господарстві в 1990р. до 110млн.га, в т.ч. 17млн га буде оброблено за рахунок парку повітряних кораблів;
- підвищення виробничих польотів до 2,0 % на площі 54млн.га за рахунок впровадження нових та прогресивних технічних заходів;
- використання авіаметоду для прогнозування врожаю, контролю за фітосанітарним станом рослин та запасами вологи у ґрунті;
- оснащення сільськогосподарських літаків та вертольотів (АН-2, Ка-26, Ми-2, Ми-8) приборами контролю, тобто взяти під постійний контроль якості виконання авіаційно-технічних робіт та ефективне використання авіатехніки;
- перевести управління робіт сільгоспавіації на автоматизовані системи /114/.

Планувалося будівництво більше 2000 сільськогосподарських аеродромів з твердим покриттям та комплексами споруд. Це повинно забезпечити ефективне використання літаків незалежно від стану ґрунту та якості використання засобів хімізації.

В 1990 році сільському господарству країни планувалося надати 30-32млн.т мінеральних добрив, 440-480 тис.т хімічних засобів захисту рослин, а також не менше 100млн.т вапняних матеріалів.

По даним к. Міністерства цивільної авіації загальна вартість агрохімічної обробки 1 га землі літаками коштує дешевше ніж наземними сільгоспмашинами.

Щорічно в країні авіаційним способом оброблялося більше 100 млн.га засівів.

8.1. Аналіз конструктивних схем сільськогосподарських промислових споруд та досвід їх введення при проектуванні і будівництві будівель та споруд аеродромів сільгоспавіації

Схеми індустріальних каркасів, рекомендованих в сільському будівництві, наведено в ВСН-115-81/75 (рис.8.1). Єдині технічні умови повинні виконуватися при проектуванні та будівництві нових та реконструкції діючих тваринних та птахівничих будівель та споруд підприємств первісної обробки сільськогосподарських продуктів, приміщень для зберігання мінеральних добрив.

Нижче приводимо конструктивне рішення схем по рис.8.1.

Схема А– прольоти 12, 18, 21м, крок 6м;
фундаменти по серії 1.810;
фундаментні балки 1.415-1;
залізобетонні рами 1.822.2/82;
стінові панелі 1.832.1-9;
плити покриття 1.865.1-4/80.

Схема Б– прольоти 12, 18м, крок 3м;
фундаменти 2-71-21;
цокольні панелі 1.817.1-1;
деревинні рами ТУ 69 УССР 22-78;
фанерні стінові панелі 1.832-7;
плити покриття 1.865-6.

Схема В– прольоти 12, 18, 21м; крок 3м;
фундаменти 1.812.1-1;
цокольні панелі 1.817.1-1;
залізобетонні колони 1.823-1;
сталі залізобетонні ферми 1.800-ФСЖ;
або метало дерев’яні ферми 1.863.9-5;
стінові панелі 1.832-7/1.832.1-9/;
або покриття 1.865-6/1.865.1-4/80/.

Схема Г– прольоти 18, 21м; крок 3м;
фундаменти 1.812.1-1;
цокольні панелі 1.817.1-1;
залізобетонні колони 1.832-1;
сталі арки з двотаврів 1.860-4;
стінові панелі 1.832.-7;
плити покриття 1.865-6.

Схема Д– прольоти 6+6+6; 7,5+6+7,5;
9+9+9м; крок 6м;
фундаменти 1.812.1-1;
фундаментні балки 1.415-1;
залізобетонні колони 1.823-1;
залізобетонні ферми 1.063.1-1;
залізобетонні балки 1.862-2;
стінові панелі 1.832.1-9;
плити покриття 1.865,1-4.

Схема Е– прольоти 6+6+6; 7,5+6+7,5;
9+9+9м; крок 6м;
фундаменти 1.812.1-1;
залізобетонні колони 1.823-1;
з.-б. консольні балки 1.800-БК;
стінові панелі 1.832.1-9;
плити покриття 1.965.1-4.

Схема И– прольоти 6+6+6; 7,5+6+7,5;
9+9+9м; крок 6м;
фундаменти 1.812.1-1;
фундаментні балки 1.415-1;
залізобетонні колони 1.823-1;
залізобетонні балки 1.862-2 4Н;
стінові панелі 1.832.1-9;
плити покриття 1.965.1-4.

Схема К– прольоти 6+6+6; 7,5+6+7,5;
9+9+9м; крок 6м;
фундаменти 1.812.1-1;
фундаментні балки 1.415-1;
залізобетонні колони 1.823-1;
стінові панелі 1.832.1-9;
плити покриття 1.965.1-4.

Як бачимо із рис.8.1 на схемі К представлено каркаси з характеристиками:

- прольоти 12, 18, 21, 24 м;
- висоти приміщень 3,3; 3,6; 4,2; 5,1; 5,7 м;
- крок несучих конструкцій 3 і 6 м;
- вид несучих конструкцій:
- рама(а) ; - деревинна рама (б);
- сталезалізобетонна ферма (в) ; - арка (г);
- стоїчно-балочна конструкція (д);
- консольні балки (е, и, к).

Найбільш розповсюджені в якості несучих конструкцій покриття в теперішній час мають тришарнірні залізобетонні рами і ферми прольотом 12, 18, і 21м.

Рамні конструкції отримують все більше застосування при будівництві складських будівель мінеральних добрив, що входять в склад будівель та споруд аеродромів сільгоспавіації/104/.

Так на основі тришарнірних залізобетонних рам прольотом 18 і 21м типу ПР, що випускаються Рязанським СБК, к. інститутом Рязаньколгоспроект розроблена серія проектів складів мінеральних добрив. Введенню рамних конструкцій дозволяє зменшити трудовитрати, маси будівель складів, збільшення ступені збірності, зменшення строків будівництва. Крім цього, було скасована номенклатура проектів сільських будинків з 200 до 60, а також число типорозмірів конструкцій.

В Донецькій області на території сільгоспаеродромів побудовано та успішно експлуатується 6 будинків складів мінеральних добрив в рамних конструкціях 18 і 21 м.

В аеропорту Толмачова м. Новосибірськ побудовані дві промислових будівлі в рамних конструкціях: гараж на 22 автомобіля і будинок головного механіка.

ЦНИИЭСельстроем розроблено ряд проектів з використанням рамних конструкцій. На основі проектів №816-246, 816-128, розроблено конструктивне рішення ремонтної майстерні на 50 тракторів (рис.8.2). Каркас включає залізобетонні рами по серії 1.822-2 зі складеним ригелем. Фундаменти – забивні залізобетонні палі таврового перерізу з консоллю по серії 1.811.1-1. Стіни – одношарові пенополістиролбетонні панелі (шифр 26Н-77). Покриття комплексні плити покриття під азбестоцементну кривлю (шифр 202-81). Кривля – вовнисті азбестоцементні листи по ГОСТ 16233. На основі цих типів проектів розроблено гаражі на 50 автомашин (рис.8.3).

ЦНИИЭСельстроем розроблені склади для зберігання зернового та фуражного зерна місткістю 500 тон (рис.8.4). Каркас включає залізобетонні рами по серії 1.822-2/С з додатковою стійкою. Фундаменти – забивні залізобетонні палі двотаврового перерізу з консоллю по серії 1.811.1-2. Стіни – панелі для неопалюваних зданій по серії 1.432-5 або залізобетонні ребристі плити покриття по серії 1.865.1-4. Покриття – залізобетонні прогони по серії 1.462-14 вип.2 с кроком 1,5м. Кривля – вовнисті азбестоцементні листи по дощатому настилу.

Зерно зберігається в мішках навантаження, від якого не передається на стіни.

Аналогічні конструктивні рішення має склад аміачної селітри на 1000 тон і пестицидів на 15 тон (рис.8.5).

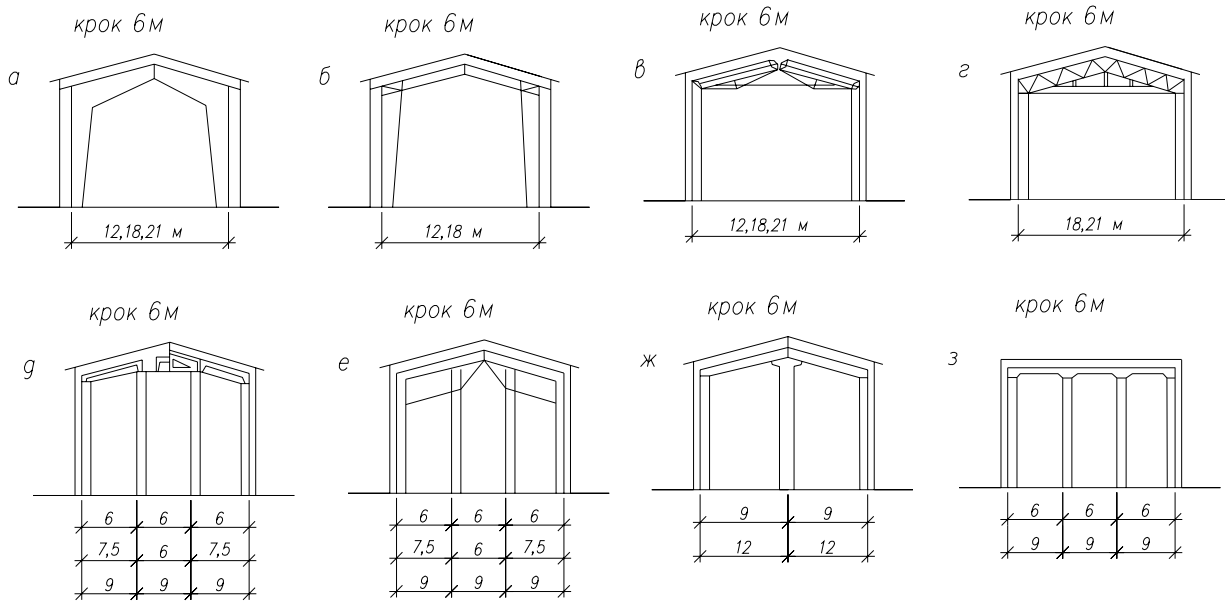


Рис. 8.1. Конструктивні схеми каркасів сільськогосподарських виробничих будівель

Конструктивні рішення складу продовольчої картоплі на 1000 тон (рис.8.6) включає забивні залізобетонні палі двотаврового перерізу з консоллю по серії 1.811.1-2, включає залізобетонні рами по серії 1.822-2 з додатковою стійкою, тришарові панелі з підвищеним термічним опором, комплексні плити покриття (шифр 202-81), воннисті азбестоцементні листи. При цьому навантаження від насипі картоплі передається на тришарові стінові панелі та стійки рам.

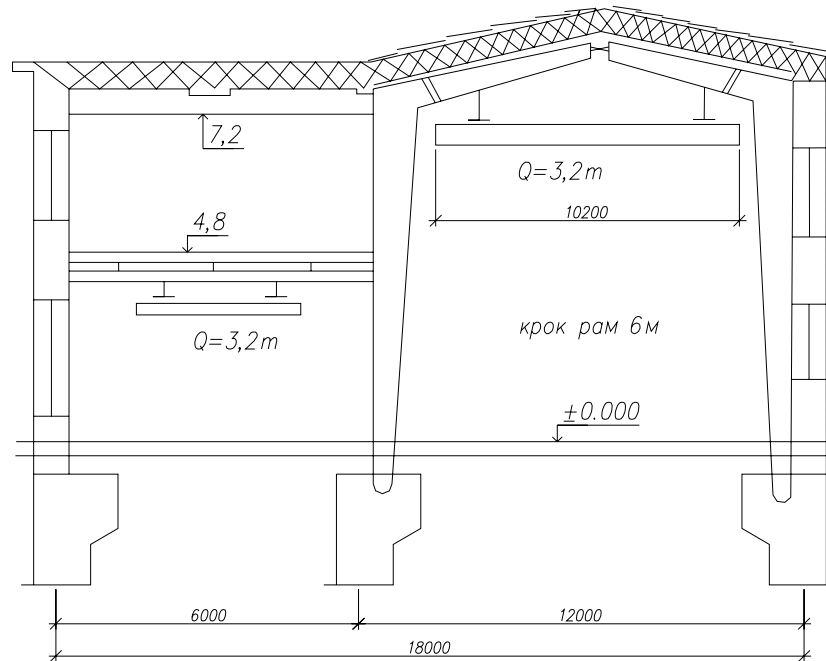


Рис. 8.2. Схема ремонтної майстерні на 50 тракторів

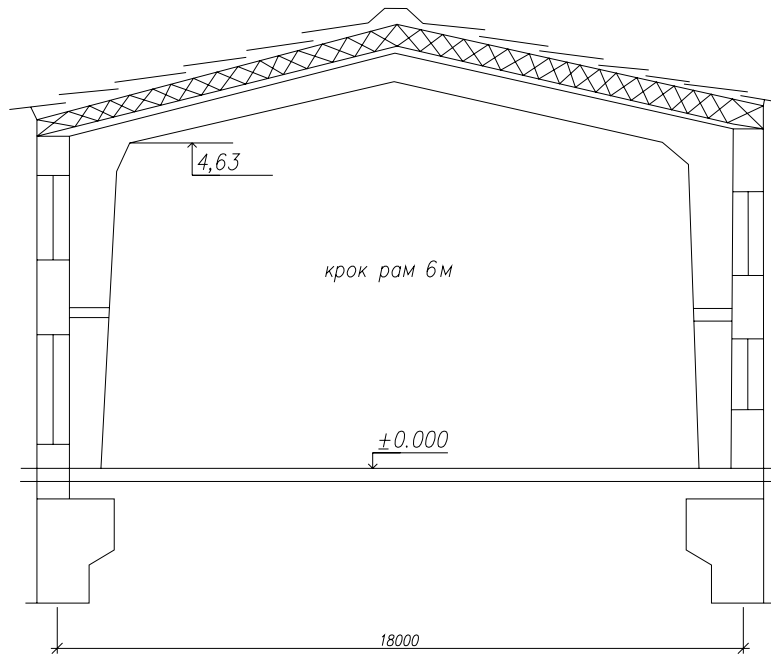


Рис. 8.3. Схема гаража на 50 автомашин

Аналогічні конструкції піврам по серії 1.822-2 та прогони по серії 1.462-14 вип.2 с кроком 1,5м використовуються в проекті навісу для устаткування (рис.8.7).

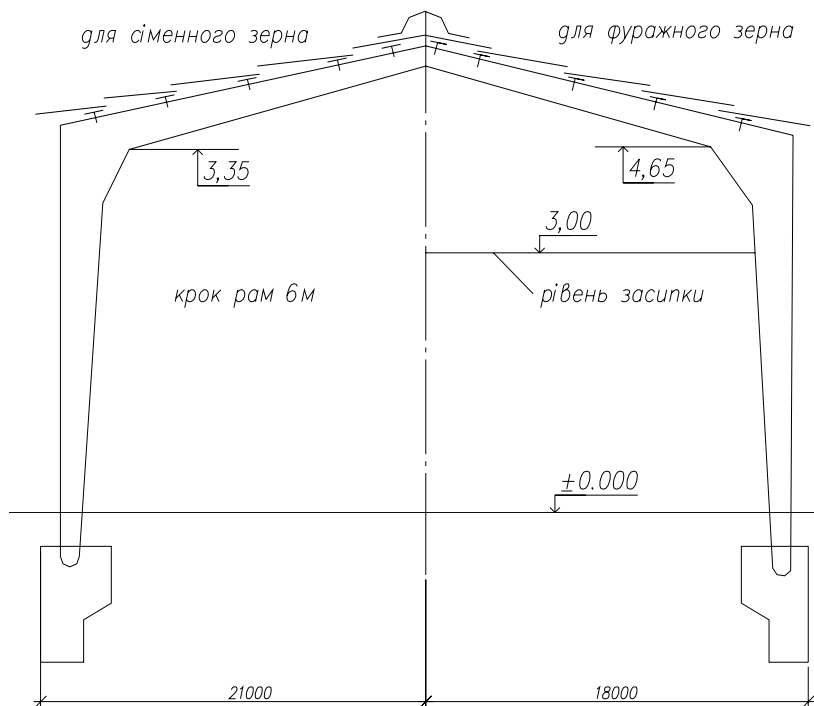


Рис. 8.4. Схема складу для сімєнного та фуражного зерна ємністю 500 тон

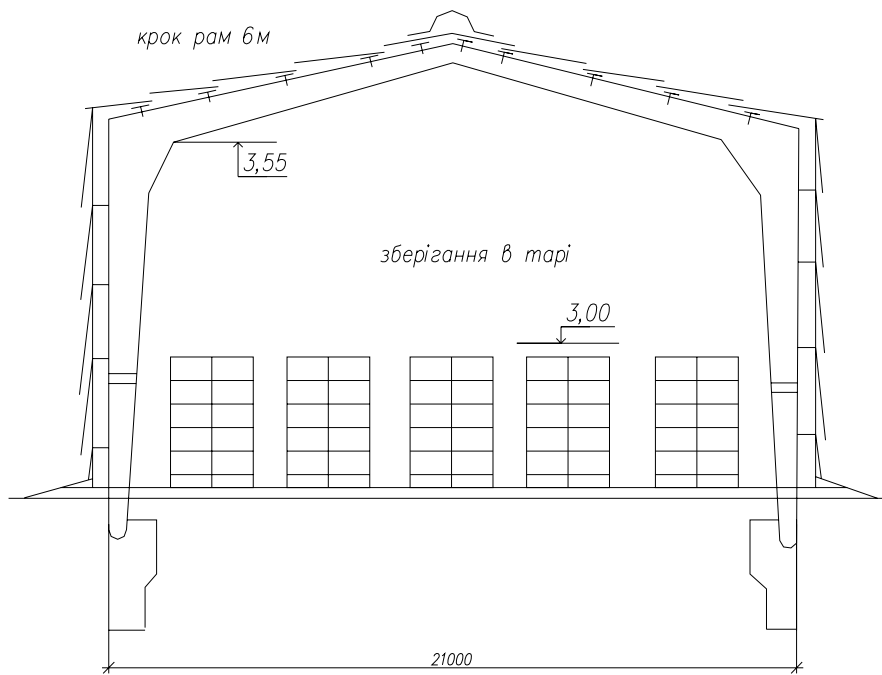


Рис. 8.5. Схема складу аміачної селітри

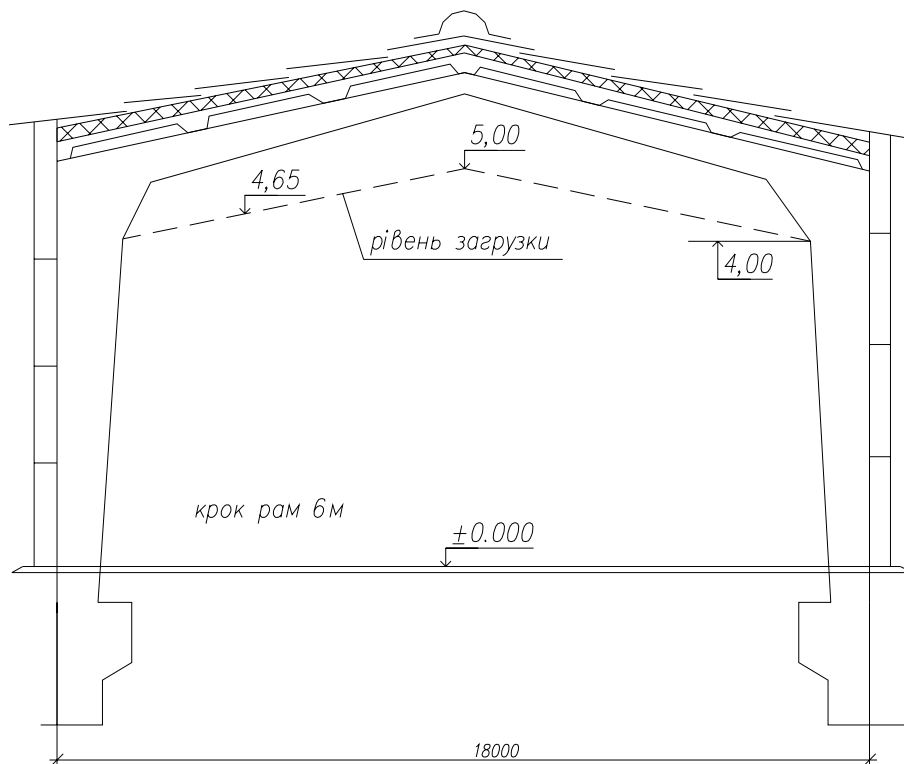


Рис. 8.6. Схема складу картоплі на 1000 тон

ЦНИИЭСельстроем розроблено проект для механізованого складу для сіна місткістю 500 тон на основі проекту №817-150 (рис.8.8). Будівля з розмірами в плані 21x54 м включає: фундамент з залізобетонних паль (шифр 18-77 вип.1) , каркас з складених залізобетонних рам (шифр 40Н-82) прольотом 21м , стіни з азбестоцементних панелей , покриття з азбестоцементних листів УВ по залізобетонним прогонам серії 1.462-14.

