

**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ УКРАИНЫ
НАЦИОНАЛЬНЫЙ АВИАЦИОННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ**

ПЕРШАКОВ ВАЛЕРИЙ НИКОЛАЕВИЧ
доктор технических наук, профессор

УДК 624.072

**ЭФФЕКТИВНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ РАМЫ
С ЭЛЕМЕНТАМИ ПЕРЕМЕННОГО СЕЧЕНИЯ**

**Особенности методов расчета, конструирования и
экспериментального исследования трехшарнирных рам 18 и 21 м**

Специальность

05.23.01 – Строительные конструкции, здания и сооружения

Киев 2015

СОДЕРЖАНИЕ

ВСТУПЛЕНИЕ	5
РАЗДЕЛ 1. ПРОБЛЕМА ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЭФФЕКТИВНЫХ РАМНЫХ КАРКАСОВ. ОБОБЩЕНИЕ ОПЫТА ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РАМ ДЛЯ КАРКАСОВ ЗДАНИЙ.....	20
1.1. Покрития и каркасы зданий.....	22
1.2. Опыт разработки и использования рамных конструкций в разных странах	27
1.2.1. В Украине.....	33
1.2.2. В Молдавии, Казахстане, России	45
1.3. Опыт разработки рамных конструкций по патентам та а.с.....	56
1.4. Анализ существующих решений рамных конструкций	67
1.5. Оценка эффективности применения трехшарнирных железобетонных рам	73
1.6. Выводы по разделу 1	76
1.7. Задачи исследований	78
РАЗДЕЛ 2. ПУТИ СОВЕРШЕНСТВОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ, МЕТОДИК, ТЕОРИИ РАСЧЕТА И ИССЛЕДОВАНИЙ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РАМ ПЕРЕМЕННОГО СЕЧЕНИЯ	81
2.1. Выбор и обоснование конструктивной схемы и объёмно планировочных решений каркасных зданий	81
2.2. Методика расчёта трехшарнирных железобетонных рам	87
2.3. Определение эффективных размеров и сечений элементов рам каркасов.....	96
2.4. Армирование сплошных полурам.....	99
2.5. Конструирование элементов полурам	105
2.6. Конструирование конькового узла рам	112
2.7. Разработка номенклатуры конструкций полурам.....	116
2.8. Усиление рамных конструкций.....	116
2.9. Напряжённо-деформированный стан рамы в зависимости от конфигурации и условий эксплуатации	118
2.10. Расчеты рамы с учетом деформированной схемы	131
2.11. Выбор размеров конструктивных элементов рам с разными критериями рациональности	134
2.12. Теория расчетов стержневых конструкций переменного сечения	142
2.13. Современные методы расчета сечений рам за деформационную теорию	148
2.14. Проектирование рамных каркасов малоэнергоёмких зданий....	151
2.15. Выводы по разделу 2	154
РАЗДЕЛ 3. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ТРЕХШАРНИРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РАМ	156
3.1. Короткая характеристика конструкций полурам	156

3.2. Методика и техника исследований	162
3.3. Оценка результатов экспериментальных исследований рам	168
3.4. Анализ результатов исследований рам	209
3.5. Выводы по разделу 3.....	214
РАЗДЕЛ 4. АНАЛИЗ СРАВНЕНИЯ РЕЗУЛЬТАТОВ ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ НА ПК ЛИРА С ДАННЫМИ ЭКСПЕРИМЕНТА.....	216
4.1. Особенности деформирования рамных каркасов	216
4.2. Исследования напряженно-деформированного состояния рамы в зависимости от ее габаритов.....	219
4.3. Особенности пространственной работы рамных каркасов.....	223
4.4. Экспериментально-теоретическое исследование железобетонных рам	229
4.5. Напряженно-деформированное состояние конькового узла рамы при сжатии с изгибом.....	233
4.6. Результаты расчета пространственного каркаса здания из трехшарнирных железобетонных рам	235
4.7. Особенности работы рамных каркасов на сейсмичные воздействия.....	240
4.8. Выводы по разделу 4.....	242
РАЗДЕЛ 5. ПРОЕКТИРОВАНИЕ МНОГОПРОЛЕТНЫХ И БЛОКИРОВАННЫХ РАМНЫХ КАРКАСОВ	245
5.1. Опыт разработки и применения многопролетных и блокированных рамных каркасов	245
5.2. Проектирование каркасов многопролетных зданий из железобетонных линейных элементов	254
5.3. Анализ результатов испытаний и исследований блокированных и многопролетных каркасов	265
5.4. Новые каркасные здания из трехшарнирных железобетонных рам	276
5.5. Выводы по разделу 5	280
РАЗДЕЛ 6. ПРОЕКТИРОВАНИЕ КОНСТРУКЦИЙ ПОКРЫТИЯ, СТЕН И ФУНДАМЕНТОВ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ	283
6.1. Конструктивные решения покрытий	283
6.2. Расчет и конструирование железобетонных тавровых прогонов.....	290
6.3. Разработка конструкций стеновых панелей	299
6.4. Опыт разработки и использования конструкций фундаментов ..	305
6.5. Разработка конструкций свайных фундаментов	318
6.6. Выводы по разделу 6	326
РАЗДЕЛ 7. ПРОЕКТИРОВАНИЕ РАМНЫХ КАРКАСОВ ЗАЛЬНЫХ ПОМЕЩЕНИЙ СЕЛЬСКИХ ОБЩЕСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ	328
7.1. Проектирование зальных помещений сельских общественных зданий в рамных конструкциях.....	328

7.2. Техничко-экономическая эффективность использования рамных конструкций для зальных помещений.....	343
7.3. Проектирование зальных помещений с использованием конструкций ферм.....	346
7.4. Выводы по разделу 7	354
РАЗДЕЛ 8. ПРОЕКТИРОВАНИЕ РАМНЫХ КАРКАСОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ АЭРОДРОМОВ СЕЛЬХОЗАВИАЦИИ	356
8.1. Анализ конструктивных схем сельскохозяйственных промышленных зданий и зданий и сооружений аэродромов сельхозавиации.....	357
8.2. Анализ типовых проектов зданий и сооружений аэродромов сельхозавиации.....	361
8.3. Анализ типовых проектов складских зданий и сооружений минеральных удобрений и ядохимикатов	365
8.4. Проектирование защиты от коррозии строительных конструкций складов минеральных удобрений.....	374
8.5. Выводы по разделу 8	379
РАЗДЕЛ 9. МЕТОДИКА ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЭКОНОМИЧНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....	382
9.1. Общие положения.....	382
9.2. Техничко-экономические показатели.....	386
9.3. Определение стоимостных и арматурных показателей.....	390
9.4. Определение эффективных размеров железобетонных элементов	396
9.5. Сравнение железобетонных конструкций	404
9.6. Определение оптимальных размеров железобетонных стержневых конструкций	406
9.7. Выводы по разделу 9	412
ВЫВОДЫ И НОВЫЕ НАУЧНЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ.....	413
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ	426
ПРИЛОЖЕНИЕ А. Таблицы всех разделов	465
ПРИЛОЖЕНИЕ Б. Схема и фото объектов внедрения, изготовления, транспортировки, испытания, монтажа каркасов зданий из рамных конструкций	514
ПРИЛОЖЕНИЕ В. Сведения об авторе	545

ВСТУПЛЕНИЕ

Актуальность темы. В условиях глобализации мировой экономики, которая ведет до свободного перемещения информации, финансовых капиталов, ресурсов, одним из najważнейших вопросов капиталовложений в новые инвестиционные проекты есть их наилучшее и найвыгоднишее использования в зданиях и сооружениях с низкой стоимостью возведения и эффективными эксплуатационными затратами. Повищенные, в целом цены на энергоносители и при увеличении затрат на их воспроизводство и транспортирование к месту потребления делают актуальной проблему развития и внедрения в Украине маломатериалоемких экономичных зданий, энергосберегающих технологий в строительстве. Существенно повысился спрос на конструкции с экономичными затратами бетона и стали. Решения задач в этом направлении развития научно-технического прогресса открывает возможность снизить материалоемкость конструкций, эксплуатационные затраты на отопление зданий и стоимость здания в целом. Такого экономического эффекта в области строительных конструкций можно достигнуть только за счет новых конструктивных решений эффективных каркасов маломатериалоемких зданий. До таких эффективных конструктивных решений относятся железобетонные рамные системы несущих каркасов зданий с ригелями переменной жесткости.

Актуальность работы заключается в решении важной народнохозяйственной проблемы проектирования и строительства каркасных зданий из железобетонных рам переменного сечения в направлении снижения энергетических затрат на эксплуатацию и затрат материалов на несущие конструкции за счет создания экономичных каркасов маломатериалоемких зданий.

Следует отметить важность рассматриваемых конструктивных форм для поднятия сельского хозяйства, в том числе индивидуальных фермерских хозяйств, на новый уровень, в связи с возможностью использования больших площадей, блокирования каркасных зданий.

Строительство сельскохозяйственных промышленных комплексов, индивидуальных фермерских хозяйств по производству мяса, молока и яиц, специализации хозяйств и концентрации сельскохозяйственного производства, а также создания в хозяйствах необходимой материально-технической базы химизации (строительство складов химудобрений, пунктов технического обслуживания автомашин, мастерских по ремонту летной техники и др. объектов) дает возможность эффективно использовать плановые капитальные вложения, снизить трудоемкость и стоимость строительства.

Для сельского хозяйства необходимы специальные промышленные здания каркасного типа, оснащение системами механизированного приготовления и роздачи кормов, воды, обеспечивающие при необходимости проезд мобильного транспорта и благоприятные условия для выращивания и содержания животных и птиц в помещениях.

Выбор несущих и ограждающих конструкций для таких зданий обусловленный не только физико-географическими факторами, которые определяют расчетные нагрузки от снега и ветру, внешней температуры, глубину промерзания грунтов, гидрогеологические условия площадки. Весьма существенное влияние оказывают экономико-географические факторы, к которым относятся: степень разсередоточенности объектов строительства, стан и протяженность транспортных связей, наличие местных ресурсов. Очень важными являются транспортные затраты, которые зависят не лишь от расстояний транспортирования материалов и конструкций, а и от качества дорог, грунтовых и погодных условий. Транспортные затраты с доставкой строительных материалов и конструкций в сельском строительстве достигают 50–80 % их стоимости.

В связи с изложенным, большого значения имеет снижение объема трудозатрат на стройплощадке за счет применения сборных элементов сооружений повышенной заводской готовности, которые должны иметь повышенную транспортабельность. К их габаритным размерам необходимо

ставить жесткие требования, которые обеспечивают целостность конструкции при доставке их на большие расстояния по дорогам с грунтовым покрытием.

Снижение стоимости каркасов зданий и сооружений можно достигнуть за счет внедрения усовершенствованных конструкций железобетонных полурам, сталежелезобетонных ферм, плит и прогонов покрытия, стеновых панелей и фундаментов (снижения их массы за счет применения легкого ячеистого бетона, высокопрочной арматурной стали), а также за счет широкого применения местных строительных материалов.

Наряду с снижением стоимости строительства снижение трудозатрат при монтаже и транспортных затрат – главные задачи сельского строительства. Их решения возможно лишь при использовании эффективных материалов, которые позволяют получить облегченные конструкции максимальной заводской готовности.

Для сельскохозяйственных зданий промышленного назначения сборные конструкции должны иметь минимальную массу, быть технологичными в изготовлении, транспортабельными, повышенной заводской готовности.

На конфигурацию конструкций существенно влияют небольшая высота сельскохозяйственных промышленных зданий, необходимость устройства вентиляционных покрытий, которые обуславливают широкое использование крыш из азбестоцементных волнистых листов, и другие факторы. На выбор несущих конструкций каркасов также влияет их малая чувствительность к неравномерным просадкам фундаментов, относительно небольшие габариты и объемная масса монтажных элементов, которые соответствуют реальной промышленной базе, грузовым механизмам и транспортному оборудованию, которые используются передвижными механизированными колоннами.

Учет специфики сельскохозяйственных промышленных зданий и влияние региональных факторов приводит к созданию новых конструкций, которые отличаются от использованных в промышленном и гражданском строительстве. Необходимость строительства индивидуальных фермерских и

сельскохозяйственных комплексов при непрерывному усовершенствовании технологии производства сельскохозяйственной продукции требует создания просторных помещений без промежуточных опор, что позволяют размещать любые технологические линии и выполнять последующую их модернизацию без реконструкции строительной части сооружения.

В сельскохозяйственном строительстве Украины получили распространение здания без промежуточных опор пролетом 12, 18 и 21 м с использованием трехшарнирных железобетонных рам. Рабочие чертежи полурам разрабатывались местными проектными организациями под разные нагрузки, использовались разные конструктивные схемы покрытия, в результате чего конструкции полурам существенно отличались по затратам бетона, стали и другими показателями.

Применение трехшарнирных железобетонных рам для каркасов зданий промышленного назначения позволяет эффективно использовать внутренний объем помещений, повысить уровень индустриализации строительства, уменьшить сроки и снизить стоимость строительства в сравнении с аналогичными здания с неполным каркасом со стечно-балочными конструкциями. Кроме того, каркасные здания пролетом 12, 18 и 21 м из трехшарнирных железобетонных рам находят широкое применение для зальных помещений сельских общественных зданий и сооружений аэродромных комплексов сельхозавиации.