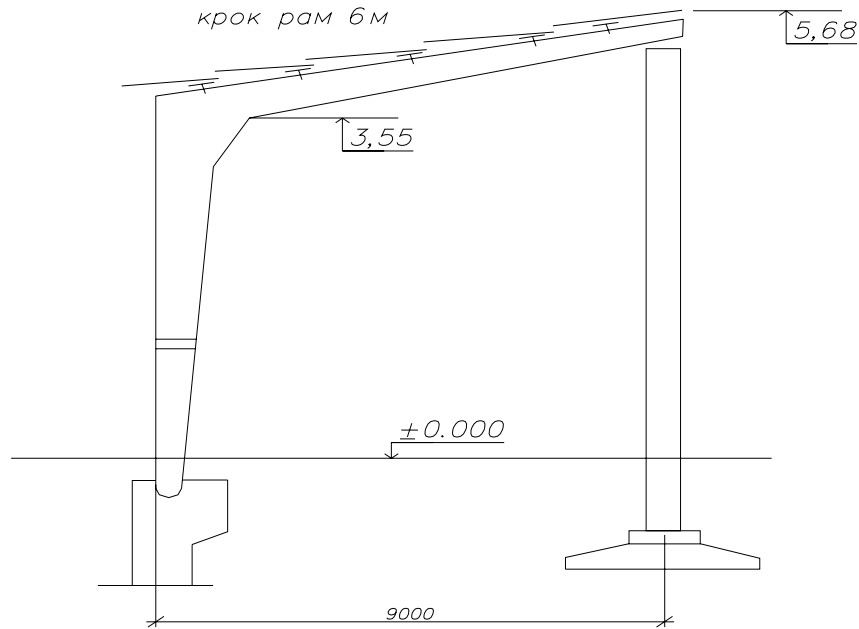


Рис. 8.7. Схема навісу для обладнання

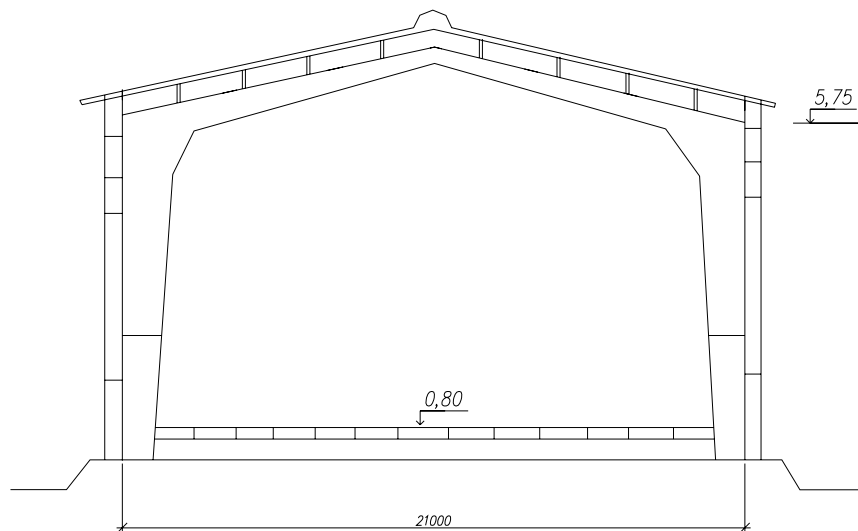


Рис. 8.8 .Механізований сарай для сіна ємністю 500 тон

Механізований сарай призначений для зберігання та досушування сіна місткістю 500тон. Побудований Подільським СБК в Нарофоминському районі Московської області.

8.2. Аналіз типових проектів будівель та споруд аеродромів сільгоспавіації

Літаки та вертольоти являються ефективним засобом сільськогосподарського виробництва за рахунок високого виробництва, що дозволяє у коротші строки обробляти значні площі.

За допомогою авіації виконують майже 40% всіх робіт по застосуванню хімічних речовин на полях країни. По даним к. МГА при внесенні добрив з повітря на кожному мільйоні гектарів звільняються від роботи близько 1500 чоловік і 1200 тракторів.

За три роки оброблено з повітря більше 300 мільйонів гектарів. По масштабам застосування авіації у сільському господарстві к. СРСР перевершував усі країни світу.

Аеродроми сільгоспавіації призначені для взльоту та посадки літаків Ан-2, Ан-2м, Як-12, або вертольотів Ми-1, Ми-2, Ми-8, Ка-15, і Ка-26, призначені для виконання авіаційно-технічних робіт в сільському господарстві/114/.

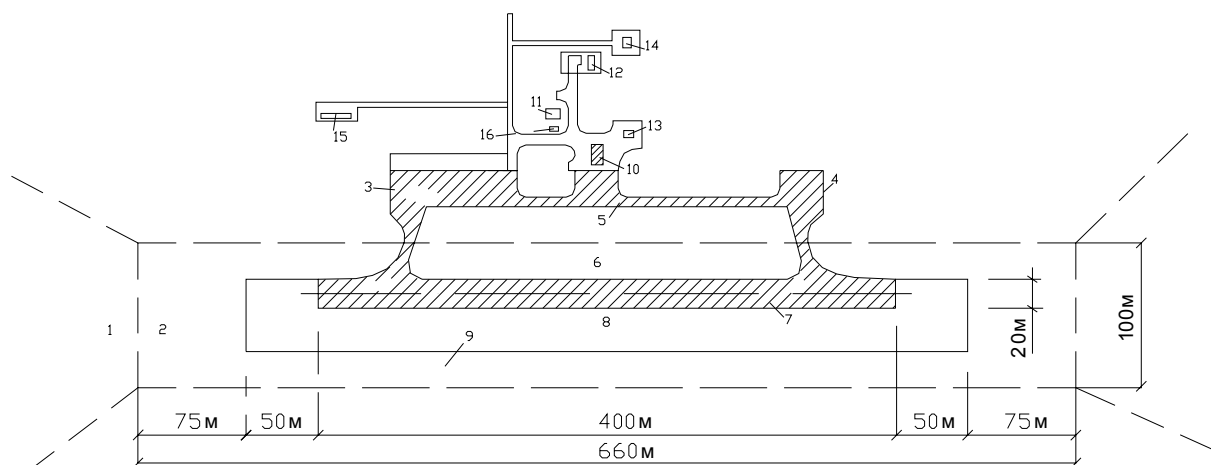


Рис.8.9. Схема генерального плану постійного аеродрому:

- 1- смуга підходу; 2-кінцева смуга безпеки; 3- стоянка літаків; 4- дегазичійна площадка;
- 5- загрузочна площадка; 6 і 9- бічна смуга безпеки; 7- взлітно-посадова смуга; 8- робоча частина літного поля; 10- склад мінеральних добрив; 11- пожежне водоймище об'ємом 25м³; 12- склад авіаційних ГСМ;
- 13- санпропускник; 14- насосна станція; 15- службова будівля; 16- сарай для тари

Проектним і науково-дослідним інститутом „Аеропроект” розроблено проект аеродрому сільгоспавіації з варіантами конструктивних рішень тимчасового з ґрунтовим покриттям та постійного з твердим покриттям смуги (рис.8.9).

Аеродром сільгоспавіації включає в себе злітну смугу 500х60 м та бокові смуги безпеки 20 і 75 м кожна. Злітно-посадкову смугу 400х20 м, місця стоянки літаків, завантажувальні площадки, рульові доріжки.

Крім того в склад аеродрому сільгоспавіації (на 6 чоловік літаючого складу і 10 чоловік обслуговуючого персоналу) входять: літне поле; службове приміщення для льотного складу, зблоковане з гуртожитком на 6 чоловік; склад мінеральних добрив і отрутохімікатів на 7500 т; два резервуари для розчинів отрутохімікатів на 5 м³ під навісом ; склад сильних та токсичних отрутохімікатів на 10 т; склад ГСМ на 53 м³ для авіапалива і для авіамасла; службова бітове приміщення на 16 чоловік ; наземна станція водопостачання з водонапірною баштою; пожежний сарай; пожежне водоймище на 25 м³ води, септик, головний фільтр, збірник для вод забруднених отрутохімікатами /76,77,78,114/.

Склади мінеральних добрив розташовані поблизу завантажувальної площадки з підвітряної сторони. Склад малотоксичних отрутохімікатів може розташовуватися окремо, або бути з'єднаним (при повній ізоляції) зі складом мінеральних добрив.

Склад високотоксичним отрутохімікатів розташовують з підвітряної сторони від жилих, битових та промислових будівель та споруд та інших побудов на відстані не менше 1000 м.

По даним к. МГА вартість будівництва міжгосподарських постійних аеродромів становить біля 75 тис. крб. і окупає себе на протязі трох років його експлуатації.

Для будинків та споруд аеродромів сільгоспавіації , в тому числі і складських приміщень , повинні використовуватися високоефективні об'ємно-планувальні рішення з застосуванням полегшених, корозійностійких та індустріальних будівельних матеріалів.

Нижче приводимо об'ємно-планувальні та конструктивні рішення вищезазначених будівель з описом можливості використання рамних конструкцій.

Проект №506-106 "Службово-битовий будинок сільгоспавіації для виконання авіахімічних робіт (рис.8.10), включає кімнату зв'язку, жилі кімнати, битові та службові приміщення, кімнату наглядча та столову.

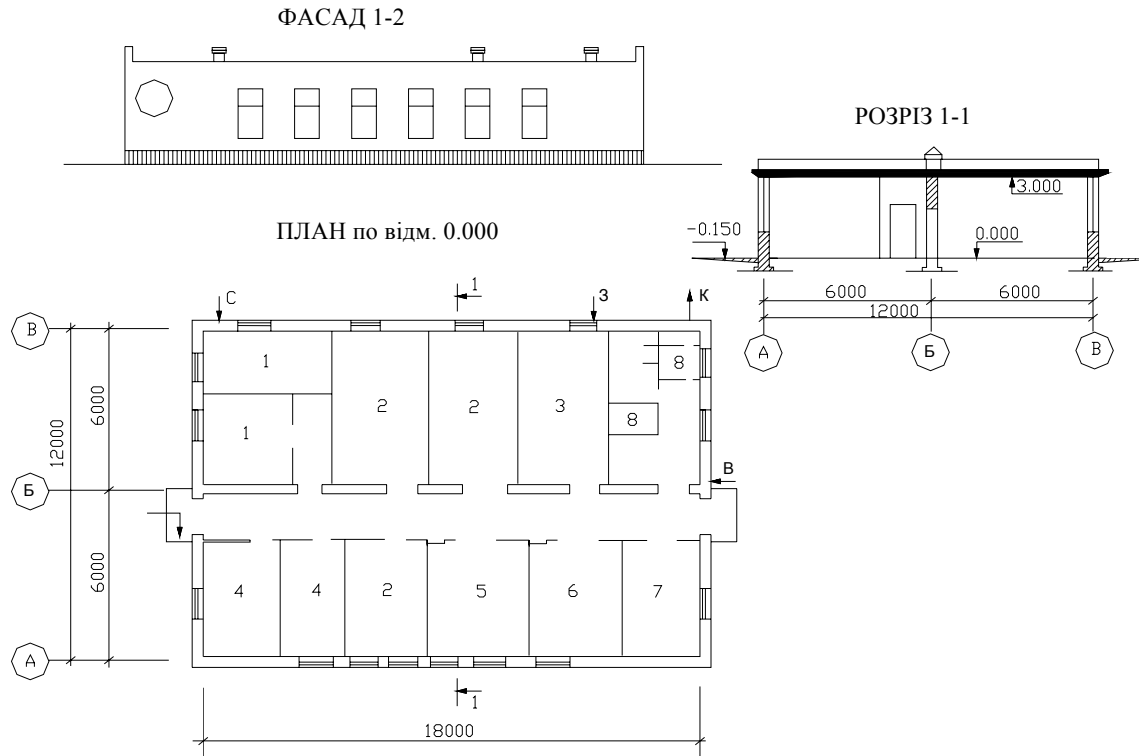


Рис.8.10. Схема службово-побутового будинку для аеродрому:

1- кімнати зв'язку	-13,5м ² ;	5-кімната прийому їжі	-14,5м ² ;
2- житлові кімнати	-51,5м ² ;	6- кімната чергового	-11,5м ² ;
3- побутове приміщення	-15,7м ² ;	7- сушка верхнього одягу	- 7,8м ² ;
4- службове приміщення-	19,5м ² ;	8- туалет	- 8,4м ²

Будівля прямокутна в плані з розміром 12x18 м з повздовжніми несучими стінами з цегли.

При переробці проектів можна використовувати каркаси (рис. 8.1а,б). При цьому, при використанні рамних конструкцій прольотом 12 м типу „А” з кроком 6 м потрібно 4 рами, а по „Б” з кроком 3 м -7 рам (рис. 8.11).

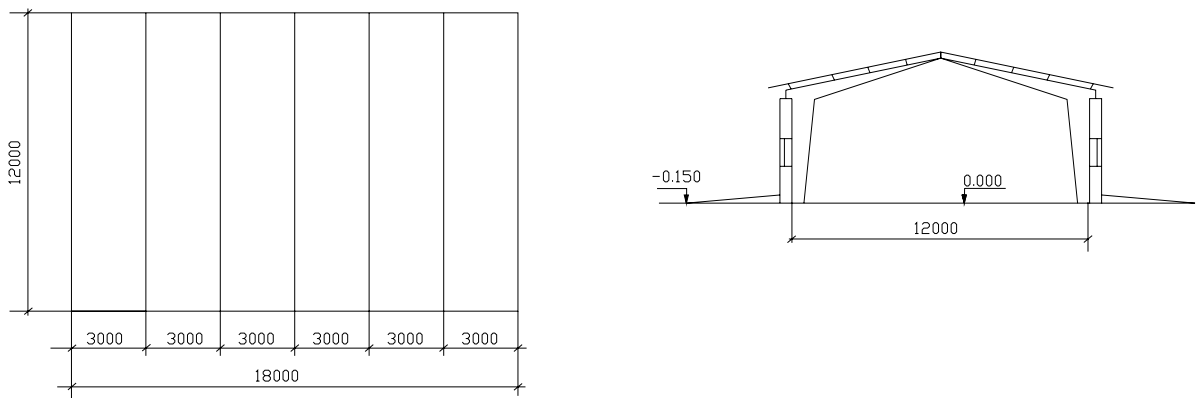


Рис.8.11. Схема розташування рам в плані по рис.8.10

Типовий проект №503-1-2 „Гараж на 25 автомобілів” (рис.8.12) включає приміщення: склад ГСМ; ділянки техобслуговування, техремонту та діагностики; закрита стоянка; підсобне приміщення та ін.

Будівля гаража з прибудовою з розмірами 18х54 м каркасна, перекрита металевими фермами по залізобетонним колонам.