В связи с этим актуальной народнохозяйственной проблемой является разработка эффективных решений и методов разработки каркасных зданий их трехшарнирных железобетонных рам для строительства сельскохозяйственных промышленных зданий, зальных помещений сельских общественных зданий и сооружений аэродромов сельхозавиации.

Связь работы с научными программами, планами, темами. Диссертация содержит в полном объеме результаты исследований автора в области формообразования эффективных конструктивных форм железобетонных каркасов маломатериалоемких зданий и развитие теории

расчета по прочности, стойкости, жорскости и трещиностойкости несущих элементов рамных каркасов переменного сечения. Диссертация выполнялась в 1976–2012 гг. в рамках госбюджетных та хоздоговорных тематик, в которых автор был научным руководителем, ответственным исполнителем, автором и соавтором отдельных разделов всех работ.

Авторский вклад объединяет: создание научных основ формообразования и расчета железобетонных каркасов малоэнергоёмких зданий с использованием эффективных тавровых та двотавровых профилей переменного сечения, постановку задач, решения их, руководство и проведение научных теоретических исследований, а также вклад в экспериментальные исследования натурных образцов железобетонных рамных конструкций.

Целью работы является развитие теории проектирования и экспериментальных исследований эффективных железобетонных рамных каркасов маломатериалоемких зданий, усовершенствование методик по расчету прочности, стойкости, деформативности и трещиностойкости, определение эффективных геометрических размеров несущих железобетонных рам таврового сечения с переменной высотой стенки, определение влияния на прочность и стойкость элементов рам из тавров переменного сечения, генеральных размеров и размеров поперечного сечения самих элементов, усовершенствование методики расчета пространственной стойкости элементов рам из тавров с переменной высотой сечения при действии продольной сжимающей силы и изгибающего момента, внедрение результатов исследований.

Работа посвящена комплексной проблеме снижения материалоемкости строительства каркасных зданий и сооружений в рамных конструкциях, которая решена путем разработки, испытаний и привлечения в строительство широкой номенклатуры конструкций трехшарнирных железобетонных рам для сельскохозяйственных промышленных зданий, зальных помещений сельских общественных зданий и сооружений аэродромов сельхозавиации.

Задачи исследований:

1. Развить и усовершенствовать методы расчета прочности, стойкости, жесткости и трещиностойкости рамных конструкций, а также методики определения эффективных геометрических размеров несущих железобетонных рам с переменной высотой стенки с помощью ПК ЛИРА.

2. Разработать новый способ изготовления эффективных по затратам бетона и стали рам с элементами переменного сечения и соответствующие конструктивные формы элементов. Разработать новые конструктивные решения рамных каркасов с элементами переменного сечения, отвечающие современным требованиям на уровне изобретений.

3. Установить закономерности влияния генеральных размеров эффективных рам (пролета, высоты, угла наклона и формы ригеля, степень переменности сечения) на значения M , N , Q стоек и ригелей рам.

4. Экспериментально с испытанием образцов в натурную величину определить прочность, стойкость, жесткость и трещиностойкость трехшарнирных железобетонных рам прольотом 12, 18 и 21 м с использованием разных методик испытаний.

5. Разработать эффективные одно и многопролетные рамные конструкции уменьшенной материалоемкости.

6. Разработать эффективные типы конструкций покрытий, стен и фундаментов.

7. Определить рациональные области применения каркасных зданий в рамных конструкциях.

8. Внедрить эффективные рамные конструкции в практику проектирования и строительства, а также в нормативные документы.

Объект исследований. Железобетонные конструкции рамных каркасов зданий прямоугольного, таврового и двотаврового сечений с переменной высотой стенки, которая работает в диапазоне ограниченного влияния динамики и нормальных температур в природных условиях Украины.

Предмет исследований. Эффективные размеры элементов рамных железобетонных каркасов маломатериалоемких зданий, прочность, стойкость, деформативность, трещиностойкость, напряженно-деформированное состояние железобетонных рам и их элементов прямоугольного, таврового и двотаврового переменного сечения.

Методы исследований:

➤ Методы строительной механики использованы для расчета железобетонных конструкций для определения эффективной конструктивной формы рамы, а также при расчетах прочности, стойкости прямоугольного, таврового, двотаврового сечений рам с переменной высотой стенки.

➤ Методы математического моделирования напряженно-деформированного состояния ригелей и стоек рам переменного сечения с помощью ПК ЛПА.

➤ Экспериментально-теоретические методы исследования натуральных железобетонных конструкций рам.

Научная новизна:

- На основе широкого комплекса экспериментальных исследований впервые получены результаты по прочности, стойкости, жесткости, трещиностойкости и напряженно-деформированного состояния трехшарнирных железобетонных рам пролетом 12, 18 и 21 м.

- Впервые разработаны методики для проведения натуральных экспериментальных исследований напряженно-деформированного состояния рамных конструкций пролетом 12, 18, 21 м, выполнены и использованы установки для проведения эксперимента.

- Проведение усовершенствованной методики расчёта прочности, стойкости, жёсткости, трещиностойкости и напряжённо-деформированного состояния однопролётных, многопролётных и пространственных рамных конструкций зданий из трехшарнирных железобетонных рам пролётом 12, 18 и 21 м на основе численного эксперимента в программном комплексе ЛПА с учётом физической и геометрической нелинейности железобетона.

- Впервые разработаны новые по авторским свидетельствам конструктивные схемы и решения каркасов железобетонных рам и их узлов (карнизных, коньковых и опорных), фундаментов, стеновых панелей, плит покрытия зданий, новые способы изготовления элементов рам и новый способ их возведения.

- Разработанный и научно обоснованный унифицированный сортамент 24 рам, которые позволяют в небольшом количестве металлоформ, за счет замены марки и армирования, изготовить всю номенклатуру рам.

- Впервые установлены закономерности влияния на напряжённо-деформированное состояние рамы особенности конструкций узлов рам, конструктивных характеристик поперечного сечения, характер армирования, вид статичной схемы, неравномерных осадок опор, влияние затяжки, величины пролета, высоты стойки, угла наклона ригеля, деформированной схемы рами.

- Разработана новая методика оценки экономичности и эффективности рамных конструкций.

Практичная значимость работы заключается в:

- использование при разработке результатов исследований индивидуальных, повторно применяемых и типовых проектов рамных конструкций, которые утверждены постановлениями Госстроя Украины;

- получены авторские свидетельства на новые железобетонные конструкции и их узлы соединений, в том числе разработанного способа изготовления арматурных каркасов рамных железобетонных конструкций;

- применение при утверждении в государственных и отраслевых нормативных документах, каталогах, в рекомендациях и технических условиях.

- применение результатов исследований при строительстве сельскохозяйственных промышленных зданий, зальных помещений сельских общественных зданий в системах бывших Укрмежколхозстрой,

Минсельстрой Украины и зданий и сооружений аэродромов сельхозавиации в системе МГА СССР;

- применение в учебном процессе КИИГА, КМУГА, НАУ при чтении курсов «Строительные конструкции», «Железобетонные и каменные конструкции» на кафедре компьютерных технологий строительства, в учебном пособии, в англоязычном учебнике, в дипломном проектировании строительных специалистов и магистров;

- определение рациональных областей применения каркасных зданий из трехшарнирных железобетонных рам для народного хозяйства Украины;

- применение разработанных силовых методов исследований рамных конструкций на заводах строительных изделий (конструкций) Украины;

- применение усовершенствованных программ по расчету рам на ПК ЛИРА;

- результаты разработки, исследования и внедрения в практику проектирования и строительства каркасных зданий из трехшарнирных железобетонных рам сельскохозяйственных промышленных зданий, зальных помещений сельских общественных зданий и сооружений аэродромов сельхозавиации с экономичным эффектом соответственно 0,412 и 2,940 млн. руб., а также введены в 5 нормативных документах.

Реализация работы. Результаты исследований реализовано:

- при чтении курсов «Строительные конструкции», «Железобетонные и каменные конструкции» на кафедре компьютерных технологий строительства, в учебном пособии, в англоязычном учебнике, в дипломном проектировании строительных специалистов и магистров;

- результаты испытаний использованы в нормативных документах, в технических условиях, в методических рекомендациях, каталогах в системе бывших Укрмежколхозстрой, Минсельстрой, Министерства гражданской авиации СССР, а также опубликовано в 3 монографиях, в 78 статьях, материалы которых получили внедрение в практику проектирования

филиалов бывших институтов Укрколхозпроект, УкрНИИгипросельхоз, ГПИиНИИГА Аэропроект и других организаций;

– получены авторские свидетельства на новые конструкции рам.

За участъю автора разработаны альбомы рабочих чертежей:

➤ «Составные железобетонные полурами РЖС для промышленных сельскохозяйственных зданий шириной 18 и 21 м» (шифр 1.800 – РЖС). Рабочие чертежи и номенклатура 12 полурам, утвержденные Постановлением Госстроя Украины.

➤ «Железобетонные полурами РЖ для промышленных сельскохозяйственных зданий шириной 18 и 21 м» (шифр 1.800 – РЖ) по а.с. Рабочие чертежи и номенклатура 12 полурам, утвержденные Постановлением Госстроя Украины.

➤ «Железобетонная полурама РЖк–21–1600 для промышленных сельскохозяйственных зданий шириной 18 и 21 м» (шифр 1.800–РЖ) по а.с.;

➤ «Прогоны железобетонные тавровые ПЖТ–5,5–250; ПЖТ–5,5–375; ПЖТ 5,5–500» (шифр 1.800–ПЖТ). Рабочие чертежи прогонов утверждены Постановлением Госстроя Украины;

➤ «Прогоны железобетонные тавровые ПЖТ–6–600; ПЖТ–5,5–600» (шифр 1.800–ПЖТ). Рабочие чертежи и номенклатура прогонов утверждены Постановлением Госстроя Украины;

➤ Разработана номенклатура 24 типоразмеров цельных и составных полурам, из которых 5 типоразмеров использованны при строительстве сельскохозяйственных зданий, зальных помещений сельских общественных зданий и сооружений аэродромов сельхозавиации в восемнадцати областях Украины.

В соответствии с планом внедрения новой техники построено 9,85 млн. м² промышленных зданий в рамных конструкциях.

Использование результатов исследований дало возможность получить фактический экономический эффект за 1972–1985 гг.:

экономия металла – 13,6 тыс. т.; экономия цемента – 66,2 тыс. т.; снижение трудозатрат – 148,1 тыс чел.–дней.

Полученный экономический эффект от использования результатов работы в проектировании - 0,412 млн. руб., в строительстве - 2,910 млн. руб., и введены в 5 нормативных документах.

Работа проводилась в соответствии с планом разработки новой техники Укргроостроя в следующих организациях:

- в лаборатории строительных конструкций института УкрНИИГипросельхоз;
- в отделе стройконструкций института УкрНИИПграждансельстрой;
- на кафедре зданий и сооружений КИИГА, КМУГА, а затем – на кафедре компьютерных технологий строительства Национального авиационного университета.

Достоверность научных положений, теорий и методик, результатов, выводов и рекомендаций подтверждается: обоснованностью принятых апробированных исходных данных, которые грунтуются на фундаментальных основах строительной механики, теории упругости, сопротивлению материалов; удовлетворительным схождением результатов при сравнении точных решений отдельных задач методами строительной механики и теории упругости, которые выполнены другими авторами, з данными, полученными по разработанным методикам и выполненным исследованиям; удовлетворительным совпадением данных исследований разных задач по рациональному проектированию железобетонных рам с научными результатами, которые приведены в книгах, статьях и диссертациях других ученых; близким совпадением результатов напряженно-деформированного состояния элементов рам таврового сечения с переменной высотой стенки с данными, которые получены при использовании соответствующих вычислительных комплексов; достоверность так же подтверждена при расчетах экспериментальных образцов.

Личный вклад соискателя. Научные положения диссертационной работы получены автором самостоятельно в соответствии с основными публикациями, в которых собственно автору принадлежит: постановка и решения научной проблемы проектирования эффективных конструкций рамных железобетонных каркасов маломатериалоемких зданий; усовершенствование методики по расчету прочности, жесткости и трещиностойкости однопролетных, многопролетных и пространственных рамных конструкций зданий из трехшарнирных железобетонных рам таврового переменного сечения с учетом физической и геометрической нелинейности на ПК ЛПРА; установления закономерности влияния на напряженно-деформированное состояние рамы особенности конструкций узлов рам, поперечного сечения, характер армирования, вид статической схемы, неравномерных осадок опор, влияние затяжки, величины пролету, высоты стойки; разработанные методики и установки для проведения натурных экспериментальных исследований напряженно-деформированного состояния рамных конструкций пролетом 12, 18, 21 м.; разработка новых способов изготовления, армирования, конструирования и монтажа полурам по 8 авторским свидетельствам, разработка новых конструкций покрытий, ферм, стеновых панелей, фундаментов по 9 а.с.; авторская разработка альбомов рабочих чертежей (- железобетонные тавровые прогоны ПЖТ пролетом 5,5 і 6,0 м; - железобетонные полурами РЖк-21-1600 по а.с.; - многопролетные составные железобетонные полурамы МРЖС-21-1600; – составные керамзитобетонные полурамы РЖк-21-1800 по а.с. для производственных сельскохозяйственных зданий пролетом 21м, утвержденных Госстроем Украины; - конструкции стеновых панелей без вертикального армирования; – рабочий проект «Детский плавательный бассейн со спортзалом» в г. Коростишеве с использованием рамных конструкций; – участие в исследованиях, доводки и внедрения конструкции 24 типоразмеров цельных и составных полурам РЖ и РЖС по а.с. для производственных сельскохозяйственных зданий пролетом 18, 21 м, из

которых 5 типоразмеров использованы при строительстве зальных помещений сельских общественных зданий и сооружений аэродромов сельхозавиации; - усовершенствование методики и проведение экспериментальных исследований прочности, жесткости и трещиностойкости рамных конструкций на заводах ЖБК Сельстройиндустрии в системах б. Укрмежколхозстроя и Минсельстроя с анализом результатов; - участие в исследованиях, доводки и внедрении конструкций облегченных свай СВД из вертикальных элементов, объединенных диафрагмами; - участие в разработке новой методики по проектированию экономичных железобетонных конструкций; - участие во внедрении рамных конструкций в нормативные документы, каталоги, в проектирование и строительство.