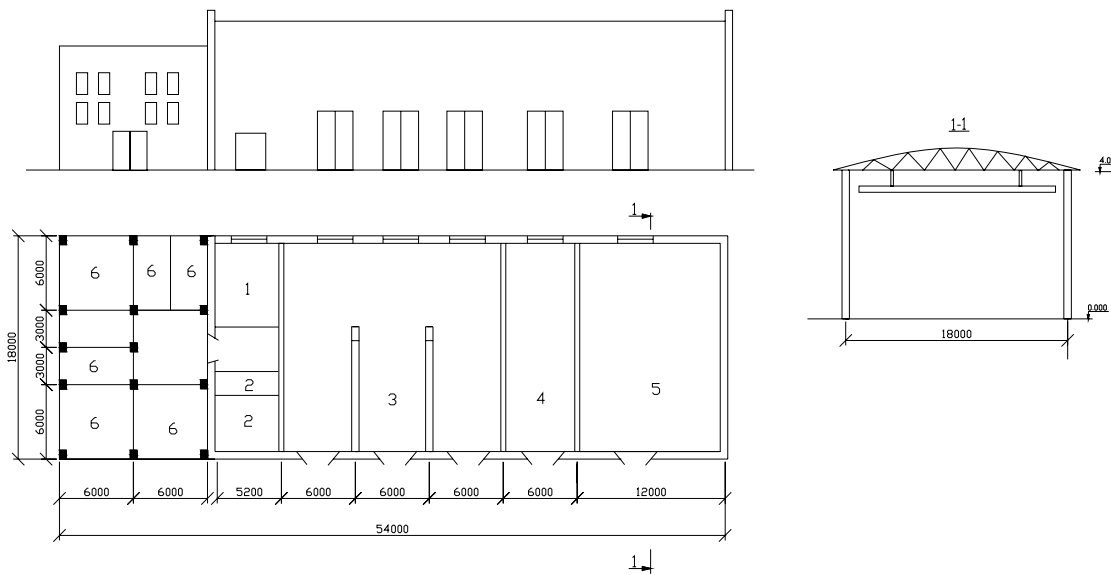


Рис.8.12. Схема гаражу на 25 автомобілів:
 1-участок обслуговування електрообладнання; 2-комора ГСМ;
 3-частки техобслуговування, техремонту і діагностики;4-участок щорічного обслуговування; 5-закрита стоянка; 6 - підсобне приміщення

Для споруди гаража можна застосовувати рамні каркаси по наступним схемам: рис. 8.1 а, б, в, г. Рам типу „А” необхідно 10шт прольотом 18м з кроком 3м.

Проведений аналіз ряду проектів сільськогосподарських промислових будівель та споруд по каталогу / 117 / показав, що тришарні залізобетонні рами прольотом 12, 18, 21 м, призначені для каркасів сільгоспбудівель, можуть бути використані в наступних проектах:

Пожежне депо на 1 і 2 машини. Т.п. №416-6-12 і 416-6-13 розроблені УкрНДГипросільгоспом. Будівля в плані 12х18, 12х24 м та висотою 4,8 і 5,4 м.

Господарський корпус із дезостанцією. Типовий проект №817-171 розроблений Гипронисельхозом. Будинок у плані 18х18 м і висотою 6,0 м.

Станція біологічного очищення стічних вод з установкою заводського виготовлення продуктивністю 50 м³/добу. Виробничий будинок по т.п. № 902-2-263 розроблений інститутом "Гипрокомунводоканал". Будинок у плані 6х6 м і висотою 3 м.

Блок котельної на твердому паливі з 2 ковзанами "Универсал-6" по 41,8 м². Т.п. № 903-1-197. Будинок у плані 6х12 м і висотою 3,0-3,3 м.

Контрольно-проїзні пункти аеропортів. Т.п. № 506-111 розроблений ГПИ и НИИГА "Украэропроект". Будинок у плані 4 х 4,8 м і висотою 3,0 м.

Привідні радіостанції з маркерними радіомаяками ДПРС (ДПРМ). Спорудження И-79. Т.п. № 506-41/121 розроблений ГПИ и НИИГА Аэропроект. Будинок у плані 12х12 м і висотою 3,3 м.

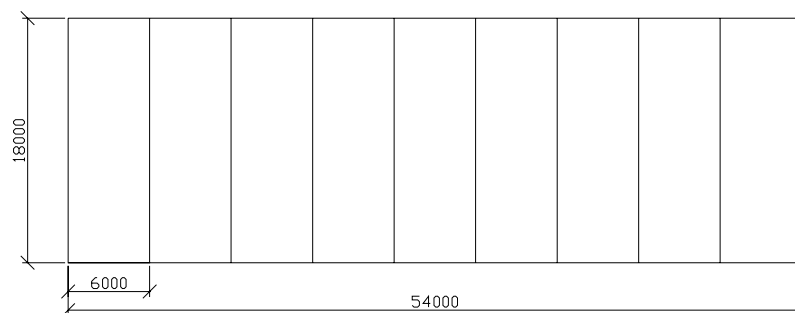


Рис.8.13. Схема розміщення рам в плані по рис.8.12

При використанні рамних конструкцій у будинках і спорудах сільгоспавіації досягається ефект по матеріалоемності, вартості й трудовитратам.

Основними великими будинками в складі аеродрому сільгоспавіації є складські будинки й споруди, тому зупинимося докладно на них у наступному розділі.

8.3. Аналіз типових проектів складських будинків і споруд мінеральних добрив і отрутохімікатів

Типовий проект № 705-1 "Склад сухих мінеральних добрив ємністю 2300 т" (рис.8.14), розроблений Вінницькою філією інституту Укрколгоспроект, включає приміщення для зберігання калійних, фосфатних, азотних і складних добрив.

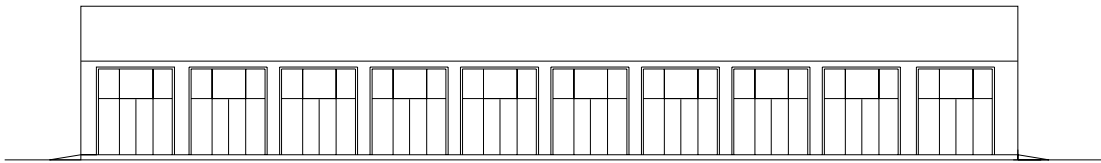
У проекті передбачені наступні конструкції: фундаменти -збірні, під піврами залізобетонні башмаки по серії 1.810-2, вип.1; цокольні панелі - збірні залізобетонні по серії 1.432-15; стіни - з азбестоцементних хвилястих листів за ГОСТ 16233; піврами - збірні залізобетонні уніфіковані за шифром 1.800-РЖУ; колони - збірні залізобетонні по серії 1.823-1, вип.2; прогони - збірні залізобетонні за шифром 1.800-ПЖТ; покрівля - із хвилястих азбестоцементних листів за ГОСТ 16233.

Склад призначений для прийому з автотранспорту, зберігання й видачі сухих мінеральних добрив. Одночасно на складі передбачається зберігання до семи найменувань добрив.

Як видно з рис.8.14, типовий проект змінений відповідно до наведеного вище єдиними технічними умовами / 75 /, тобто перероблений з використанням ефективних рамних конструкцій.

Нижче приводимо порівняння техніко-економічних показників будинків і споруд по типовому проекту № 706-1-84 і варіант конструктивного рішення відповідно до ЕТУ / 75/ із застосуванням індустріальних рамних конструкцій /табл.8.1/.

ФАСАД



ПЛАН

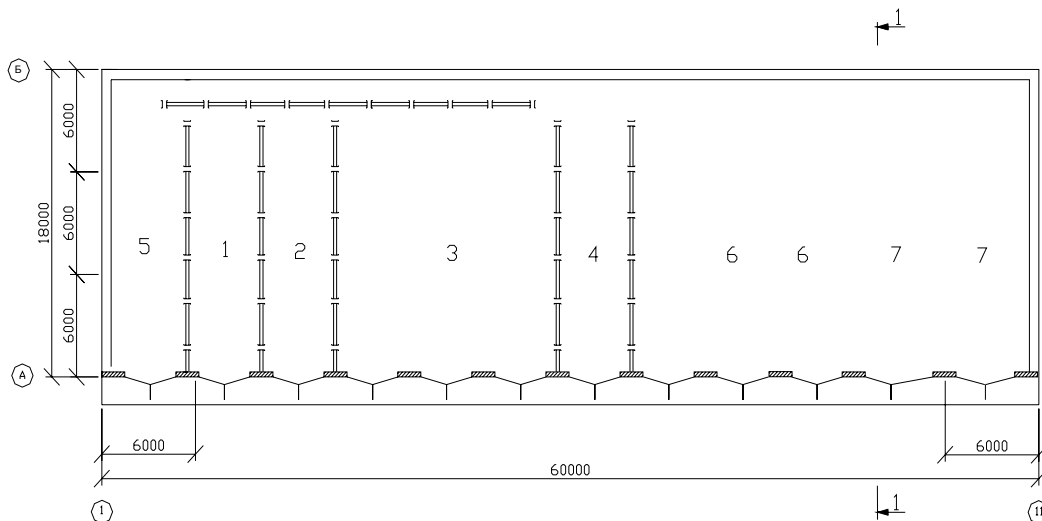


Рис.8.14а. Схема складу сухих мінеральних добрив на 2300 т: 1-відсік для зберігання калійних добрив -100,2м²; 2-те ж саме -100,2м²; 3-відсік для зберігання фосфорних добрив -203,6м²; 4-відсік для зберігання фосфорних добрив -100,2м²; 5- відсік для зберігання азотних добрив -101,5м²; 6- відсік для зберігання азотних добрив - 101,5м²; 7- відсік для зберігання комбінованих добрив -430,5м²

Як видно з таблиці 8.1 при застосуванні рамних конструкцій досягається зниження цементу на 26,1%, збірного залізобетону - на 11,5%, лісоматеріалів - на 54,6%, будівельних трудовитрат - на 15,8% і кошторисної вартості будівництва - на 9,6%.

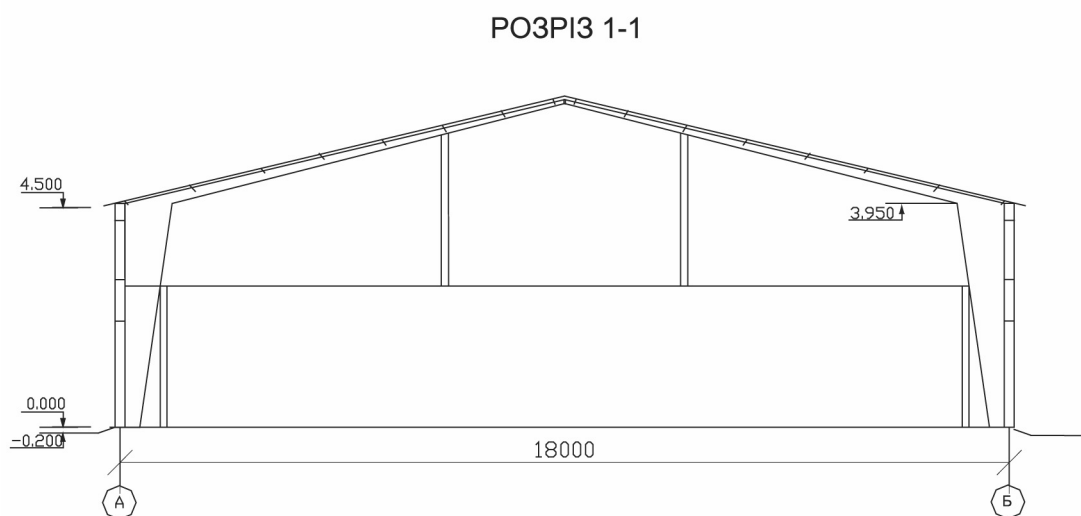


Рис.8.14,б. Схема складу сухих мінеральних добрив. Поперечний розріз

Таблиця 8.1

Техніко-економічні показники варіантів типових проектів виробничих будинків із застосуванням каркасів зі збірних залізобетонних уніфікованих рам

Проект	№ тип проекту	Кошторисна вартість, крб	Витрати основних будматеріалів				Трудовитр., л/год
			Сталь, т	Збірн. з/б, м ³	Цемент, т	Дерево, м ³	
Склад міндобрив 2300т	705-1-84	86,1 100%	35,3 100%	92,4 100%	102,1 100%	102,1 100%	1735 100%
"-"	Констр. варіант	77,8 90,4%	36,8 104,2%	81,8 88,5%	75,5 73,9%	46,4 45,4%	1460 84,2%

Типовий проект № 705-2-2/75 "Склад отрутохімікатів" (рис.8.15) включає наступні приміщення: склад - 84,6 м²; гардероб з душовою – 13 м²; комора інвентарю – 5 м².

На цьому прикладі розглянемо два способи застосування рамних конструкцій.

Перший спосіб. Розміри будинку: ширина – 6 м, довжина - 18,4 м, а найменший проліт рами дорівнює 12 м. Тому можна застосовувати раму прольотом 12 м, але кількість рам урахуємо з тим розрахунком, щоб будинок, який запроектовано і по типовому проекту, не відрізнялися по загальній площі рівної 110,4 м².

Застосовуючи рами прольотом 12 м і кроком 3 м з розташуванням їх уздовж будинку, ми можемо одержати площу будинку близьку до площі по типовому проекту рівну 108 м² (рис.8.16а). При цьому використовуються 4 рами із втратою всього лише 2,4 м² загальної площі будинку/40/.

Другий спосіб. По єдиних технічних умовах /75/ можна вибрати рами прольотом 18 м с кроком 6 м з установкою їх також уздовж будинку в кількості двох штук (рис.8.16,б). При цьому також загальна площа зменшується на 2,4 м².

Схеми каркасів (рис.8.1д,е,і,к) не повною мірою підходять для використання в будинках і спорудах сільгоспаеродромів у тому числі складських будинках у зв'язку з наявністю опор в об'ємі приміщень. Типовий проект № 705-2-63 "Склад отрутохімікатів ємністю 25 т" (рис.8.17) включає склад і допоміжні приміщення.

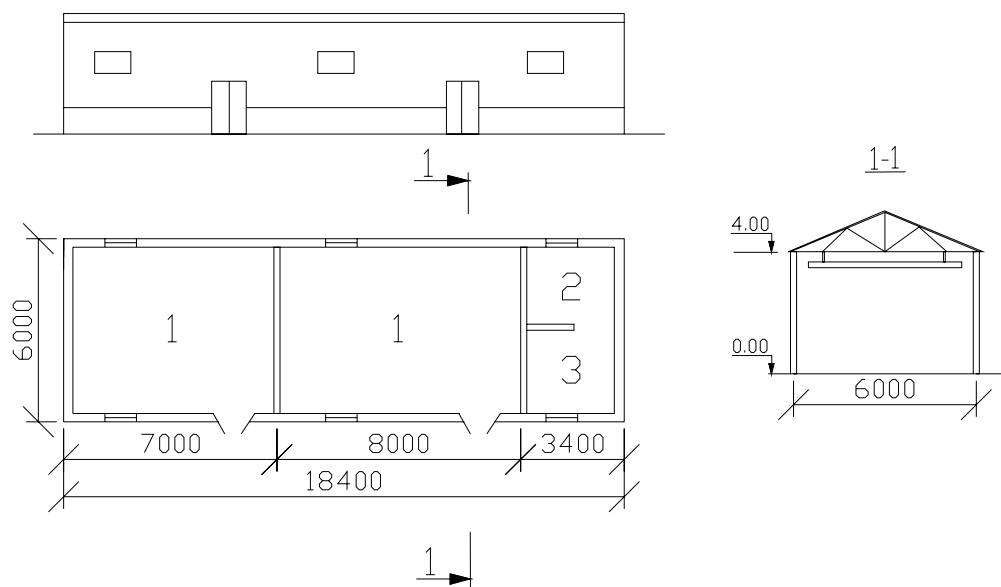


Рис.8.15. Схема складу отрутохімікатів: 1- склад; 2- гардероб з душем; 3-комора інвентаря

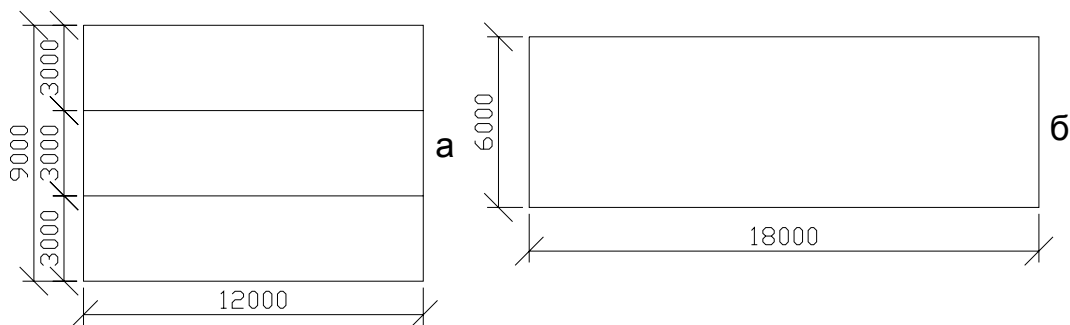


Рис.8.16. Схема розташування рам в плані по рис.8.15

Будинок прямокутний в плані з розмірами 6х18 м, висотою 3,52 м з поздовжніми несучими стінами із цегли. Склад призначений для зберігання хімічних засобів захисту рослин.

При переробці проекту можна використати піврами прольотом 6 м з каркасів типів (рис.8.1а,б). При використанні піврам прольотом 6 м із кроком 3 м потрібно 7 піврам, а із кроком 6 м - 4 піврами (рис.8.18).

Проведений аналіз інших проектів сільськогосподарських виробничих будинків і споруд відповідно до каталогу /117/ виявив можливість застосування рамних конструкцій у наступних проектах:

Склад селітри і отрутохімікатів ємністю 260 т. Типовий проект № 705-2-25 розроблений РосгіпроНИИсельстроем. Будинок у плані 12х40 м і висотою 4,8 м.

Склад селітри і отрутохімікатів ємністю 370 т. Т.п. № 705-2-26 розроблений РосгіпроНИИсельстроем. Будинок у плані 12х46 м і висотою 4,0 м.

Склад селітри і отрутохімікатів ємністю 470т. Т.п.№ 705-2-26 розроблений РосгіпроНИИсельстроем. Будинок в плані 12х52 м і висотою 4,8 м.

Склад селітри і отрутохімікатів ємністю 700 т із допоміжними приміщеннями. Т.п. № 705-1 розроблений РосгіпроНИИсельстроем. Будинок у плані 18х52 м і висотою 4,0 м.

Склад сухих мінеральних добрив ємністю 940 т. Т.п. № 705-1 розроблений Росгіпроніи-сельстроем. Будинок у плані 12х36 м і висотою 5,4 м.

Склад сухих мінеральних добрив ємністю 1230 т. Т.п. № 705-1 розроблений Росгіпроніи-сельстроем. Будинок у плані 12х48 м і висотою 5,4 м.