Апробация результатов работы. Основные положения и результаты диссертации докладывались и обговаривались на таких семинарах и конференциях:

➤ Реализация научно-технических достижений – основа совершенствования сельского строительства. Научн.-техн. конференция (СССР, Ростов-на-Дону, СевкавНИПИагропром, 1986 г.);

➤ Республиканская научно-техническая конференция. Совершенствование железобетонных конструкций, работающих на сложные виды деформации и их внедрение в строительную практику (Украина, Полтава, 1989 г.);

➤ Болгарская академия наук. Шестой национальный конгресс по теоретической и прикладной механике. 25–30.89 (Болгария, Варна, 1989 г.);

➤ Современные проблемы развития наземной базы ГА. Материалы Всесоюзной научно-технической конференции МГА. ГПИиНИИГА Аэропроект (СССР, Москва, 1989 г.);

➤ Zeszyty naukowe politechniki rzeszo-wskiej. Budownictwo i Inzynierid Srodowiska. Z.10. № R63 (Польша, Жешув, 1990 p.);

➤ Bugownictwo i Inzynierid Srodowiska. Z.12.II Rzeszowsko-Lwowskie Seminarium Naukowo- Technicznept №80 (Польша, Жешув, 1991 p.);

- Отчетная научно-техническая конференция университета за 1993 г. (11-15 мая 1994 г.) (Україна, Київ, КМУГА, 1994 г.);
- Звітна наукова-технічна конференція наукових колективів університету за 1994 р. (12-14 квітня 1995 р) (Україна, Київ, КМУЦА, 1995 р.);
- III Міжнародна наукова-технічна конференція (24-26 квітня 2001 р). (Україна, Київ, НАУ, 2001);
- V Міжнародна наукова-технічна конференція Авіа-2003 (23-25 квітня 2003 р.). Аеропорти та їх інфраструктура (Україна, Київ, НАУ, 2003);
- Науково-технічна конференція. Воєнна наука та освіта. Сьогодення та перспективи підготовки військових спеціалістів. (Україна, Київ, НАУ, 2004 р);
- Методика по проектированию экономичных железобетонных конструкций. Совершенствование методов расчета, конструирования, строительства, эксплуатации и ремонта висотных сооружений. Коллоквиум. (ООО «УкрНДІпроектстальконстркція» 18-22 вересня 2005 р. Київ, Україна);
- Концепція формування функціонально-планувальної і економічно обґрунтованої моделі організації бізнес-центрів аеропортів. Матеріали VII міжнародної наук.-техн. конференції Авіа-2006. (Galvanizing as corrosion protection for steel Матеріали VIII Міжнародної наук.-техн. конференції Авіа–2007. (25-27 квітня 2007 р.). – К .: НАУ, 2007;
- Strengthening concrete structures using fibre composite materials. Матеріали VIII Міжнародної наук.-техн. конференції Авіа–2007. (25-27 квітня 2007 р.). – К. : НАУ, 2007;
- Міжнародна науково-технічна конференція «Аеропорти – вікно в майбутнє» (Україна, Київ, 4-5 червня 2009 р.);
- II міжнародна науково-технічна конференція «Аеропорти – вікно в майбутнє» (Україна, Київ, 27-28 травня 2010 р.);
- Проектування рамних каркасів зальних приміщень сільських громадських будівель. VI міжнародна науково-технічна конференція «Будівельні конструкції спортивних та просторових споруд: сьогодення та перспективи розвитку». (6-10 вересня 2010 р., Київ, Україна);

➤ Положення дисертації докладались та обговорювались на щорічних конференціях Національного авіаційного університету в 1983–2011 рр, на науковому семінарі кафедри комп'ютерних технологій будівництва Національного авіаційного університету (1985–2011 рр);

➤ В повному обсязі дисертація доповідалась на кафедрі залізобетонних та кам'яних конструкцій Київського національного університету будівництва і архітектури (2010 р.).

Публикации. По теме диссертации автором опубликовано 78 работ (3 монографии) [104–140, 152–154, 157, 169, 210–242], в том числе 43 публикации в издательствах, которые входят до перечня ВАК Украины, 17 авторских свидетельств [1–17], всего 95 публикаций. Без соавторов опубликовано 24 работы, в том числе 14 из них входят до перечня ВАК Украины. В работах в соавторстве автор брал участь в постановке задач исследований, научному обоснованию методик и критериев эффективности формообразования железобетонных конструкций, проведении числовых исследований, анализ полученных результатов экспериментальных исследований. В научных статьях [219–231] представлены работы на конференциях и дополнительные исследования связанные с диссертационною работой.

Структура и объем диссертации. Диссертация (на украинском языке) включает вступ, 6 разделов, выводы, список использованных источников, 7 приложений. Диссертация состоит из 588 страниц, в том числе 347 стр. основного текста, 43 стр. з таблицами (116 таблиц), 165 стр. з рисунками (337 рис.), 37 стр. списка литературы, 240 стр. дополнений.

Автор считает своим долгом высказать благодарность научному консультанту, доктору технических наук, профессору, Лауреату Государственной премии Украины, Действительному члену Академии строительства Украины Барашикову Арнольду Яковлевичу.

РАЗДЕЛ 1

ПРОБЛЕМА ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЭФФЕКТИВНЫХ РАМНЫХ КАРКАСОВ. ОБОБЩЕНИЕ ОПЫТА ПРИМЕНЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РАМ ДЛЯ КАРКАСОВ ЗДАНИЙ

Решается важная научно-техническая проблема, которая позволяет достичь снижения энергетических затрат на эксплуатацию зданий, снижения затрат материалов на несущие и ограждающие конструкции за счет создания эффективных каркасов маломатериалоёмких зданий.

Таким образом, актуальной научно-технической проблемой является определение генеральных размеров эффективных железобетонных каркасов маломатериалоёмких зданий с использованием железобетонных элементов с переменными сечениями, выявления особенностей закономерности напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов с переменным сечением и разработка методики их расчета по прочности, деформативности и трещиностойкости. Такой экономичный эффект может быть достигнут только за счет разработки и внедрения новых конструктивных решений эффективных каркасов маломатериалоемких зданий с экономными затратами бетона, стали и эксплуатационными затратами.