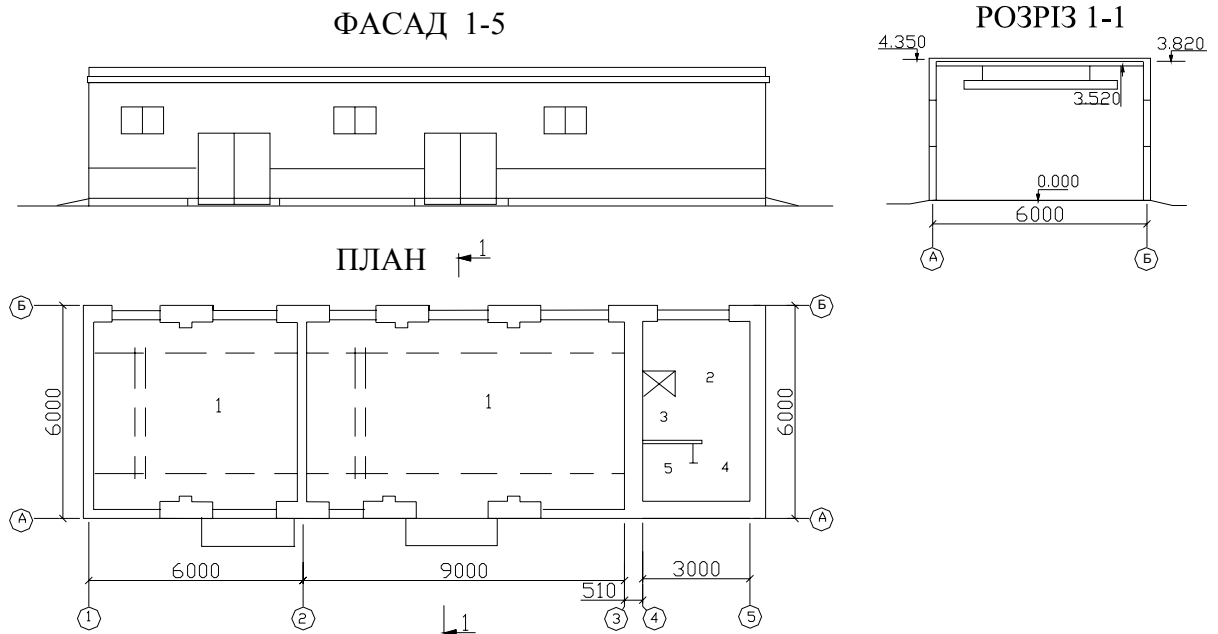


Рис.8.17. Схема складу отрутохімікатів на 25 т:

1- склад -84,6 м²; 4- тамбур -2,1м²;
2- гардероб -8,1 м²; 5- комора -2,6м²
3-душова -1,6 м².

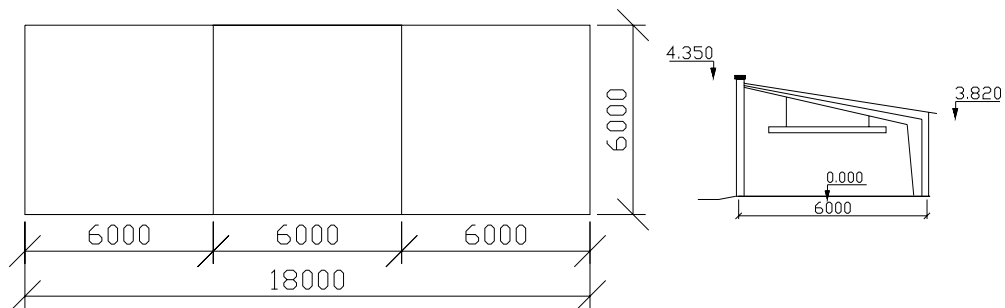


Рис.8.18. Схема розташування піврам по рис.8.17

Склад сухих мінеральних добрив ємністю 1530 т. Т.п. № 705-1 розроблений Росгіпроніи-сельстроем. Будинок у плані 12х60 м і висотою 5,4 м.

Склади сухих кормів і зерна на 100, 200 й 300 т. Т.п. № 817-151 розроблений Киргизгіпросельхоз. Будинок в плані 12х12, 12х18, 12х24 м і висотою 3,0 м.

Склади підстилки на 500 м² й 1000 м². Т.п. № 817-162 розроблений ЦНИИЭПптицепром. Будинок в плані 18х12, 18х24 м і висотою 7,11 м.

Сарай для сіна ємністю 400 т. Т.п. № 817-140 розроблений інститутом проектування сільськогосподарського будівництва Литви. Будинок у плані 18х54 м і висотою 6,0 м.

Комплекс по вирощуванню й відгодівлі молодяку великої рогатої худоби на 3000 й 6000 голів. Сарай ємністю на 200 й 400 т. Т.п. № 801-306 розроблений Мосгіпроніи-сельстроем. Будинок в плані 18х24 й 18х36 м і висотою 6,0 м.

Сарай для зберігання підстилкового торфу ємністю 200 т. Т.п. № 817-66 розроблений Эстгіпросельстроем. Будинок у плані 16х36м і висотою 5,57 м.

Навіс для устаткування (тукосмесительна установка). Т.п. № 705-1 й 709-137 розроблені РосгипроНИИсельстроем. Споруда в плані 12x24 м і висотою 5,4 м.

Навіс для тари й матеріально-технічних цінностей. Т.п. № 817-145 розроблений Гипросельхозптицепромом. Спорудження в плані 12x30 м і висотою 3,3 м.

Гараж із профілакторієм на 25 автомобілів. Т.п. № 503-289 розроблений ЦИТЭПсельхозпром. Будинок у плані 18x42 м і висотою 6,0 м.

Матеріально-технічний склад для господарств, що мають 25, 50 й 75 тракторів. Т.п. № 816-143; 816-107; 816-158 розроблені Гипросельхозпромом. Будинки в плані 12x18, 12x24, 12x30 м і висотою 3,6 м.

Майстерня для пункту технічного обслуговування машино-тракторного парку у відділеннях (бригадах) на 10-20 тракторів. Т.п. № 816-171 розроблений Гипросельхозпромом. Будинок у плані 15x12 м і висотою 5,4 м.

Сарай для сільгоспмашин. Т.п. № 817-137 розроблений ЦИТЭПсельхозпромом. Будинок у плані 18x18 м і висотою 3,65-4,5 м.

Стоянка на 24 сільгоспмашини. Т.п. № 817-168 розроблений ЦИТЭПсельхозпромом. Будинок у плані 12x36 м і висотою 4,19 м.

Стоянка на 12 зернових комбайнів. Т.п. № 817-167 розроблений ЦИТЭПсельхозпромом. Будинок у плані 18x42 м і висотою 5,05 м.

Пункт технічного обслуговування комплексів по відгодівлі 12 й 24 тис. свиней. Т.п. № 816-227 розроблений Гипросельхозпромом. Будинок у плані 12x30 м і висотою 4,0 м.

Пункт технічного обслуговування комплексу по виробництву молока на 400 корів. Т.п. № 816-224 розроблений Гипросельхозпромом. Будинок у плані 9x24 м і висотою 4,0 м.

Пункт технічного обслуговування площадок відгодівлі молодяку КРС на 5, 10, 20 тис. міст. Т.п. № 816-228 розроблений Гипросельхозпромом. Будинок у плані 12x42 м і висотою 3,6 м.

Є досвід застосування залізобетонних рамних конструкцій в якості каркасів складських будинків. Так РосгипроНИИсельстрой разом з Облміжколгоспбудом (м.Псков) при участі НИИЖБ розробив однопрогонові й багатпрогонові залізобетонні розрізні рами прольотом 18, 21, 24 й 27 м з висотою стійки по внутрішній стороні від 2,5 до 4,2 м. Зазначені габарити каркасів будинків урахують технологію виробництва, у тому числі й для складів мінеральних добрив.

Зазначений каркас може успішно змінити стояково-балкову систему. При цьому істотно скорочується кількість типорозмірів несучих конструкцій складських будинків.

Всі елементи рамних каркасів уніфіковані. Багатпрогоновий каркас є статично невизначеною системою із шарнірним обпиранням крайніх стійок у фундаменти й ригелів у конкових вузлах, а також защемленням середніх стійок у фундаменти. Однопрогоновий каркас має шарнірне з'єднання стійок на опорах і ригелів між собою. Однопрогонова рама збирається із двох елементів (ригель і стійка), а багатпрогонова - із трьох (ригель, крайня й середня стійки).

Застосування клеєної деревини в несучих конструкціях складів добрив досить ефективно, але це питання не розглядається в даній роботі.

Залежно від фізичних якостей добрив і технології їх переробки і зберігання використовуються також наступні об'ємно-планувальні й конструктивні рішення складських будинків: будинок стояково-балкової конструкції, будинок аркової й рамної конструкції, споруди силосного й бункерного типів. Останні не розглядаються й не аналізуються в дійсній роботі.

Складські будинки стояково-балкової конструкції проектувалися й будувалися з висотою приміщення від 4,2 до 5-6 м, тому що висота зберігання незатарених добрив на складах не перевищувала 2-2,5 м, а затарених 3-3,5 м /103/. Будинок складів добрив й отрутохімікатів має в плані прямокутну форму шириною 12, 18,24 й 30 м. Наявність усередині будинків сітки залізобетонних колон заважало маневруванню сучасними засобами механізації для навантаження й вивантаження добрив, створювало небезпеку ушкодження машин і будівельних конструкцій, а також виключало можливість застосування стаціонарного технологічного устаткування. Тому доцільно передбачати будинки складів однопрогоновими шириною від 12 до 30 м.

З метою виключення проміжних опор застосовуються залізобетонні панелі-оболонки КЖС прольотом 12, 18 й 24 м, розроблені НИИЖБ. Для складів мінеральних добрив рекомендується конструкція сегментного зводу прольотом 25 м, що включає дві панелі-оболонки КЖС, що опираються на фундаменти з передачею розпору на ґрунт /103/.

Перевагою сегментних зводів є: сполучення функції несучих і огорожуючи покриттів, економічність, не потрібно установки зв'язків для забезпечення його стійкості в період зведення й експлуатації покриття. Недоліками є складність виготовлення й транспортування.

Одержав поширення збірний склепінний склад з армоцементних елементів з розмірами в плані 24x60 м і висотою в конке 8,2 м, розроблений ГПІ Ленпромстройпроект. Будинок складу збирається послідовно з окремих арок, що складаються із шести коритоподібних армоцементних елементів з мінімальною товщиною 20 мм. Істотним недоліком є складність і трудомісткість виконання конструкцій поздовжніх і поперечних стиків.

Ставропольським к. інститутом Крайколгоспроект разом з НДІБК розроблені проекти складів сухих мінеральних добрив різної місткості з панелією оболонки прольотом 12, 21 й 24 м, а також технології й оснащення для механізованого виготовлення тонкостінних збірних залізобетонних панелей-оболонки. Перевагою є сполучення огорожуючих і несучих функцій і зниження матеріалоемності й трудомісткості зведення конструкцій.

Об'ємно-планувальні й конструктивні рішення будинків і споруд аеродромів сільгоспавіації й зокрема складських будинків приймалися без обліку впровадження ефективних технологій з використанням сучасних засобів механізації вантажно-розвантажувальних робіт, а також без обліку експлуатації будівельних конструкцій й устаткування в умовах постійного агресивного впливу на них мінеральних добрив і отрутохімікатів.

Не було вироблено єдиної технічної політики, тому що проектування складів вироблялося численними організаціями без методичного керівництва й координації проектних і будівельних робіт. Будівництво складів здійснювалося по великій кількості проектів. Для будівництва складських будинків застосовувалися в основному серійні матеріаломісткі залізобетонні конструкції для промислових і цивільних будинків, що привело до зниження якості побудованих будинків, перевитрати будматеріалів, збільшенню трудовитрат на монтажі, подорожчанню будівництва і труднощам при їхній експлуатації. Аналогічне слід зазначити й про технологічне устаткування, що було прийнято з інших галузей народного господарства.

У цей час незважаючи на наявність великої кількості типових проектів складів мінеральних добрив, ряд з них мають істотні недоліки:

- недовикористання внутрішнього обсягу приміщень;
- більша маса будівельних конструкцій (біля 1т конструкцій доводиться на 1т ємності складу);
- низький відсоток збірності, висока трудомісткість будівництва й питома вартість складів;
- обмежений термін служби будівельних конструкцій складських будинків в агресивному середовищі;
- багато типів складських будинків і будівельних конструкцій;
- висока вартість засобів механізації внутріскладських робіт і низький відсоток їхнього використання на складах і т.ін./103/.

В результаті аналізу технічних рішень будинків і споруд аеродромів сільгоспавіації встановлена велика кількість діючих типових проектів службово-побутових і спеціальних будинків і споруд, гаражів й особливо складських будинків /103/.

Отже, певним гальмом стримування будівництва аеродромів сільгоспавіації є велика кількість типових проектів будинків і споруд, велика номенклатура типорозмірів будівельних конструкцій, що утрудняє застосування ефективних засобів їхнього монтажу. Тому необхідно максимально зменшити номенклатуру вищевказаних типових проектів і конструкцій, намічуваних для масового будівництва індустріальним способом.

Найбільш великими будинками на аеродромі сільгоспавіації є складські будинки. Технологічні особливості об'ємно-планувальних і конструктивних рішень складських будинків для зберігання добрив полягають у наступному:

- будинки є холодними, неопалюваними, тому їх доцільно виконувати з уніфікованих збірних рамних конструкцій, деталей і вузлів для сільгоспбудинків, розрахованих для зберігання мінеральних добрив у будь-яких регіонах країни. При цьому головними вимогами до будівельних конструкцій таких будинків є їх вологонепроникність і корозійна стійкість;
- складські приміщення по об'ємно-планувальних і конструктивних рішеннях повинні бути простими, а елементи будинків - взаємозамінними, що дозволить скоротити номенклатуру й число типорозмірів збірних елементів, підвищити ступінь індустріальності виготовлення, скоротити трудовитрати на транспортуванні й монтажі.

Одним з найбільш трудомістких процесів при будівництві розпірних будинків є пристрій фундаментів, які становлять 20-30% від загального обсягу будинків. Найбільш ефективними тут є різні конструкції пальових фундаментів, які вже розглядалися в одній з попередніх глав.

Таким чином індустріалізація будівельного виробництва викликає необхідність здійснення максимальної типізації, уніфікації і стандартизації будівельних конструкцій, елементів, деталей і вузлів,

а також максимального застосування рамних залізобетонних конструкцій, що дозволить знизити вартість будівництва зменшити масу будинків, скоротивши строки будівництва, зменшити трудовитрати на будівництво, збільшити термін служби складських будинків в агресивному середовищі/106/.

8.4. Проектування захисту від корозії будівельних конструкцій складів мінеральних добрив

Хімічна промисловість поставляє сільському господарству сухі (тверді) і рідкі мінеральні добрива, а також отрутохімікати.

Основними видами мінеральних добрив, що поставляють сільському господарству є:

- сухі азотні добрива (аміачна селітра, карбамід, сульфат амонію, натрієва селітра, кальцієва селітра);
- рідкі азотні добрива (аміачна вода, зріджений безводний аміак, аміакати);
- фосфорні добрива (суперфосфат простий, подвійний суперфосфат, амонізований суперфосфат, фосфоритне борошно, шлак фосфатний, обезфторений фосфат, плавлений магнієвий фосфат);
- калійні добрива (хлористий кальцій, калійна сіль, силівніт, каїніт);
- вапняні добрива (вапняне борошно, туф вапняний);
- гіпсові добрива (сиромолоти гіпс);
- складні добрива (амофос, нітрофос, діамофос, нітрат калію, нітрофоска й ін.);
- мікродобрива (борне, молібденове, марганцеве, мідне, цинкове);
- рідкі комплексні добрива, що містять елементи азоту, фосфору й калію /103/.

Як відомо мінеральні добрива і отрутохімікати мають агресивний вплив на більшість будівельних конструкцій складських будинків і споруд, викликає їхню корозію й руйнування. Отже, для збільшення терміну служби будівельних конструкцій необхідно охоронити їх від атмосферних опадів, ґрунтових і поверхневих вод, а також забезпечити надійний антикорозійний захист несучих і обгороджуючи конструкцій каркасу будинку.

Вибір ефективних об'ємно-планувальних і конструктивних рішень складських будинків і споруд залежить від фізико-хімічних якостей і властивостей мінеральних добрив, які впливають на довговічність споруд, засобів механізації й навколишнє середовище.

Вимоги Рекомендацій /116/ передбачають комплексне рішення проблеми збільшення терміну служби складів за рахунок:

- удосконалювання конструктивно-планувальних рішень складів й окремих конструкцій;
- скорочення площі контакту конструкцій з добривами;
- захисту поверхні конструкцій стійкими до впливу добрив покриттями;
- виключення механічних ушкоджень конструкцій;
- використання для будівельних конструкцій корозійно стійких матеріалів.

Для забезпечення проектного терміну служби складів мінеральних добрив й отрутохімікатів необхідно враховувати при проектуванні спільну дію агресивного впливу мінеральних добрив й отрутохімікатів, кліматичних умов, механічних ушкоджень при вантажно-розвантажувальних роботах, абразивного зношування від сипучих мас і т.ін. /116/.

При додатковій обробці добрив (зсув або здрібнювання) передбачається пристрій приточно-втяжної вентиляції з пиловловлювачами пилу, що знижують зміст, у приміщеннях і зменшення забруднення навколишнього середовища /116/.

Проектування захисту від корозії будівельних конструкцій складів виробляється шляхом вибору матеріалу для конструкцій і захистом їхньої поверхні спеціальними покриттями.

По ступені впливу на будівельні конструкції мінеральних добрив передбачають неагресивне, слабе, середнє й сильне середовище, що залежить від їхнього виду, хімічного складу, гігроскопічності, розчинності у воді, температури й вологості навколишнього повітря.

Тут слід зазначити специфічні особливості складських будинків, які необхідно враховувати при виборі їх ефективних об'ємно-планувальних рішень.

Складські будинки відносяться до неопалюваним (холодним) будинкам, усередині яких відносна вологість повітря міняється у великому діапазоні досягаючи 80%, у результаті чого частки добрив у вигляді пилу осаджуються на зволожені поверхні будівельних конструкцій, перетворюються в розчини солей і викликають інтенсивну корозію конструкцій. При цьому, надлишкове зволоження незатарених добрив приводить до їх злеживаємості.