Низкие затраты на эксплуатацию здания достигаются минимизацией строительного объема, а низкие затраты на строительство может только за счет снижения затрат металла и бетона, за счет рациональной конструктивной формы, за счет использования высокотехнологичных эффективных по затратам стали, учета пространственной работы и креплений элементов в каркасах.

Базируясь на главных положениях теоретических достижений в железобетонном строительстве, создании и расчета эффективных каркасов зданий с использованием высокотехнологичных сечений элементов рам

(двутавров, тавров переменного сечения), возникла объективная необходимость создать теоретические основы определения генеральных (габаритных) размеров и расчета эффективных железобетонных каркасов маломатериалоемких зданий; выявить новые закономерности и принципы проектирования каркасов с применением поперечных рамных профилей переменного сечения; провести исследования и выявить новые закономерности напряженно-деформированного состояния конструкций переменного сечения как элементов каркасов при разных граничных условиях, нагрузки и размеров зданий.

Значительный вклад в разработку и развитие теории расчету по прочности, стойкости, деформирования и трещинообразованию каркасов зданий, выявления действительного напряженно-деформированного состояния конструкций, оптимального их проектирования сделали ученые, которые провели разнообразные фундаментальные исследования: Алмазов В. О., Ананьин А. И., Антонюк А. Е., Байков В. М., Баженов В. А., Бамбура А. М., Барашиков А. Я., Бачинский В. Я., Барабаш М. С., Бердичевский Г. И., Билик С. И., Богданович А. У., Бондар Я. М., Бондаренко В. М., Вахненко П. Ф., Верюжский Ю. В., Власов В. З., Власов Г. М., Гуляев В. И., Геммерлинг А. В., Гениев А. М., Голишев А. Б., Гордеев В. М., Городецкий А. С., Гоцуляк Є. О., Докудовський С. І., Доброхлоп Н. И., Дробязко Л. Е., Еськов В. С., Жербин М. М., Жив А. С., Журавок В. И., Журавський В. И., Карпенко Н. И., Кашка Б. З., Калишенко М. М., Киселёв В. А., Климов Ю. А., Кудишин Ю. И., Корноухов А. В., Колчунов В. И., Корнев Н. А., Кузнецов Б. М., Лопатто А. Я., Лисицин Б. М., Любченко И. Г., Майборода В. Ф., Мангушев А. И., Масленников А. М., Мажид К. И., Мелер А. П., Метелюк М. С., Моргуль И. П., Набойченко В. Г., Назаренко В. Г., Немчинов Ю. И., Нилов А. А., Нисенбойм О. Б., Пермяков В. О., Петрова К. В., Пекус-Сахновський Д. М., Писаренко Г. С., Пискунов В. Г., Прицкер А. Я.,

Перельмутер А. В., Попович Г. А., Поляков Л. П., Пухонто Л. М., Рабинович И. М., Репях В. И., Рейтман М. И., Рохлин И. И., Ржаницын А. Р., Сахновский К. В., Сергейчук А. Ф., Сигалов Э. Б., Снитко М. К., Складнев М. М., Слюсаренко С. М., Смирнов А. А., Стрелецкий М. С., Попов Г. И., Стороженко Л. И., Снитко М. К., Суворкин Д. Г., Тимошенко С. П., Хило Е. Р., Хрущев О. И., Цихановский В. К., Шандрук П. П., Шелкунов В. В., Шимановский А. В., Шик И. Л., Шкураков Л. В., Шмалько В. А. Ярин Л. И., Ясинский Ф. С., Костанди Ф. Ф., Мажид К. И., Мелер А., Нгуен Чунг Хоа., Негрин Эрнандес Алексис., Масуд Нуридин, Liu Longuan, Maccduff Y. N., Felgar R. P., Laslo K. A., Podgorecki A., Przedpetski J., Kosko E.

1.1. Покрытия и каркасы зданий

При строительстве сельскохозяйственных сооружений производственного назначения применяют в основном три типа вентилируемых покрытия. Наиболее распространены покрытия с использованием сборных железобетонных плит, на которые укладывают пароизоляцию, обрешетку, утеплитель из минеральных плит и покрытия из волнистых асбоцементных листов (табл. 1.1., вариант 1). Такие покрытия долговечны и отвечают эксплуатационным требованиям. До недостатков такого решения относятся: большая масса и большие затраты труда на обустройство пароизоляции, укладки утеплителя и устройство покрытия на стройплощадке.

Наиболее легким является покрытие с использованием несущих элементов для покрытия волнистых асбоцементных листов с утеплителем между ними, которые укладываются по прогонам (табл. 1.1., вариант 2). Однако снижение массы такого покрытия не компенсирует, в сравнении с первым вариантом, повышенных трудозатрат при монтаже, поэтому использование таких покрытий ограничено.

Таблица 1.1

Типы применяемых покрытий

Вариант	Эскиз покрытия	Состав покрытия	Уклон кровли	Масса, кг	Стоимость, руб/м ²
1		Волнистый асбестоцементный лист УВ-6. Утеплитель – минеральная вата. Пароизоляция. Железобетонная плита типа СПР	1:4	190	15,53
2		Волнистый асбестоцементный лист УВ-6. Утеплитель – минеральная вата. Пароизоляция. Волнистый асбестоцементный лист УВ-6. Железобетонные прогоны	1:4	110	14,07
3		Волнистый асбестоцементный лист УВ-6. Асбестоцементная плита на дерев. каркасе. Железобетонные прогоны	1:4	90	12,96

Третий тип покрытия с применением асбоцементных плит на деревянном каркасе (типу АКД) по несущим элементам имеет меньшую массу. Однако небольшой шаг несущих конструкций (3 м) не способствует их широкому применению.

Наиболее легкое и эффективное покрытие получают при укладке асбоцементных плит на железобетонные прогоны с пролетом 6 м, которые расположены на расстоянии 3 м друг от друга по скату (табл. 1.1. вариант 3).

Из всех этих типов покрытий наиболее легким и индустриальным является третий тип покрытия с шагом 6 м, который получил распространение в сельскохозяйственном производственном строительстве.

Унификация габаритных и конструктивных схем одноэтажных сельскохозяйственных производственных сооружений привела к таким основным конструктивным решениям их каркасов:

- здания стоечно-балочной схемы (рис. 1.1, *а*);
- здания с применением сталежелезобетонных ферм (рис. 1.1, *б*);
- здания с применением железобетонных безразкосных ферм (рис. 1.1, *в*);
- здания с применением трехшарнирных железобетонных рам (рис. 1.1, *г*).