Відповідно до Рекомендацій /116/ необхідно застосовувати прості з'єднання (вузли, стики, шви) будівельних конструкцій, що легко піддаються ремонту, а також прості перетини елементів, доступні для очищення й антикорозійного захисту. У випадку неможливості виконання останньої умови

проектний строк експлуатації конструкцій повинен забезпечуватися збільшенням стійкості матеріалів і розмірів перетинів елементів конструкцій, а також щільністю бетону й товщиною захисного шару.

Стінові огороження рекомендуються проектувати самонесучими, гладкими (без виступів, ніш і т.ін.). Зовнішні поверхні стін повинні мати водонепроникні покриття, що забезпечують відвід атмосферної вологи від стін і захист їх від зволоження.

Необхідно передбачати застосування механізмів до періодичного очищення конструкцій від забруднень і нанесення антикорозійного захисту.

Бетонні й залізобетонні конструкції складів повинні відповідати наступним вимогам по щільності (проникності):

Бетон	Марка по водонепроникності
нормальної щільності	В4
підвищеній щільності	В6
особливо щільний	В8

На поверхні будівельних конструкцій не допускаються усадочні тріщини й інші дефекти /109/.

З метою підвищення корозійної стійкості залізобетонних конструкцій складських будинків передбачається підвищення щільності бетону марки по водонепроникності В4 на портландцементі або шлакоцементі. При збільшенні марки по водонепроникності до В6 і В8 збільшується його стійкість проти агресивного впливу хімічних речовин.

Так, наприклад, у керамзитобетонних панелях із внутрішньої сторони застосовують ізолюючий щільний бетон марки по водонепроникності В4. При цьому внутрішню поверхню стін на висоту до 2 м, а центральний ряд колон на всю висоту покривають лакофарбовим покриттям. Всі інші залізобетонні поверхні, що не перебувають у безпосередньому контакті з добривами, покривають вапняною побілкою.

Залежно від ступеня агресивного впливу середовища бетонні й залізобетонні конструкції складів повинні бути виготовлені з бетону нормальної, підвищеної щільності або з особливо щільного бетону (табл.8.2).

При цьому в з'єднаннях залізобетонних елементів повинна передбачатися найменша кількість металевих з'єднань, що забезпечують можливість захисту від корозії лакофарбовими або частковими покриттями або закладення бетоном з відповідною щільністю.

Для захисту від корозії залізобетонних конструкцій рекомендується застосовувати бітумно-поліетиленові покриття, які в порівнянні з лакофарбовими є більш дешевими, хімічно стійкими, мають великий термін служби й не вимагають ретельної обробки захищеної поверхні /113,116/.

При застосуванні бетонних і залізобетонних конструкцій складів і зберіганні мінеральних добрив у затареному виді захист від корозії поверхонь конструкцій передбачається лакофарбовими покриттями на висоту 1м від підлоги складу, а при контакті з незатареними мінеральними добривами варто захищати мастичними покриттями на висоту, що перевищують на 0,5 м рівень засипання /116/.

Таблиця 8.2

Категорії тріщиностійкості й товщина захисного шару

Ступінь агресивності середовища	Категорія тріщиностійкості (над межею) та допустима ширина розкриття тріщин, мм, за стержневої арматури (під межею)		Мінімальна товщина захисного шару бетону в конструкціях, мм	
	Напруженої	Ненапруженої	Плитах, полках ребристих плит, стінових панелях	Балках, фермах, колонах, ребрах плит
Слабка	-/0,2(0,25)	3/0,2(0,25)	15	20
Середня	-/0,15(0,2)	3/0,1(0,15)	15	20
Міцна	-/0,1(0,15)	2/-(0,1)	20	25

В дужках –ширина короткочасного розкриття тріщин /116/

1. Схеми індустріальних рамних каркасів, що рекомендують ВСН /75/ у сільському будівництві, мають наступні характеристики: прольоти 12, 18 і 21м, висоти приміщень від 3,3 до 5,7 м, крок рам 6 м. Рамні конструкції одержують все більше застосування при будівництві складських будинків мінеральних добрив, що входять до складу будинків і споруд аеродромів сільгоспавіації.

Наявність усередині будинку сітки залізобетонних колон при стояково-балковій схемі стримує маневрування сучасних засобів механізації для навантаження й вивантаження добрив, спричинює небезпеку ушкодження машин і будівельних конструкцій.

2. Аналіз типових проектів будинків і споруд аеродромів сільгоспавіації показав, що вони різко відрізняються по архітектурно-планувальних і конструктивних рішеннях. Є велика номенклатура типових проектів і конструкцій. Відсутня взаємозамінність багатотипних конструкцій. Нема зв'язку із сільбудіндустрією по випуску індустріальних будівельних конструкцій сільгоспбудинків. Для проектування будівництва застосовувалися в основному серійні матеріаломісткі залізобетонні конструкції для промислових і цивільних будинків.

3. Тришарнірні залізобетонні рами для каркасів сільгоспбудинків прольотом 12, 18 і 21м, можна застосовувати в 34 типових проектах будинків і споруд аеродромів сільгоспавіації й сільськогосподарських виробничих будинків, відзначених у дійсній главі.

4. Заміна стояково-балкового каркасу будинків і споруджень аеродромів сільгоспавіації на однопрогоновий рамний каркас, що включає тришарнірні залізобетонні розрізні рами прольотом 12, 18 і 21 м істотно скорочує кількість типорозмірів несучих конструкцій будинків, ураховують технологію виробництва складів мінеральних добрив.

При застосуванні рамних конструкцій у будинках і спорудах аеродромів сільгоспавіації досягається ефект по матеріалоемності: цементу до 26%, збірного залізобетону до 11%, лісоматеріалів до 55% і трудовитратам до 16%.

5. Основною вимогою до будівельних конструкцій складських будинків є їх волого непроникність і корозійна стійкість. Проектування захисту від корозії будівельних конструкцій складів виробляється шляхом вибору матеріалу для залізобетонних конструкцій марки по водонепроникності В4, В6, В8 з обмеженням ширини розкриття тріщин від 0,1 до 0,25 мм і мінімальної товщини захисного шару від 15 до 25 мм залежно від ступеня агресивності середовища із захистом їх поверхні лакофарбовими або мастичними покриттями.

6. З огляду на специфіку будівництва будинків і споруд аеродромів сільгоспавіації (далекість від залізних й автомобільних доріг, недолік кваліфікованих кадрів будівельників і ін.), у тому числі складських будинків (постійний вплив агресивного середовища на будівельні конструкції), розглянуті будинки повинні задовольняти наступним основним вимогам:

- мати високий ступінь збірності й заводської готовності при мінімальному числі типорозмірів;
- мати мінімальну масу;
- мати стійкість і довговічність в умовах дії агресивного середовища;
- монтаж елементів повинен здійснюватися автомобільними кранами вантажопідйомністю 5-10т в обмежений термін /103/.

7. Найближчими завданнями по збереженню мінеральних добрив й інших хімічних засобів захисту рослин є:

- на основі наукового прогнозу створення на території країни, у тому числі й на аеродромах сільгоспавіації, мережі складів з урахуванням розвитку науково-технічного прогресу в області хімізації сільського господарства;

- розробка чіткої класифікації складів добрив й отрутохімікатів по їхньому функціональному призначенню;

- розробка економічних типових проектів з використанням сучасних засобів механізації й уніфікованих полегшених корозійностійких будівельних конструкцій;

- використання існуючої бази сільбудіндустрії країни по випуску повнозбірних будинків з індустріальних рамних конструкцій для будівництва складських будинків на аеродромах сільгоспавіації;

- підвищення ступеня заводської готовності будівельних конструкцій, що забезпечить зниження трудомісткості будівельно-монтажних робіт і вартості будівництва.

ВИСНОВКИ

На підставі проведених досліджень можна зробити наступні висновки й пропозиції:

1. Рамні залізобетонні конструкції в нашій країні й за рубежом широко застосовуються при будівництві промислових, виробничих і громадських будинків.

Широка ініціатива на місцях, яка привела до масового застосування в будівництві тришарнірних залізобетонних рам для каркасів виробничих будинків, є прогресивним і технічно виправданим. Використання рамних конструкцій у каркасах сільськогосподарських будинків дозволяє застосувати передову технологію і робить будинки універсальними. Рамні конструкції створюють простір в обсягах тваринницьких приміщень, підвищують ступінь збірності й знижують масу конструкцій будинків павільйонного типу.

2. Каркасні будинки з тришарнірних рам відрізняються застосовуваними прольотами, поздовжніми кроками рам, висотами стійок, ухилами ригелів, по армуванню, класам бетону і ін. показникам і не відповідають вимогам єдиної модульної системи й уніфікації габаритних схем сільськогосподарських будинків.

Найбільш економічними по витраті бетону і сталі в порівнянні з конструкціями стояково-балкової системи є залізобетонні тришарнірні рами таврового перерізу, прольотом 18 і 21 м, розроблені інститутами Гипрооргсельстрой, ЦНИИЭПсельстрой і НИИЖБ. Їх можна рекомендувати до застосування в будівництві сільськогосподарських виробничих будинків і вважати основою для подальшого розвитку складених та суцільних залізобетонних піврам.

Розроблені й застосовувані в системі к. Укрміжколгоспбуду інші типи залізобетонних рам, погоджені Держбудом України для застосування в окремих областях, можуть бути допущені у сільськогосподарському виробничому будівництві до повної амортизації металевих форм.

Таврова форма поперечного перерізу ригелів і стійок піврам є найбільш економічною по матеріаломісткості в порівнянні із прямокутним перетином, однак їхнє застосування ускладнює технологію виготовлення таких конструкцій і відображається на їх вартості.

3. Доцільно розширити номенклатуру проектів із застосуванням рамних конструкцій. Передбачити використання тришарнірних залізобетонних рам для складів, критих токів, гаражів, навісів й інших будинків допоміжного призначення.

Удосконалювання конструктивних рішень будинків із застосуванням рамних конструкцій варто розглядати й вирішувати як одну з найважливіших народногосподарських завдань технічного прогресу в сільськогосподарському будівництві будинків виробничого призначення, поклавши в основу останні розробки й дослідження інститутів ЦНИИЭПсельстрой і НИИЖБ.

4. Аналіз статичної схеми рамного каркасу будинку дозволив зробити вибір й обґрунтування переваги варіанта тришарнірної рами в порівнянні з безшарнірною, одно і двошарнірною рамою.

Проведений вибір й обґрунтування об'ємно-планіровочних і конструктивних рішень рамних каркасів будинків показав, що найменш матеріаломісткими й найбільш ефективними конструкціями є залізобетонні рами прольотом 18 й 21 м із кроком 6 м і висотою стійки 3,3 й 3,6 м.

5. Недоліком загальноприйнятої методики розрахунку тришарнірних залізобетонних рам є неврахування фізичної й геометричної нелінійності роботи конструкцій, а також неврахування впливу прогинів ригелів і стійок під навантаженням, що приводить до істотної невідповідності результатів розрахунку й експериментальних даних.

Обґрунтування розрахункових схем навантажень й удосконалювання методики розрахунку тришарнірних рам для каркасних будинків на міцність, жорсткість і тріщиностійкість за деформованою схемою з обліком геометричної й фізичної нелінійності варто проводити по програмі ЛІРА, розробленої НДІАСБ Держбуду України.

6. Проведено вибір й обґрунтування складеної й суцільної піврам, класу бетону В30, форми перетину ригелів і стійок піврам --таврові, спрощені армування піврам з урахуванням виготовлення їх у касетних формах.

Армування вузла сполучення ригеля зі стійкою суцільних і складених піврам значно спрощується при застосуванні роздільного способу армування з використанням гнutoї закладної деталі по а.с. № 681168 /54/.

7. Розрізка піврам у вузлі сполучення ригеля зі стійкою, зроблена з метою спрощення технології виготовлення й транспортування складених елементів по а.с. № 815182 /57/; 1028811 /62/, привели до додаткової операції по укрупнювальному складанню. Разом з тим в Україні застосовують обидва типи залізобетонних піврам - суцільні й складові, які мають свої переваги й недоліки.

Розроблено ряд ефективних конструкцій конкових вузлів по а.с. № 1028811 /62/ і ін.

8. Розроблені робочі креслення й номенклатура 24 марок суцільних і складених піврам РЖ і РЖС таврового перетину для каркасних будинків шириною 18 й 21 м з висотою стійки 3,3 й 3,6 м під уніфіковані навантаження 7,5, 13,5, 16,0кн/м ригеля з обліком снігових районів України і різних варіантів покриття затверджені постановою Держбуду України, включені у каталоги /7,8,67/ і рекомендовані до застосування в сільському будівництві України.

9. Результати проведених експериментально-теоретичних досліджень тришарнірних залізобетонних рам РЖ і РЖС й інших типів відповідають вимогам ГОСТ 8829-85 і СНиП 2.03.01-84 по міцності, жорсткості й тріщиностійкості. Зіставлення результатів розрахунку й досвіду показало гарну їхню збіжність, тобто оцінена вірогідність методики розрахунку й принципів конструювання, а також відповідність якості виготовлених піврам вимогам проекту й діючих нормативних документів. Запропоновано рекомендації з поліпшення конструкцій піврам і технології їх виготовлення. Все це дало можливість рекомендувати тришарнірні залізобетонні рами РЖ і РЖС до впровадження в будівництво в Україні.

Позитивні результати проведених випробувань залізобетонних рам РЖ і РЖС дозволили виготовити й застосовувати тришарнірні залізобетонні рами РЖк із розкріпленням ригелів рам із площини через 3 м за умови проведення випробування рам відповідно до ГОСТ 8829-85 й одержання позитивних результатів.

10. При випробуваннях рамних залізобетонних конструкцій необхідно строго витримувати їхню проектну міцність бетону. Доцільно в найбільш напружених місцях - карнизному вузлі використати підвищену міцність бетону.

Установлення додаткових поздовжніх стрижнів по висоті перетину ригеля й стійки рами, зменшення кроку поперечної арматури, установка додаткових сіток і стрижнів у карнизному вузлі привели до зменшення ширини розкриття тріщин до нормованих величин.

11. Експериментальне дослідження рам РЖ і РЖС показало надійність армування вузла сполучення ригеля зі стійкою з використанням гнutoї закладної деталі по а.с. № 681168.

Складені залізобетонні піврами для каркасних будинків шириною 18 й 21м у порівнянні із суцільними легше, а їхнє виготовлення й транспортування простіше.

12. Випробування рам показало, що вузол сполучення ригеля зі стійкою (карнизний вузол) у складених піврамах за допомогою сухого зварного стику не робить впливу на деформованість рам.

Зі збільшенням висоти стійки до 5,1-5,7 м зростає деформованість рам, що впливає на величину й розподіл зусиль в елементах рами.

Методика визначення деформацій, що рекомендує СНиП 2.03.01-84, знижує переміщення рам. Необхідно розробити ітераційний алгоритм одержання деформованої схеми, що враховує фізичну й геометричну нелінійність.

Отримані експериментальні дані про деформованість тришарнірних залізобетонних рам прольотом 12, 18 й 21м з різними геометричними параметрами й рівнями експлуатаційних навантажень, є основою для розробки ітераційного методу визначення зусиль у перетинах гнучких позацентровостиснутих рамних конструкцій.

13. Розроблена методика по проектуванню економічних залізобетонних конструкцій, яка відображає методи визначення перетинів елементів конструкцій, що забезпечують найменшу їхню вартість.

14. Будівництво одноповерхових багатопрогонових виробничих будинків у рамних конструкціях у цей час ще не вийшло за межі розробок й експерименту, що почався. Однак, тенденції в цьому напрямку чітко виражені в передовому досвіді сільськогосподарського будівництва. Застосовується також принцип блокування однопрогонових каркасів із тришарнірних залізобетонних рам впритул або із вставками.

Найбільш економічним рішенням залізобетонного каркасу одноповерхового багатопрогонового сільського будинку виробничого призначення є рамний каркас, що складається з лінійних елементів по типу РЖС із беззварними з'єднаннями у вузлових стиках й ефективними покриттями на основі азбестоцементних полегшених плит.

Теоретично підтверджена можливість використання армування ригелів і крайньої стійки піврам РЖС-21-1600 для багатопрогонового рамного каркасу. Оснащення піврам РЖС-21-1600 і РЖС-18-1600 можуть застосовуватися в будівництві багатопрогонових каркасних будинків із прольотами 18 й 21м. Конструкція вузла сполучення ригелів із середньою стійкою прийнята в робочих кресленнях по а.с. № 781287 /56/.

15. Аналіз результатів експериментально-теоретичних досліджень показав, що рами типу РЖС можна використати в блокованих рамних каркасах із вставкою. Спосіб кріплення вставки до карнизного вузла рам впливає на напружено-деформований стан і несучу здатність блокованого рамного каркасу. Шарнірно-нерухомий стан рам із вставкою знижує несучу здатність блокованого рамного каркасу на 13%, а шарнірне - рухоме не робить впливу на її несучу здатність у порівнянні з окремою рамою. Отже, необхідно забезпечити вільне обпирання й переміщення одного з кінців вставки.

16. Перспективним типом залізобетонного багатопрогонового сільського будинку виробничого призначення є рамний каркас з лінійних елементів з беззварними з'єднаннями у вузлових стиках, спіральним армуванням, з попереднім напруженням арматури в ригелях й ефективному покритті на основі азбестоцементних полегшених плит.

Аналіз результатів випробувань однопрогонової рами, проведений з обліком фактичних фізико - механічних характеристик бетону й сталі, показав, що прийнята методика розрахунку й конструювання повністю відповідає СНиП /68/, відповідно до якого було запроєктована розрізна рама під навантаження 21,0 кН/м ригеля. Оцінка характеру тріщиноутворення й ширини розкриття тріщин показала, що варіанти як зі звичайним армуванням, так і з попередньо напруженою арматурою можуть бути реалізовані при однакових опалубних розмірах елементів рам.

17. Подальше дослідження тришарнірних залізобетонних рам у складі блокованих і багатопрогонових рамних каркасів варто направити на розробку ефективних об'ємно-- планувальних і конструктивних рішень каркасних будинків. При цьому необхідно передбачити:

- аналіз і вибір оптимальних розрахункових схем блокованих із вставкою й багатопрогонових рамних каркасів;
- розробку ефективних конструкцій вузлів сполучення рам у блокованому й багатопрогоновому рамному каркасах;
- уніфікацію елементів каркасу, конструкції яких дозволять їхнє застосування як в однопрогонових, так й у багатопрогонових і блокованих будинках;
- застосування високоміцних бетонів й ефективних видів напруженої арматури;
- проведення експериментально-теоретичних досліджень в натурі й на моделях.

Паралельно з розробкою каркасів багатопрогонових будинків необхідно провести узагальнення й натурне обстеження покриттів багатопрогонових будинків з метою уточнення й пророблення рішень по пристрої водостоків, розжолобків і ліхтарів.

Проведення зазначених робіт буде сприяти впровадженню блокованих і багатопрогонових рамних каркасів у сільське виробниче будівництво.

18. Результати випробувань прогонів відповідають вимогам ГОСТ 8829-85 і СНиП 2.03.01-84. Прогони впроваджуються на будівництві сільських виробничих будинків із кроком рам 6 м з полегшеним покриттям, що складається або із плит типу АКД із наступним укладанням по них азбестоцементних хвилястих аркушів, або з настилу й покрівлі, виконаних з азбестоцементних листів і мінералуватного утеплювача.

Робочі креслення залізобетонних таврових прогонів типу ПЖТ довжиною 6,0 й 6,5 м під навантаження 2,5, 3,75, 5,0, 6,0 кН/м затверджені наказом Держбуду України і рекомендовані до застосування в сільськогосподарському будівництві.

19. Розробка фундаментів для будинків з несучим каркасом із тришарнірних рам не повинна бути обмежена одним або двома типами універсальних конструктивних рішень. Різноманіття ґрунтових умов, різний стан виробничої бази й механозбройності будівельних організацій спричиняється необхідністю розробки й застосування різних типів фундаментів. При цьому перевагу варто віддавати паливним фундаментам.

У широкому діапазоні ґрунтових умов як фундаменти для будинків з несучими каркасами із тришарнірних рам можуть використатися залізобетонні палі з різною формою поперечного перерізу.

Ефективними фундаментами для будинків з несучим каркасом із тришарнірних рам у ґрунтових умовах І типу по просадності є: буро набивна похила паля з ущільненим ядром, асиметричний фундамент у витрамбуваному котловані з похилою або східчастою підшовою, клиноподібна паля з консоллю, забивний блок ЗБР, блок-паля змінного таврового перетину й двотаврова паля із клином.

Вибір найбільш економічних рішень фундаментів повинен вироблятися з урахуванням виду, характеру і властивостей ґрунтів, гідрогеологічних умов, рельєфу, будівельного майданчика, стану виробничої бази, механозбройності будівельної організації й інших факторів.

20. Проведений аналіз типових проектів, показує, що конструкція піврам з високою стійкою, які можливо застосувати для будівництва зальних приміщень клубів, будинків культури, кінотеатрів, спортивних залів для будівництва їх у сільській місцевості, повинні бути представлені порівняно невеликою кількістю типорозмірів. При прольоті 9 м висота стійки піврам повинна становити 5,25 м (сільські клуби на 150-300 місць, кінотеатри на 150-200 місць, спортзали): при прольоті 12,15,18 м - 6,35 м (сільські клуби й будинки культури на 300,400 й 500 місць, кінотеатри на 200-300 місць, спортзали 12x24 м, 15x30 м й 18x30 м); при прольоті 18 й 21 м - 8,0 м (сільські будинки культури на 600 і 700 мест і спортзали 18x30 м).

Існуюча в кожній групі залів різниця висот компенсується введення додаткового елементу-фундаменту з високим ростверком. Крім розробки рам з підвищеною стійкою для будівництва громадських будинків із зальними приміщеннями необхідно також розробити начіпні станові панелі, що враховують не тільки теплотехнічні вимоги цих будинків, але й особливості їх архітектурно-планувального рішення.

21. Композиційній розмаїтості рішень зальних приміщень сільських громадських будинків у рамних конструкціях супроводжує підвищення вартості будівництва. Ускладнення архітектурно-художнього рішення будинку й деяке подорожчання викличуть спеціальні вимоги до рішення інтер'єрів і застосування високих башмаків під п'яту рами, особливо у великих будинках.

З огляду на викладене, а також невеликі обсяги будівництва громадських будинків із зальними приміщеннями (наприклад, найбільш масовий тип: клубні будинки - у середньому 5 будинків за рік в одній області), створення спеціальних конструкцій рам з підвищеною стійкою не представляється доцільним.

Доцільно використати для зальних приміщень сільських громадських будинків конструкції уніфікованих залізобетонних рам прольотом 9,12,18 й 21 м з підвищеною стійкою до 5,7 м, розроблених к. інститутом Укрколгоспроект і КНУБА для каркасів сільськогосподарських виробничих будинків з урахуванням зональних особливостей України.

22. Схеми індустріальних рамних каркасів, що рекомендують у сільському будівництві ВСН /75/ мають наступні характеристики: прольоти 12,18, 21 м, висоти приміщень від 3,3 до 5,7 м, крок рам 6 м. Рамні конструкції одержують все більше застосування при будівництві складських будинків мінеральних добрив, що входять до складу будинків і споруд аеродромів сільгоспавіації.

Наявність усередині будинку сітки залізобетонних колон при стояково-балковій схемі стримує маневрування сучасних засобів механізації для навантаження й вивантаження добрив, створює небезпеку ушкодження машин і будівельних конструкцій.

23. Аналіз типових проектів будинків і споруд аеродромів сільгоспавіації показав, що вони різко відрізняються по архітектурно-планувальних і конструктивних рішеннях. Є велика номенклатура типових проектів і конструкцій. Відсутня взаємозамінність багатотипних конструкцій. Нема зв'язку із

сільською індустрією по випуску індустріальних будівельних конструкцій сільгоспбудинків. Для проектування й будівництва застосовувалися, в основному, серійні матеріаломісткі залізобетонні конструкції для промислових і цивільних будинків.

Тришарнірні залізобетонні рами для каркасів сільгоспбудинків прольотом 12, 18 й 21 м можна застосовувати в 34 типових проектах будинків і споруд аеродромів сільгоспавіації й сільськогосподарських виробничих будинків.

Заміна стоїчно-балкового каркасу будинку й споруд аеродромів сільгоспавіації на однопрогоновий рамний каркас, що включає тришарнірні залізобетонні розрізні рами прольотом 12,18 й 21м істотно скорочує кількість типорозмірів несучих конструкцій будинку, ураховують технологію виробництва складів мінеральних добрив.

При застосуванні рамних конструкцій у будинках і спорудах аеродромів сільгоспавіації досягається ефект по матеріалоемності (цементу до 26%, збірного залізобетону до 11%, лісоматеріалів до 55%), вартості (до 10%) і будівельним трудовитратам (до 16%).

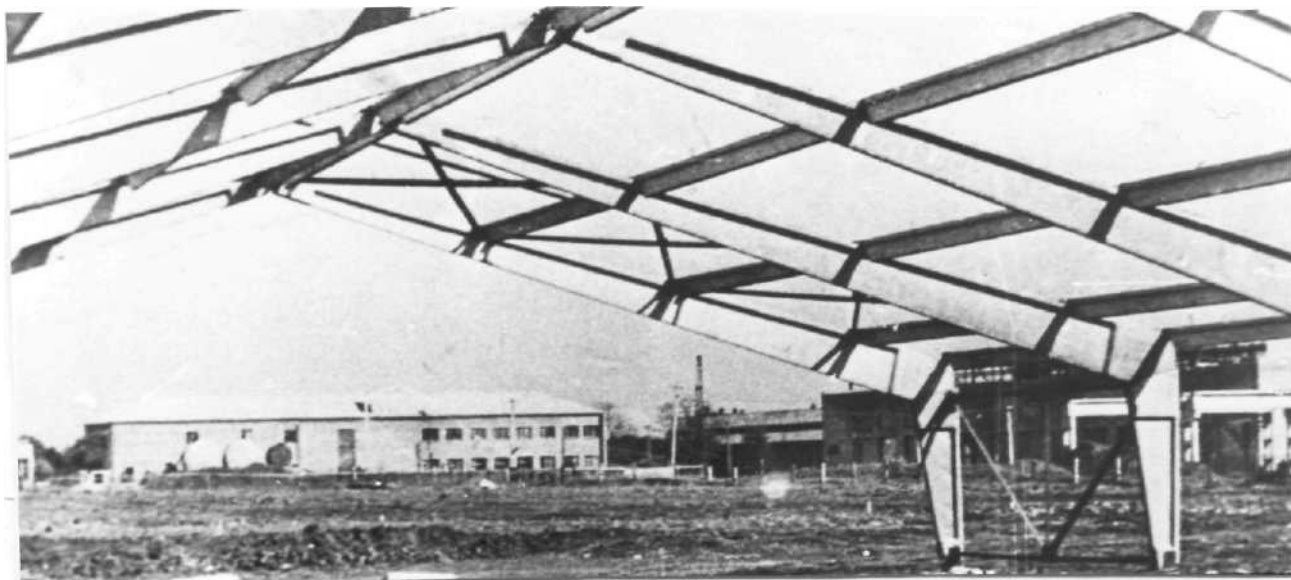
24. Основною вимогою до будівельних конструкцій складських будинків є їх вологонепроникність і корозійна стійкість. Проектування захисту від корозії будівельних конструкцій складів здійснюється шляхом вибору матеріалу для залізобетонних конструкцій марки по водонепроникності В4, В6, В8 з обмеженням ширини розкриття тріщин від 0,1 до 0,25 мм і мінімальної товщини захисного шару від 15 до 25 мм залежно від ступеня агресивності середовища із захистом їхньої поверхні лакофарбовими або мастичними покриттями.

25. У відповідність із планом впровадження нової техніки за період 1972-1985 рр. колишніми Укрміжколгоспбудом і Минсільбудом України побудовано 9,85 млн.м² виробничих будинків у рамних конструкціях.

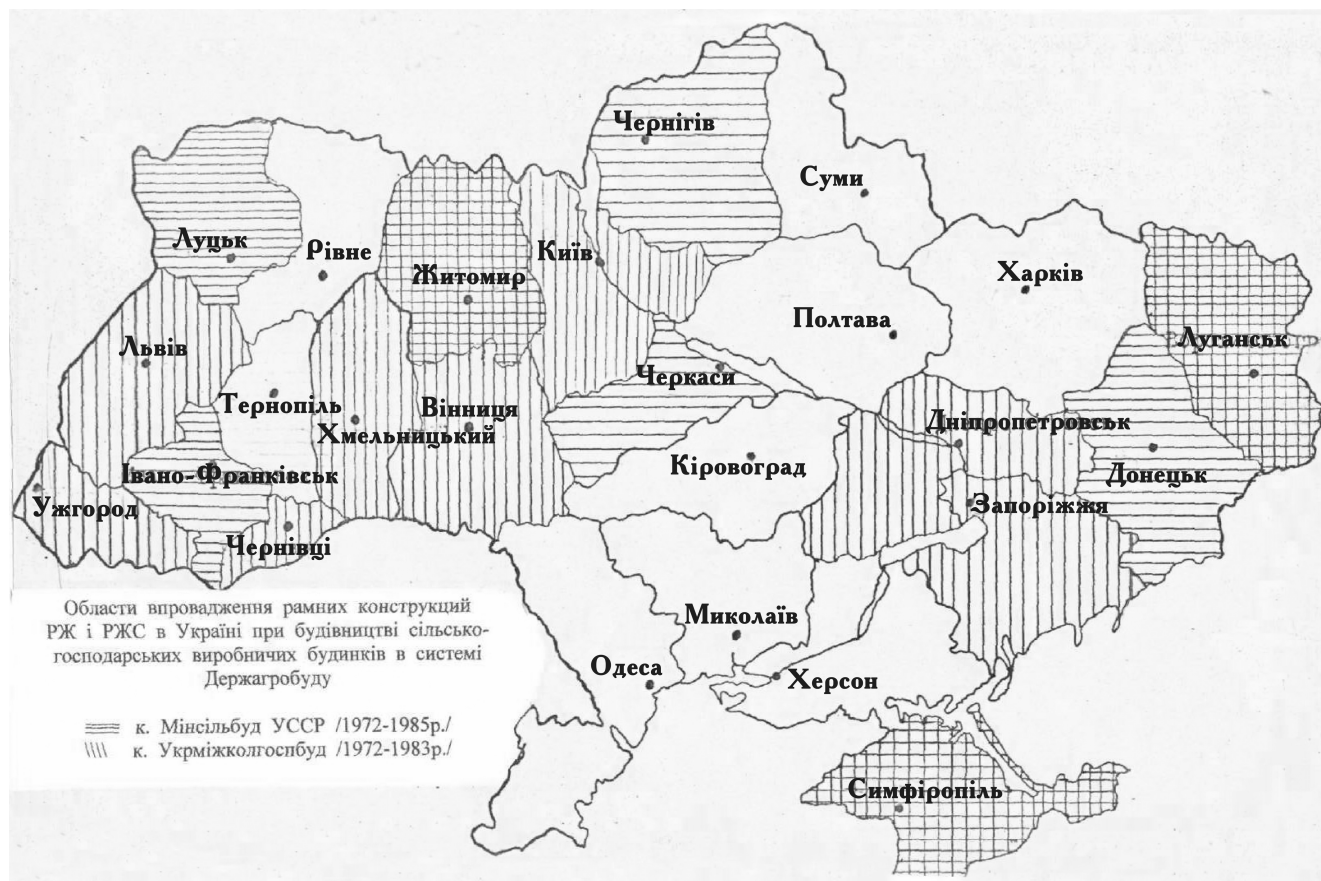
Економічний ефект від впровадження в проектування й будівництво розроблених рамних конструкцій типу РЖ і РЖС, прогонів типу ПЖТ й інших конструкцій відповідно становить: 0,412 і 2,340 млн.крб.



Будівництво сільськогосподарських виробничих будинків з складених залізобетонних рам РЖС прогоном 21м /к. Кримський Облміжколгоспбуд /



Будівництво сільськогосподарських виробничих будинків з складених залізобетонних рам РЖ прогоном 21м /к. Кримський Облміжколгоспбуд /



Області впровадження рамних конструкцій РЖ і РЖС в Україні

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. *БЕРДИЧЕВСКИЙ Г.И.* и др. Предварительно напряженный железобетон (по материалам VМеждународного конгресса федерации по предварительно напряженным железобетонным конструкциям – ФИП, Париж, 1966 г.) -М.: Стройиздат, 1968, - 238с.
2. *БЕРДИЧЕВСКИЙ Г.И., ДОКУДОВСКИЙ С.И.* и др. Конструктивные решения многопролетных животноводческих зданий. // «Бетон и железобетон», 1977, №3, -С.24-26.
3. *ГОСТ 8829-85.* Конструкции и изделия бетонные и железобетонные сборные. Методы испытаний и оценки прочности, жесткости и трещиностойкости. -М.: Госстрой СССР, 1985, -24 с.
4. *ЕСЬКОВ В.С.* Железобетонные прогоны типа ПЖТ–6 для покрытия сельскохозяйственных зданий производственного назначения. Экспресс информация. Серия: Строительные материалы, производство, испытания конструкций и изделий. ОНТИ ЦНИИЭПсельстрой. -М.: 1974, -С.4-5.
5. *ЕСЬКОВ В., КУЛИНИЧ В., КУДИНОВ Е.* и др. Составные полурамы для сельскохозяйственных производственных зданий шириной 21 м. // «Передовой опыт в сельском строительстве», 1973, №6, -С.7-8.
6. *ЖУРАВОК В.И., ЛОПАТТО А.Э., СЕРГЕЙЧУК А.Ф.* и др. Рамные железобетонные конструкции в сельском строительстве. Одесса, из-во «Маяк», 1974, -102с.
7. *КАТАЛОГ* железобетонных изделий для строительства полносборных сельскохозяйственных производственных зданий по конструктивным схемам Укрмежколхозстроя в 1976-1980 гг. Укрмежколхозстрой, Укрколхозпроект, трест Оргтехстрой. - Киев, 1976.
8. *КАТАЛОГ* унифицированных индустриальных конструкций и изделий для сельскохозяйственного строительства в Украине. УкрНИИгипросельхоз. -Киев, «Будівельник», 1975.
9. *МАНГУШЕВ А., ЛАВРЕНТЬЕВА Н., РОЗЕНБЛИТ Б.* Рамы для зданий большой высоты. // Сельское строительство. 1984, №12, -С.20-21.
10. *КРАВЧЕНКО В.А., ОНИЩЕНКО Н.Е., ПЕРШАКОВ В.Н., ПОПОВИЧ Г.А.* Применение трехшарнирных железобетонных рам для каркасов сельскохозяйственных производственных зданий. //«Бетон и железобетон», 1975, №7, -С. 5-7.
11. *МЕЛЕР А., ХЕЙНИГ В.* Постройки и оборудование для содержания крупного рогатого скота (пер. с нем.). -М.: «Колос», 1974.
12. *МЕТЕЛЮК Н.С., ШИШКО Г.Ф.* и др. Сваи и свайные фундаменты. -Киев. «Будівельник», 1977, -256с.
13. *ПЕРШАКОВ В.Н., РЕПЯХ В.И., ЛЮБЧЕНКО И. Г.* Авторское свидетельство № 903501 «Опорный узел комбинированной фермы». Бюллетень открытия, изобретения, 1982, №5.
14. *МЕТОДИЧЕСКИЕ* указания по курсовому и дипломному проектированию по механике грунтов, основаниям и фундаментам. -Одесса, ОИСИ, 1975, -38с.
15. *НАЗАРЕНКО В.Г., ГОРНЫЙ Г.Н., МАНГУШЕВ А.И.* Внедрение облегченных железобетонных конструкций на основе республиканских каталогов.// Передовой опыт в сельском строительстве, 1976, №8.
16. *ГИПРОНИИСЕЛЬХОЗ.* Научно--технический отчет. Объемно–планировочные и конструктивные решения сельских производственных зданий с каркасом из сборных железобетонных полурам. Отчет и рекомендации по области рационального применения. -М.: 1974, -58с.
17. *ПЕКУС-САХНОВСКИЙ Д.Н., ЕСЬКОВ В.С., ПЕРШАКОВ В.Н.* и др. Экспериментальное исследование трехшарнирной железобетонной составной рамы для каркасов сельскохозяйственных зданий Украинской ССР. В сб. : «Строительные конструкции». Вып. XXVII. -Киев, «Будівельник», 1976, -с.105-110.
18. *ПЕРШАКОВ В.Н., ГОРБАТОВ В.С.* Конструктивные решения большепролетных зданий и сооружений авиапредприятий ГА. Учебное пособие. -Киев, РИО КИИГА, 1987, -80 с.
19. *ПЕРШАКОВ В.Н., ЕСЬКОВ В.С.* Трехшарнирные железобетонные рамы в сельском строительстве УССР.// Бетон и железобетон, 1977, №3, -с.27-28.
20. *ПЕРШАКОВ В.Н., ЕСЬКОВ В.С.* Трехшарнирные железобетонные рамы РЖ и РЖС в сельском строительстве. -Киев, УкрНИИНТИ. Информационный листок №77-0125, 1977, -3с.
21. *ПЕРШАКОВ В.Н., ОНИЩЕНКО И.И., ЧЕРНЯК А.А.* Внедряются сплошные полурамы. - Киев. Сільське будівництво, 1976, №12, -с.13-14.
22. *ПЕРШАКОВ В.Н.* Прогрессивные конструкции в сельском строительстве. -Киев. Будівельні матеріали і конструкції, 1976, №3, -с.44.