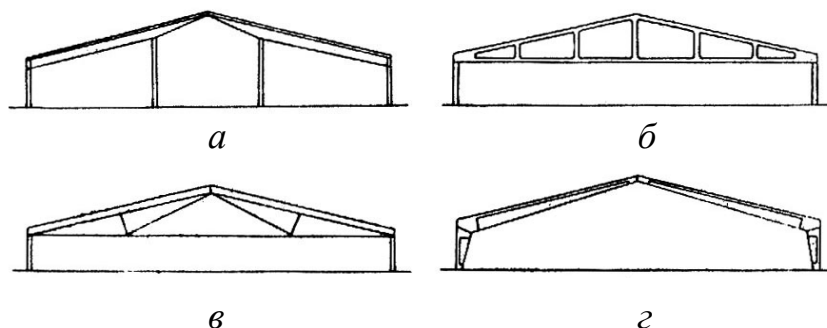


Рис. 1.1. Основные схемы каркасов сельскохозяйственных сооружений:
а – стоечно-балочная; *б, в* – стоечно-фермовая; *г* – трехшарнирная рама

Стойечно-балочная система имеет существенный недостаток – наличие консольно-балочных внутренних опор, которые создают трудности в размещении и эксплуатации технологического оборудования и эффективного использования полезной площади [232, 233, 236], что позволяет отказаться от их дальнейшего рассмотрения.

Стойечно-фермовая схема с использованием стропильных ферм, которые изготовляют стальными или железобетонными. Стальные фермы в сельском строительстве применяют в ограниченном количестве через их большую металлоемкость и необходимость использования надежной антикоррозионной защиты. Сталежелезобетонные фермы требуют меньших затрат стали и являются перспективными конструкциями, однако применяются в небольшом объеме.

Использование сквозных ферм для относительно низких сельскохозяйственных сооружений нерационально, поскольку: нижние пояса ферм перерезают по высоте полезный объем помещений, что усложняет въезд и перемещения мобильного транспорта; недостаточная глубина проработок конструкций, особенно их узлов; сложность антикоррозионной защиты стальных элементов ферм; внутренняя статически неопределенность

биматериальных конструкций, что требует повышенной точности изготовления и упрочненной сборки полуферм [169].

У табл. 1.2 приведены технико-экономические показатели двух вариантов каркасов сельскохозяйственных производственных сооружений, в одной из которых основным несущим элементом является безраскосная предварительно-напряженная железобетонная ферма, а в другом – трехшарнирная рама. Из таблицы видно, что рамный каркас более экономичный вариант в сравнении с безраскосной фермой, особенно по трудоемкости монтажа.

В табл. 1.3 приведены сравнительные затраты бетона и стали на несущие конструкции с тремя рассмотренными выше схемами поперечников рам из альбома, разработанного институтами Промстройпроект, Гипрооргсельстрой и НИИЖБ (полурамы РЖС–18–1600).

Из табл. 1.3 видно, что в рамной конструкции затраты бетона и стали значительно ниже, чем в случае применения безраскосных ферм. Сравнивая рамный каркас с вариантом, который предусматривает сталежелезобетонные фермы, можно отметить, что при приблизительно одинаковых затратах бетона для варианта с такими фермами необходима значительно больше затрат стали.

Следует отметить, что для рамных конструкций необходимы фундаменты, которые воспринимают распор. Конструкции таких фундаментов сложнее фундаментов под колонны для зданий, которые перекрываются фермами. Несмотря на это, трехшарнирные рамы имеют ряд преимуществ и достаточно целесообразны в каркасах сельскохозяйственных сооружений различного назначения.

На основании технико-экономических показателей и учета специфики сельскохозяйственного строительства, наилучшим решением каркаса производственных зданий является каркас с использованием применяемых трехшарнирных железобетонных рам. Трехшарнирные рамы имеют уклон ригелей 1:4, разработаны под покрытие с волнистым шифером. Такое

покрытие вентилируемое и соответствует производственному назначению сооружения.

Таблица 1.2

Сравнение технико-экономических показателей железобетонных рам и ферм

Схема несущих конструкций	Наименования конструкций	Затраты материалов		Стоимость, руб.	Трудоемкость монтажа чел/час.
		Бетон, м ³	Сталь, кг		
	Фундаменты	1,164	27,6	45,16	2,91
	Колонны	0,756	55,4	45,11	14,15
	Ферма безраскосная железобетонная	3,540	823,8	398,9	14,00
	Всего	5,46	906,8	483,46	31,06
	Фундаменты	2,15	219,0	106,2	5,37
	Рама железобетонная	2,714	687,4	306,8	15,20
	Всего	4,864	906,2	437,8	20,57

Таблица 1.3

Сравнение конструктивных решений по материалоемкости

Схемы поперечников	Наименования элементов	Затраты материалов на 1 м ² конструкции	
		Бетон, м ³	Сталь, кг
	Сталежелезобетонная ферма	0,0081	7,37
	Колонны	0,0027	0,68
	Фундаменты	0,0076	0,101
	Всего:	0,0184	8,151
	Безраскосная ферма	0,0206	5,07
	Колонны	0,0027	0,68
	Фундаменты	0,0076	0,101
	Всего:	0,0309	5,854
	Полурамы	0,0146	3,89
	Фундаменты	0,0129	0,52
	Всего:	0,0275	1,41

Анализ технико-экономических показателей вышеназванных схем показал, что рамные конструкции являются наименее материалоемкими и наиболее эффективными несущими конструкциями несмотря на то, что для остальных необходимы фундаменты, воспринимающие распор [232, 233, 236]. Кроме того, каркас из трехшарнирных железобетонных рам является

наиболее перспективным, потому что он учитывает специфику сельского строительства, а также требования, предъявляемые к каркасным зданиям для сельского производственного строительства.

Сооружения без внутренних опор позволяют использовать гибкое планирование, то есть делать монтаж любого оборудования, а также требуют меньшего количества типоразмеров сборных элементов.

Конструкции каркасных сооружений с использованием рамных конструкций в настоящее время находят широкое применение в нашей стране как в железобетоне [232, 233, 236], так и в дереве [151, 240] и в металле [29, 52, 237, 238, 241].

Преимуществом рамных каркасов является: наименьшее количество типоразмеров (ригель, стойка или полурама и фундамент); наименьшее количество затрат на работу по возведению каркаса; экономичность по стоимости, материалоемкости в сравнении с стоечно-балочным каркасом; нет необходимости в антикоррозионной защите.

Недостатки: сложное оборудование; трудоемкий процесс изготовления Г-образных элементов полурам; перевозка полурам может осуществляться только на специальном оборудованном транспорте; сложные фундаменты через наличие распора.

Вместе с тем рамные конструкции необходимо отнести к перспективным конструкциям. Это обуславливается целесообразностью изучения опыта их проектирования и строительства с целью нахождения лучших вариантов и путей их усовершенствования. Как показывает анализ, конструктивная схема здания будет зависеть от конструкций его каркаса.