23. *ПОПОВИЧ Г.А., ПЕРШАКОВ В.Н., ЕСЬКОВ В.С.* Железобетонные рамы РЖС-18-1600.// Сільське будівництво, 1975, №11, -с.21-22.
24. *ПОЛЯКОВ Л.П., ПЕРШАКОВ В.Н.* Трехшарнирная железобетонная рама РЖУ-21-1600 для каркасов сельскохозяйственных производственных зданий. Реферативная информация о законченных НИР в вузах Украинской ССР. Вып.12, -Киев, Вища школа, 1977, -с.13.
25. *ПОПОВИЧ Г.А., ПЕРШАКОВ В.Н., ПЕКУС-САХНОВСКИЙ Д.Н.* и др. Эффективная трехшарнирная рама.// Сільське будівництво, 1974, №11, -с.11-13.
26. *ПОПОВИЧ Г.А., ПЕРШАКОВ В.Н.* Эффективные полурамы. //Сільське будівництво, 1976, №7, с.14-15.
27. *ПОСОБИЕ* по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНИП 2.03.01-84).Ч.1 / ЦНИИпромзданий, НИИЖБ. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987, -192с.
28. *РЕЙТМАН М.И., ЯРИН Л.И.* Оптимизация параметров железобетонных конструкций на ЭЦВМ. -М.: Стройиздат, 1974, -96с.
29. *ПОСОБИЕ* по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНИП 2.03.01-84).Ч.2 / ЦНИИпромзданий, НИИЖБ. -М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986, -144с.
30. *САХНОВСКИЙ К.В.* Железобетонные конструкции. -М.: Госстройиздат, 1961, -578с.
31. *ХРУЩЕВ О.И., АНТОНЮК А.Е., ПЕРШАКОВ В.Н.* Авторское свидетельство № 709774 КРЫША. Бюлетень открытия, изобретения.,1980, №2.
32. *СНиП 2.03.11-85.* Защита строительных конструкций от коррозии. -М.:Стройиздат, 1986, 45 с.
33. *ТЕХНИЧЕСКИЕ* условия ТУ 69 УССР 43-75. Полурамы составные железобетонные. ЦНИИЭПсельстрой, Гипрооргсельстрой. -Киев, 1975, -11 с.
34. *ТЕХНИЧЕСКИЕ* условия ТУ 69 УССР 44-75. Полурамы железобетонные. Трест Укроргтехсельстрой. -Киев, 1975, -9 с.
35. *ТОПЧИЙ Д.Н., БОНДАРЬ В.А., КОШЛАТИЙ О.Б.* и др. Сельскохозяйственные здания и сооружения. -М.: Агропромиздат, 1985, -480с.
36. *УКАЗАНИЯ* по проектированию и устройству оснований и фундаментов зданий распорных систем. -М.: ЦНИИЭПсельстрой, 1976, -16 с.
37. *ФУНДАМЕНТЫ* одноэтажных сельскохозяйственных зданий с каркасом из трехшарнирных рам. Обзорная информация. -М.: ЦНИИЭПсельстрой, 1976, -48с.
38. *ПЕРШАКОВ В.Н., ЕСЬКОВ В.С.* Железобетонные тавровые прогоны ПЖТ в сельском строительстве УССР. -Киев. УкрНИИгипросельхоз. Методические рекомендации. Вып. март, 1977, - С.1-7.
39. *ПОПОВИЧ Г.А., ПЕРШАКОВ В.Н., ОНИЩЕНКО Н.Е.* Трехшарнирные железобетонные рамы для каркасов сельскохозяйственных зданий производственного назначения. -Киев, УкрНИИгипросельхоз. 1973, -С.24.
40. *ПЕРШАКОВ В.Н.* Здания и сооружения аэродромов сельхозавиации из промышленных конструкций сельскохозяйственных производственных зданий. Вопросы проектирования, строительства, эксплуатации и механизации аэропортов. -Киев, КИИГА, 1986, -С. 42-47.
41. *БЕЛІЧЕНКО В., ЕПШТЕЙН М.* Універсальна сільськогосподарська виробнича будівля. //Сільське будівництво, №2, 1972.
42. *ПОПОВИЧ Г.А., ПЕРШАКОВ В.Н., ПЕКУС-САХНОВСКИЙ Д.Н., ЕСЬКОВ В.С.* Эффективная трехшарнирная рама. //Сільське будівництво, 1974, №11, -С.11-13.
43. *ШЕЛКУНОВ В., КОЧЕТКОВА Н.* Рамный каркас сільськогосподарської споруди. //Сільське будівництво, 1973, №5.
44. *КРАВЧЕНКО В.А., ПОПОВИЧ Г.А., ПЕРШАКОВ В.Н., ШВЫДКИЙ В.С.* Рекомендации по применению свайных фундаментов при проектировании и строительстве облегченных сельскохозяйственных производственных зданий в Украине. -Киев, УкрНИИгипросельхоз, 1974, - С.64.
45. *ПОПОВИЧ Г.А., ПЕРШАКОВ В.Н., ЕСЬКОВ В.С.* Железобетонные полурамы РЖС-18-1600 для каркасов сельскохозяйственных производственных зданий. -Киев, УкрНИИгипросельхоз. Методические рекомендации. Вып. ноябрь 1976.
46. *ПОПОВИЧ Г.А., ПЕРШАКОВ В.Н., БЕРЕЗКО Г.И.* Методические рекомендации по применению рамных железобетонных каркасов сельскохозяйственных зданий. -К.: Укрсельхозтехпроект, 1976, -44 с.

47. *ПОПОВИЧ Г.А., ПЕРШАКОВ В.Н., ЗЕЛЕНКОВ А.А.* Трехшарнирная железобетонная рама РЖК-18-1600 для каркасов сельскохозяйственных производственных зданий. -К.: УкрНИИгипросельхоз. Вып. декабрь, 1976.
48. *РЕПЯХ В.Н., АНТОНЮК А.Е., ПЕРШАКОВ В.Н.* Авторское свидетельство №962512 Панель сборной самонесущей кровли. Бюллетень открытия, изобретения, 1982, №36.
49. *РЕПЯХ В.Н., АНТОНЮК А.Е., ПЕРШАКОВ В.Н.* Авторское свидетельство №842159 Многопустотная панель. Бюллетень открытия, изобретения, 1981, №24.
50. *ПОПОВИЧ Г.А., ПЕРШАКОВ В.Н., ЕСЬКОВ В.С.* Рамные конструкции сельскохозяйственных производственных зданий. -Киев, Будівельник, 1978, -111с.
51. *ЕСЬКОВ В.С., ПЕРШАКОВ В.Н.* Рамный каркас из железобетонных линейных элементов. -Киев, Сільське будівництво, 1978, №6 -С.12.
52. *ПЕРШАКОВ В.Н.* Железобетонные тавровые прогоны. -Киев, Сільське будівництво, 1978, №12 -С.12-13.
53. *ПЕРШАКОВ В.Н., ШВЫДКИЙ В.С.* Эффективные свайные фундаменты. -Киев, Строительство и архитектура, 1979, №2, -С. 22-23.
54. *АНТОНЮК А.Е., ПЕРШАКОВ В.Н., ЕСЬКОВ В.С.* Авторское свидетельство №681168 Способ изготовления арматурных каркасов непрямолинейных железобетонных конструкций. Бюллетень открытия, изобретения, 1979, №31.
55. *ТЕХНИЧЕСКИЕ* условия ТУ 550.2.67-80. Панели стеновые облегченные трехслойные. Рохлин И.И., Першаков В.Н. -Киев, НИИСК Госстроя СССР, 1980, -15с.
56. *ПЕРШАКОВ В.Н., РЕПЯХ В.И.* Авторское свидетельство №781287 Стыковое соединение ригелей со стойкой железобетонной рамы. Бюллетень открытия, изобретения, 1980, №43.
57. *ПЕРШАКОВ В.Н., РЕПЯХ В.И., АНТОНЮК А.Е.* Авторское свидетельство №815182 Рама каркаса здания. Бюллетень открытия, изобретения, 1981, №11.
58. *ПЕРШАКОВ В.Н., РЕПЯХ В.И., ТИХОМИРОВ В.Г.* Авторское свидетельство №853043 Консольные покрытия. Бюллетень открытия, изобретения, 1981, №29.
59. *РЕПЯХ В.И., ПЕРШАКОВ В.Н., АБРАМОВИЧ Д.М.* Авторское свидетельство №854813 Транспортно-монтажный контейнер для стеновой панели. Бюллетень открытия, изобретения, 1981, №30.
60. *ПЕРШАКОВ В.Н., РЕПЯХ В.И.* Авторское свидетельство №901435 Многоярусная конструкция башенного типа. Бюллетень открытия, изобретения, 1982, №4.
61. *ПЕРШАКОВ В.Н.* Особенности работы внецентрично сжатых коротких элементов из керамзитобетона с малыми эксцентриситетами. Автореф. дисс. канд. техн. наук, НИИЖБ, 1971, -20с.
62. *АНТОНЮК А.Е., ПЕРШАКОВ В.Н., ОНИЩЕНКО А.Г., ЛЮБЧЕНКО И.Г.* Авторское свидетельство №1028811 Рама каркаса здания. Бюллетень открытия, изобретения, 1983, №26.
63. *МАНЬКО А.В., ПЕРШАКОВ В.Н.* Рациональные конструкции наружных стен зданий и сооружений аэропортов. В сб.: Проектирование, строительство, эксплуатация и механизация аэропортов. -Киев, КИИГА, 1982, -С. 35-39.
64. *ПЕРШАКОВ В.Н., СЛЮСАРЕНКО С.Н., МЕТЕЛЮК Н.С.* и др. Эффективная конструкция забивной сваи. -Киев, Строительные материалы и конструкции, 1982, №2, -С.23-24.
65. *ПЕРШАКОВ В.Н., КАШКА Б.З., ОНИЩЕНКО А.Г.* Облегченная свая. -Киев, Сільське будівництво, 1983, №5 -С.15.
66. *СМИРНОВА М.Г.* Унифицированные рамные конструкции для сельскохозяйственных производственных зданий. -Киев, УкрНИИТИ, 1981, -4с.
67. *УКРНИИГИПРОСЕЛЬХОЗ.* Украинский зональный каталог индустриальных изделий и конструкций для сельскохозяйственного строительства УЗК-2. -Киев, Будівельник, 1980, -56с.
68. *СНиП 2.03.01-84.* Бетонные и железобетонные конструкции. -М.: 1984, -89с.
69. *ПЕРШАКОВ В.Н.* Несущая способность коротких неармированных керамзитобетонных колонн при сжатии. //Бетон и железобетон, 1975, №10, -С.36-37.
70. *ПЕРШАКОВ В.Н., РЕПЯХ В.И., КАРАТЕЕВ С.Н.* Авторское свидетельство №1232745 Свайный фундамент. Бюллетень открытия, изобретения, 1986, №19.
71. *ЛЮБЧЕНКО И.Г., БАБИЧ Е.М., БАБИЧ В.И., ПЕРШАКОВ В.Н.* Сталежелезобетонные фермы для сельского строительства. //Бетон и железобетон №7, 1976, -С.17-18.
72. *ЗЕНЬКОВИЧ Г.В., АНТОНЮК А.Е., ПЕРШАКОВ В.Н.* и др. Рамные конструкции зальных помещений сельских общественных зданий. В к.: Планировка, застройка и благоустройство сел Украинской ССР. Вып. 2. -Киев, Будівельник, 1979, -С.60-63.

73. *АНТОНЮК А.Е., ПЕРШАКОВ В.Н., КИБРИК Н.И.* и др. Каталог промышленных деревянных изделий и конструкций для строительства жилых домов и общественных зданий в сельской местности Украинской ССР. -Киев, УкрНИИПграждансельстрой, 1979, -65с.
74. *ПЕРШАКОВ В.Н., АНТОНЮК А.Е., ЛЮБЧЕНКО И.Г., ХРУЩЕВ О.И.* Архитектурные конструкции сельских гражданских зданий. -К.: Будівельник, 1984, -128с.
75. *МИНСЕЛЬХОЗ СССР.* Единые технические условия на строительное проектирование сельскохозяйственных объектов в зоне Украинской ССР. ВСН 115-81. -М.: 1983, -23с.
76. *АРБУЗОВ Н.Т., РОМАШКОВ В.М., СКОРОПАДА В.М.* Сельскохозяйственные аэродромы. - М.: МГА, 1969, -14с.
77. *НАЗАРОВ В.А.* Достижения сельскохозяйственной авиации. -М.: МГА, 1970, -22с.
78. *Применение авиации в сельском и лесном хозяйстве.* Под ред. В.А.Назарова. -М.: Транспорт, 1975, -312с.
79. *ПЕРШАКОВ В.Н.* Образование трещин в сжатых армированных и неармированных керамзитобетонных коротких колоннах. В сб.: Строительные конструкции. Вып. XXIX, Будівельник, 1977, -С.97-103.
80. *ПЕРШАКОВ В.Н.* Влияние нелинейной ползучести бетона сжатой зоны на образование трещин в коротких сжатых керамзитобетонных колоннах. В сб.: Сопротивление материалов и теория сооружений. Вып. 35. -Киев, Будівельник, 1979, -С.60-63.
81. *ДРОБЯЗКО Л.Е.* Легкие конструкции сельскохозяйственных зданий. -Киев, Будівельник, 1985, -136с.
82. *ЗАКЛЮЧЕНИЕ* по результатам испытания сборных железобетонных полурам РЖ-21-1500 для производственных сельскохозяйственных зданий пролетом 21м (хоздоговор №18 от 10.01.74г. с Ракитнянским заводом ЖБИ Киевского Облмежколхозстроя). -Киев, НИИСК, 1974, -7с.
83. *ЗАКЛЮЧЕНИЕ* по результатам испытания сборной трехшарнирной железобетонной рамы пролетом 12 м под расчетную нагрузку 2290 кгс/м, разработанной институтом Приволжгипросельхозстрой. Черкассы, Черкасский Облмежколхозстрой, 1976, -36с.
84. *НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ* отчет по хоздоговору №517 с Черкасским Облмежколхозстроем. Оказание научно-технической помощи в проведении натурных испытаний железобетонных рам пролетом 18 и 21 м. Апрелька, ЦНИИЭПсельстрой, 1974, -26с.
85. *ЗАКЛЮЧЕНИЕ* по результатам испытаний разрезных железобетонных трехшарнирных рам и их узлов. Рамы для каркасов сельских зданий шириной 21 м. Опытные образцы. Апрелька, ЦНИИЭПсельстрой, 1977, -12с.
86. *ПУХОНТО Л.М., ЗАРЕНИНА Т.С.* Исследование прочности, жесткости и трещиностойкости железобетонных рам пролетом 18м и их фрагментов. Сб. трудов ЦНИИЭПсельстроя. Строительные конструкции здания и сооружения №14. -М.: 1976, -С. 73-80.
87. *ЦНИИЭПсельстрой.* Научно-технический отчет. Облегченные бетонные и железобетонные конструкции. Результат: ИИ-32(71). Несущие и ограждающие конструкции и их соединения для сельского хозяйства производственных зданий с железобетонным рамным каркасом (для животноводческих комплексов на импортном оборудовании). Раздел А. Апрелька, 1971.
88. *ПРОИЗВОДСТВЕННЫЕ* здания со сборными железобетонными каркасами фирмы ATCOST (Великобритания). Экспресс-информация. Серия сельское строительство. Зарубежный опыт. -М.: ЦИНИС, 1970, №7, -С. 20-27.
89. *НИИЖБ КТБ.* Рамно-панельные конструкции сельскохозяйственных производственных зданий. //На стройках России №6, 1985, -С. 56-57.
90. *ЦНИИЭПсельстрой.* Научно-технический отчет по результату №1.1.2 Внедрение составных конструкций одно- и многопролетных животноводческих зданий с применением бетонов повышенной прочности с обычной и напрягаемой арматурой. Апрелька, 1977.
91. *СНиП 2.10.03-84.* Животноводческие, птицеводческие и звероводческие здания и помещения. Нормы проектирования. -М.: Стройиздат, 1984, -7с.
92. *ГОСТ 23840-79 (СТ СЭВ 1408-78).* Здания сельскохозяйственных предприятий одноэтажные. Параметры. -М.: Госстройиздат, 1980, -10с.
93. *ГОСТ 23839-79.* Здания сельскохозяйственных предприятий одноэтажные. Габаритные схемы. -М.: Госстройиздат, 1980, -4с.
94. *Строительство* животноводческих зданий с облегченными сборными конструкциями. Серия сельскохозяйственное строительство. Обзорная информация. Вып. 3. Терехова Г.Б. -М.: ЦИНИС, 1979, -64с.

95. *СПРАВОЧНИК* проектировщика. Сборные железобетонные конструкции. -М.: Госстройиздат, 1969, -603с.
96. *КОШИЦЬ Ю.І.* Шляхи зниження вартості будівництва і витрат лісоматеріалів при спорудженні сільськогосподарських виробничих будівель. Будівництво тваринницьких споруд. - Київ, Держбудвидав, 1962 -С.69-94.
97. *ШМАЛЬКО В., ПОЛУЛЯХ В., ЖУК В.* Універсальна будівля з несучими піврамами. //Сільське будівництво, №9, 1972.
98. *МОРГУЛЬ И., КИШИНЕЦ А.* Об'єкти возводятся з рамним каркасом. //Сільське будівництво, №11, 1974, -С. 10-11.
99. *ЦНИИЭПсельстрой.* Железобетонные трехшарнирные рамы для сельскохозяйственных зданий шириной 21 м. Научно-техническая информация о разработках и испытаниях рамных каркасов. Апрелька, 1972.
100. *Смирнов А.А.* Экспериментальные исследования новых конструкций рам. Тезисы совещания. Новые объемно-планировочные и конструктивные решения сельскохозяйственных зданий для содержания животных. 15августа 1980 г. -Кишинев, 1980, -С.56-60.
101. *ТУ 69-82-78.* Технические условия. Рамы железобетонные для сельскохозяйственных зданий пролетом 12; 16,2; 18 и 21м. -М.: ЦНИИЭПсельстрой, 1979, -20 с..
102. *ШИК И.Л.* Опыт применения конструктивных решений сельскохозяйственных зданий с каркасом из сборных железобетонных полурам. -Киев, УкрНИИгипросельхоз, 1975.
103. *КОСТАНДИ Ф.Ф.* Склады минеральных удобрений. -М.: Стройиздат, 1983, -184 с.
104. *ПЕРШАКОВ В.Н.* Применение трехшарнирных железобетонных рам серии 1.822-2 для зданий и сооружений сельхозавиации. Реализация научно-технических достижений -основа совершенствования сельского строительства. Тезисы докладов. -Ростов-на-Дону. Севкавнипи-агропром, 1986, -С.58-60.
105. *РАЗРАБОТКА* новой или усовершенствование укрупненной конструкции железобетонной плиты перекрытий и покрытий к типовым проектам жилых домов серии 111-26. (Отчет о НИР, Б731080). УкрНИИПграждансельстрой. Рук. к.т.н.Першаков В.Н., 16.02.79. (отчет 30 с.).
106. *ПОСОБИЕ* по проектированию гражданских аэродромов (в развитие СНиП 2.05.08-85). Часть У111. Аэродромы для выполнения авиационно-химических работ в сельском хозяйстве. Коллектив авторов, в т.ч. Першаков В.Н. -М.: ГПИ и НИИГА Аэропроект, 1987, -120с.
107. *СНиП 2.01.07-85.* Нормы проектирования. Нагрузки и воздействия /Госстрой СССР. -М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. -36с.
108. *ПОСОБИЕ* по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84). Ч.1 / ЦНИИпромзданий Госстроя СССР. -М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986, -192с.
109. *ПОСОБИЕ* по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84). Ч.11 / ЦНИИпромзданий Госстроя СССР. -М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986, -144с.
110. *МЕТОДИЧЕСКИЕ* рекомендации по статическому расчету железобетонных рам производственных сельскохозяйственных зданий. -К.: НИИСК, 1983, -63с.
111. *ИНСТРУКЦИЯ* по эксплуатации вычислительного комплекса Супер-76 для прочностного расчета строительных конструкций на ЭВМ. - К., НИИАСС Гостроя УССР, 1977,- 53с.
112. *ПАКЕТ* прикладных программ для автоматизированного проектирования железобетонных конструкций подземных и надземных сооружений в промышленном и гражданском строительстве (ППП АПЖБК).- М., ЦНИПИАСС, 1980. -20с.
113. *МЕТОДИЧЕСКИЕ* рекомендации по применению вычислительного комплекса ЛИРА для автоматизированного проектирования строительных конструкций. – К.: НИИАСС Гостроя УССР, 1984, - 21с.
114. *УСТРОЙСТВО* и эксплуатация аэродромов ПАНХ. Учебное пособие. Авт. Л.А. Макарова, М.А.Фиников. ОЛАГА, 1983, -58с.
115. *ПЕРШАКОВ В.Н., ЕСЬКОВ В.С., КОЛОВЕРТНОВА Е.П., РОБЕРТ ВАЙДА.* Способ изготовления арматурного каркаса. Авторское свидетельство №1813860. Бюллетень открытия, изобретения, 1993, №17.
116. *РЕКОМЕНДАЦИИ* по проектированию защиты от коррозии строительных конструкций складов минеральных удобрений. /НИИЖБ Госстроя СССР.—М., Стройиздат, 1983.-77с.

117. *КАТАЛОГ* проектов сельскохозяйственных производственных комплексов, зданий и сооружений для строительства в Украинской ССР. Сборник паспортов 2у.08-3. Том 9. - К.: ЦИТП, 1980. -283с.

118. *ДОБРОХЛОП Н.И.* Унификация трехшарнирных железобетонных рам для сельского строительства. Диссертация на соискание ученой степени канд. техн. наук. -К.: 1984.- 194с.

119. *ЦНИИЭПСЕЛЬСТРОЙ.* Научно-технический отчет: Разработка, исследование и оказание научно-технической помощи во внедрении разрезных рамных конструкций и прогонов таврового сечения в строительстве сельскохозяйственных зданий. Хоздоговор №43ц от 23 сентября 1976 г с управлением Рязаноблсельстрой. Апрелька. 1976, -37с.

120. *ЦНИИЭПСЕЛЬСТРОЙ.* Научно-технический отчет: Опытное - промышленное внедрение составных рам и предварительно-напряженных прогонов в строительстве двух птичников на Александровской птицефабрике. Хоздоговор № 77ц. Том 11. Апрелька, 1979, -22с.

121. *КИЕВСКИЙ* инженерно-строительный институт. Заключение по результатам испытаний трехшарнирных железобетонных полурам РЖУ 21-3.6-1. -Киев, 1979,- 59с.

122. *АКТЫ № 1-4* испытания полурам РЖУ 21-3.6-5, изготовленных Днепропетровским производственным объединением Днепросельстройиндустрия. П.г.т. Вишневый Киевской обл., 1985, - 8с.

123. *НАБОЙЧЕНКО В.Г.* Развитие и совершенствование конструктивных решений сельскохозяйственных зданий в системе Укрмежколхозостроя. В кн.: Тезисы докладов. Новые объемно-планировочные и конструктивные решения сельскохозяйственных зданий для содержания животных. Кишинев, 1980, -С.38-42.

124. *КОНСТРУКТИВНЫЕ* схемы сельскохозяйственных производственных зданий (материалы технико-экономического сравнения конструктивных решений). Киев, МСС УССР, Техническое управление, к. трест Укроргтехсельстрой, 1974, -15с.

125. *ЦНИИЭПСЕЛЬСТРОЙ.* Научно-технический отчет по хоздоговору № 64. Научно-техническая помощь в разработке конструкций и узлов железобетонного рамного каркаса многопролетных сельскохозяйственных производственных зданий. Апрелька, 1975, -61с.

126. *УкрНИИГипросельхоз.* Научно-технический отчет по теме 1У. Строительные конструкции для сельскохозяйственных зданий на 1976-1980 гг. Раздел 4. Разработать предложения по конструктивному решению железобетонного рамного каркаса одноэтажного многопролетного животноводческого здания с пролетами 21м. -Киев, 1974, - 85с.

127. *ДОБРОХЛОП Н.И., КОЛБАСКО Э.Б., СОЛОВЬЕВ А.С.* Экспериментальные исследования статической работы блокированного рамного каркаса со вставкой. //Планировка, застройка и благоустройство сел УССР., 1981, вып. 4, -С. 73-77.

128. *БАЛАН Т.А., ГУРИН В.М., НИСЕНБОЙМ О.Б.* и др. Авторское свидетельство № 566914 Сборная железобетонная рама многопролетного здания. Бюллетень открытия, изобретения, 1977, №28.

129. *ФЕДУЛОВ В.Г.* Авторское свидетельство № 1020546 Рама. Бюллетень открытия, изобретения, 1983, №20.

130. *ЦНИИЭПСЕЛЬСТРОЙ.* Научно-технический отчет по хоздоговору №64. Научно-техническая помощь в разработке конструкций и узлов железобетонного рамного каркаса многопролетных сельскохозяйственных производственных зданий. Апрелька, 1975, - 61с.

131. *НИИСК.* Научно-технический отчет по теме № 42л. Разработать и исследовать армоцементную облегченную предварительно напряженную панель для покрытий сельскохозяйственных производственных зданий пролетом 6,0 м, выполненный по договору № 128 от 26 марта 1976 года с УкрНИИГипросельхозом. -Киев, 1976, - 79с.

132. *КАШКА Б.З., МАЙБОРОДА А.И., БЕЛЯНКИН П.М.* Сваи из вертикальных элементов, объединенных диафрагмами СВД. -Киев, Реклама, 1984, -4с.

133. *РЕПЯХ В.И.* Оптимальное проектирование железобетонных конструкций. Автореферат канд. диссертации, 1973.

134. *ПЕРШАКОВ В.Н., ВАЙНБЕРГ М.Г., КАСЬЯНЕНКО А.В.* и др. Авторское свидетельство № 1707153 Узловое соединение полурам. Бюллетень открытия, изобретения, 1992, №3.

135. *ПЕРШАКОВ В.Н., ГАЛЬЧЕНКО М.В., ПОГРЕБНЯК Е.В.* Авторское свидетельство № 1726682 Коньковый узел железобетонной рамы. Бюллетень открытия, изобретения, 1992, №14.

136. *ПЕРШАКОВ В.Н., ЕСЬКОВ В.С., БОРИСЕНКО Н.В.* Авторское свидетельство № 1738979

Устройство для монтажа рамных каркасов зданий из полурам. Бюллетень открытия, изобретения, 1992, №21.

137. ПЕРШАКОВ В.Н., ХРУЩЕВ О.И., СЕМЕНЮК В.А. и др. Авторское свидетельство № 1661318 Стыковое соединение железобетонной стойки с ригелями. Бюллетень открытия, изобретения, 1991, №25.

138. ЛИРА 9.2. Руководство пользователя. Основы. Учебное пособие. Стрелец-Стрелецкий Е.Б., Гензерский Ю.В., Лазнюк М.В. и др. -К.: из-во ФАКТ, 2005.- 146с.

139. ЛИРА 9.2. Примеры расчета и проектирования. Учебное пособие. Барабаш М.С., Гензерский Ю.В., Марченко Д.В. и др. -К.: из-во ФАКТ, 2005. -106с.

140. SCAD для пользователя. /В.С. Карпиловский, Э.З. Криксунов, А.В. Перельмутер и др.. - К.: ВВП Компас, 2000.- 332с.

141. ТЕХНИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ. ТУ 223 УССР 19-81. Рамы железобетонные унифицированные для сельскохозяйственных зданий. К.: Укрмежколхозстрой, 1981, -15с.

142. ТЕХНИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ. ТУ 223 УССР 27-84. Рамы железобетонные унифицированные составные для сельскохозяйственных зданий. К.: Укрмежколхозстрой, 1984, -26с.

143. БОНДАРЬ Я.М., РИВКИН А.М. Опыт применения рам пролетом 24 м для сельскохозяйственных зданий. Строительство и архитектура. Сер.8. Строительные конструкции. Научн-техн. реф. сб., 1979, вып..8,1 -72с.

144. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ конструкции сельскохозяйственных зданий: Расчет и проектирование / Вахненко П.Ф., Вахненко В.П. -Киев: Будівельник, 1982. -152с.

145. СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННЫЕ здания и сооружения / Д.Н.Топчий, В.А.Бондарь, О.В.Кошлатый и др.-4-е изд., перераб. и доп. -М.: ВО Агропромиздат, 1985., -480с.

П Е Р Ш А К О В Валерій Миколайович



кандидат технічних наук, старший науковий співробітник, доцент кафедри комп'ютерних технологій будівництва факультету аеропортів Інституту міського господарства Національного авіаційного університету

Народився 8 травня 1943 р. у м. Мідногорську (Росія). У 1966 р. закінчив інженерно-будівельний факультет Казахського політехнічного інституту за спеціальністю „промислове та цивільне будівництво”.

Працював у КазпромбудНДІпроект Мінчермету КазРСР: інженер (1966), науковий співробітник (1966-1968). З 1968 по 1971 рр. аспірант Науково-дослідного інституту бетону та залізобетону Держбуду СРСР (м. Москва). У 1972-1973 рр. молодший науковий співробітник УкрНДДіпросільгосп Мінсільгоспу УРСР, у 1973-1977 рр. старший науковий співробітник цього інституту. У 1977 р. керівник сектору УкрНДДіпроцивільсільбуд Держбуду УРСР, з 1977 по 1982 рр. завідувач відділу цього інституту.

З 1982 р. доцент кафедри будинків та споруд аеропортів факультету аеропортів Київського інституту інженерів цивільної авіації (з 2000 р.- Національний авіаційний університет), з 2002 р. доцент кафедри комп'ютерних технологій будівництва факультету аеропортів Інституту міського господарства.

У 1986-1992 рр. декан факультету аеропортів, у 1997-1999 рр. заступник декана з навчальної роботи факультету аеропортів, у 2001-2002 рр. заступник декана з навчально-виробничої роботи факультету аеропортів.

У 1973 р. захистив дисертацію "Особливості роботи коротких колон з малими ексцентриситетами" на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук за спеціальністю "будівельні конструкції, будинки та споруди".

Наукові дослідження пов'язані з вивченням теоретичних та експериментальних питань будівельних залізобетонних конструкцій промислових, цивільних, сільсько-господарських будинків та споруд, а також будинків та споруд цивільної авіації.

Старший науковий співробітник за спеціальністю "будівельні конструкції" (1978), доцент по кафедрі будинків та споруд аеропортів (1986).

Нагороджений медалями "В пам'ять 1500-летия Киева" (1983), "Ветеран труда" (1989), почесним знаком "Изобретатель СРСР" (1985), почесним знаком "Відмінник освіти України" (2003), Почесною грамотою Міністерства освіти та науки України (2001).

Автор більш 160 наукових праць, в том числі 10 навчальних посібників, 4 монографій, 6 каталогів, 18 авторських свідоцтв та патентів, 17 методичних вказівок. Учасник 37 міжнародних та регіональних наукових конференцій.

Основні опубліковані праці :

1. Рамные конструкции сельскохозяйственных производственных зданий. Попович Г.А., Першаков В.Н., Еськов В.С. К.: Будівельник, 1978. – 112 с.
2. Архитектурные конструкции сельских гражданских зданий. Першаков В.Н., Антонюк А.Е., Любченко И.Г., Хрущев О.И. К.: Будівельник, 1984. – 128 с.
3. Першаков В.Н., Горбатов В.С. Конструктивные решения большепролетных зданий и сооружений авиапредприятий ГА. Учебное пособие. К.: КИИГА, 1987. – 100 с.

4. Пособие по проектированию гражданских аэродромов (к СНИП 2.05.08-85). Часть VIII. Аэродромы для выполнения авиационно-химических работ в сельском хозяйстве. Березин В.И., Апестина В.П., Першаков В.Н. и др. М.: Аэропроект, 1987. – 146 с.
5. Строительство и ремонт индивидуального жилого дома. Самойлович В.В., Онищенко А.Г. Першаков В.Н. и др. К.: из-во Урожай, 1988. – 264 с.
6. САПР строительных конструкций зданий и сооружений гражданской авиации. Учебное пособие. Верюжский Ю.В., Доценко А.В., Першаков В.Н. и др. К.: КИИГА, 1989. –132 с.
7. Строительная механика в САПР конструкций зданий и сооружений гражданской авиации. Учебное пособие. Верюжский Ю.В., Першаков В.Н., Сагидаев Ю.М. К.: КИИГА, 1989. –124 с.
8. Деревянные и пластмассовые конструкции зданий и сооружений гражданской авиации. Учебное пособие. Манько А.В., Першаков В.Н. К.: КИИГА, 1992. – 96 с.
9. Здание и сооружения ГА. Особенности объёмно-планировочных решений, расчета и конструирования зданий, возводимых в условиях жаркого климата. Учебное пособие. Кривелёв Л.И., Першаков В.Н., Зеленкова А.Ф. К.: КИИГА, 1993. – 88 с.
10. Будівельні конструкції. Залізобетонні конструкції. Навчальний посібник. Першаков В.М., Барашиков А.Я., Калищенко М.М. К.: НАУ, 2001. – 196 с.
11. BUILDING CONSTRUCTIONS. Reinforced concrete structures. General course. Manual. V. Pershakov, S. Tkachenko. Kyev, NAU, 2003. -260p.
12. Каталог промышленных сборных бетонных и железобетонных изделий для строительства жилых домов и общественных зданий в сельской местности Украины. Том 3. Конструкции и изделия серии 94 /А.Е. Антонюк, Я.М. Левадный, В.Н. Першаков и др. – К.: УкрНИИПГраждансельстрой, 1981. - 202 с.
13. Каталог промышленных сборных бетонных и железобетонных изделий для строительства жилых домов и общественных зданий в сельской местности Украины. Том 3. Конструкции и изделия серии 94 / А.Е. Антонюк, Я.М. Левадный, В.Н. Першаков и др. – К.: УкрНИИПГраждансельстрой, 1981. - 83 с.
14. Каталог типовых промышленных конструкций изделий и узлов для строительства жилых домов и общественных зданий в сельской местности Украины. Том 1 /А.Е. Антонюк, Я.М. Левадный, В.Н. Першаков и др. – К.: УкрНИИПГраждансельстрой, 1980. - 250 с.
15. Каталог типовых промышленных конструкций изделий и узлов для строительства жилых домов и общественных зданий в сельской местности Украинской ССР. Том 2 /А.Е. Антонюк, Я.М. Левадный, В.Н. Першаков и др.– К.: УкрНИИПГраждансельстрой, 1980. -136с.
16. Технические условия ТУ 550.2.67-80. Панели стеновые облегченные трехслойные. В.Н. Першаков, И.И. Рохлин К.: НИ ИСК Госстроя СССР, 1980. - 15 с.
17. Каталог промышленных деревянных изделий и конструкций для строительства жилых домов и общественных зданий в сельской местности Украины. Том 3. Конструкции и изделия серии 94 /А.Е. Антонюк, Я.М. Левадный, В.Н. Першаков и др. – К.: УкрНИИПГраждансельстрой, 1979.- 65 с.
18. Авторские свидетельства на изобретения (18 шт.).
19. BUILDING CONSTRUCTIONS. Methodical Guide for the Course Paper Preparation / Authors: V. M. Pershakov, S.I. Tkachenko, V.S. Gorbатов. Kyev, NAU, 2003. -72p.
20. Gorbатов V.S., Pershakov V.M., Tkachenko S.I. Metals and welding in construction. Manual. K.: NAU, 2005. -184p.