1.2. Опыт разработки и применения рамных конструкций в разных странах

Рамные железобетонные конструкции находят широкое применение в **строительстве за границей**. Этому способствовало и то, что создание жестких узлов в железобетоне достигается значительно проще, нежели в рамах из других материалов.

В заграничном строительстве широко применяются облегченные рамные конструкции для одноэтажных безкрановых цехов и для складских помещений разного назначения.

Так, например, в Нигерии в г. Анапе было построено четыре склада размером в плане 137×60 м [145]. Конструкция предварительно напряженной железобетонной безшарнирной рамы имеет такие характеристики: пролет 45,7 м, длина консоли 12 м, шаг рам 7,6 м, ригель таврового сечения с шириной полки 500 мм и высотой от 600 до 1200 мм. Класс бетона В45, временное сопротивление канатов 1600 МПа, контролируемая величина предварительного напряжения 1100 МПа. Предварительное напряжение ригелей и стоек осуществляется проволочными пучками по 12 проволок диаметром 7 мм с натяжением на бетон (рис. 1.2). Распор воспринимается предварительно напряженной затяжкой, армированной одним пучком [145]. Покрытия склада включают в себя предварительно напряженные железобетонные прогоны двутаврового сечения с укладкой по ним волнистых асбестоцементных листов.

Оригинально решена конструкция каркаса склада в г. Бристоле (Англия) в виде трехшарнирной рамы с такими характеристиками: пролет – 31,2 м, длина консоли – 6 м, шаг рам – 6 м, сечение ригелей и стоек – прямоугольный шириной 200 мм и переменной высотой [54] (рис. 1.3). Железобетонная рама с предварительно напряженной арматурой с использованием натяжения арматурных элементов на бетон с последующей инъекцией цементного раствора в каналы. По материалоемкости рассмотренная конструкция значительно уступает конструкции склада в Нигерии.

В ФРГ применяют двухшарнирные рамы с пролетом 12,5 м и 15,0 м, которые состоят из пяти частей – двух стоек и трех элементов ригеля, которые соединяют металлическими стыками (рис. 1.4).

Рама двутаврового сечения с изменяемой толщиной стенки устанавливаются с шагом 5 м и соединяются между собой подкрановыми и

обвязывальными балками, а также элементами покрытия. Применяют также аналогичные рамы с пролетом 10 м, конструкция которых состоит из трех элементов – двух стоек и ригеля [162].

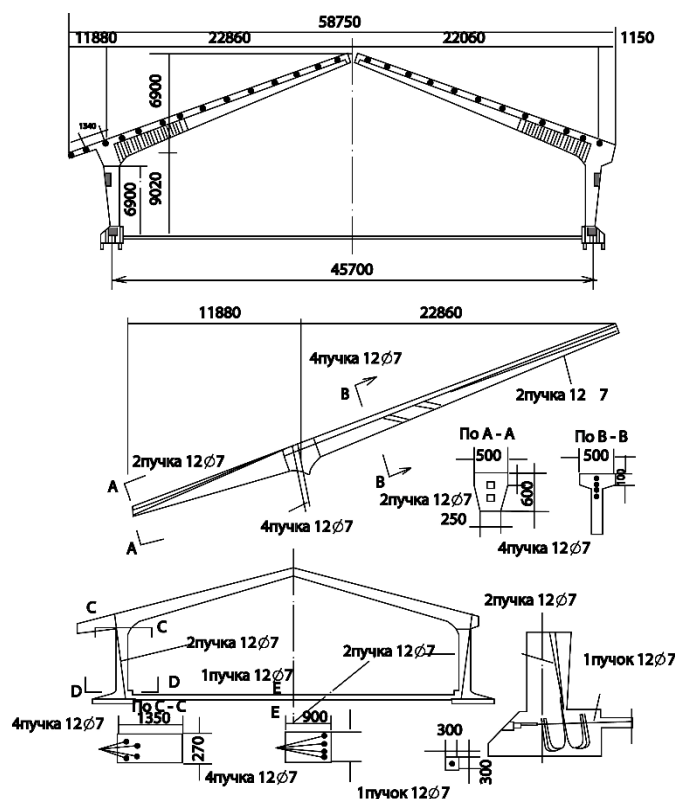


Рис. 1.2. Схема рамного каркаса хранилища в Анапе (Нигерия)

Фирма “Atcost Ltd” одна из первых в Великобритании начала изготовление железобетонных рамных конструкций для сельских производственных сооружений [148]. Фирма изготавливает и поставляет несколько типов железобетонных рам с такими характеристиками: форма рам – П-образная с ломаным ригелем, пролет от 4,57 до 18,29 м, продольный шаг – 4,57 м, высота до свеса покрытия – 6,71 м, уклон покрытия – 22,5°, поперечное сечение ригелей – прямоугольный и тавровый, стойки с консолями вылетом 100 и 150 мм. В последнее время стали изготавливать рамы с пролетами 19,81 и 21,34 м при уклоне покрытия 14° (рис. 1.5).

Железобетонные стойки рам – прямоугольного поперечного сечения с размерами 178×254 и 178×549 мм в зависимости от величины пролета рамы. Ригели – переменного сечения с треугольным утолщением в опорной части крепят к стойкам болтами (рис. 1.5) и соединяют с помощью шарнира в

коньке. По ригелям рам укладывают железобетонные прогоны, которые крепят один к одному, а также к ригелю с помощью сварки закладных деталей. Покрытие – профилированные асбестоцементные листы с высотой волны 150 мм.

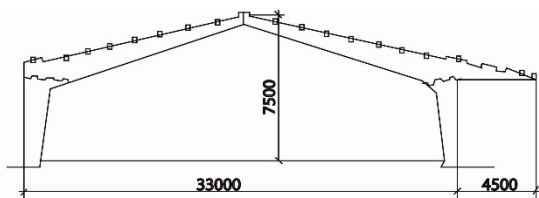


Рис. 1.3. Схема рамной конструкции хранилища в Бристоле (Англия)

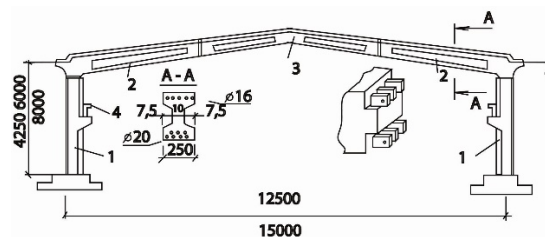


Рис. 1.4. Схема каркаса промышленного сооружения с двухшарнирными сборными рамами (ФРГ):
1 – стойки, 2 – крайние элементы ригеля, 3 – средний элемент ригеля, 4 – подкрановые балки

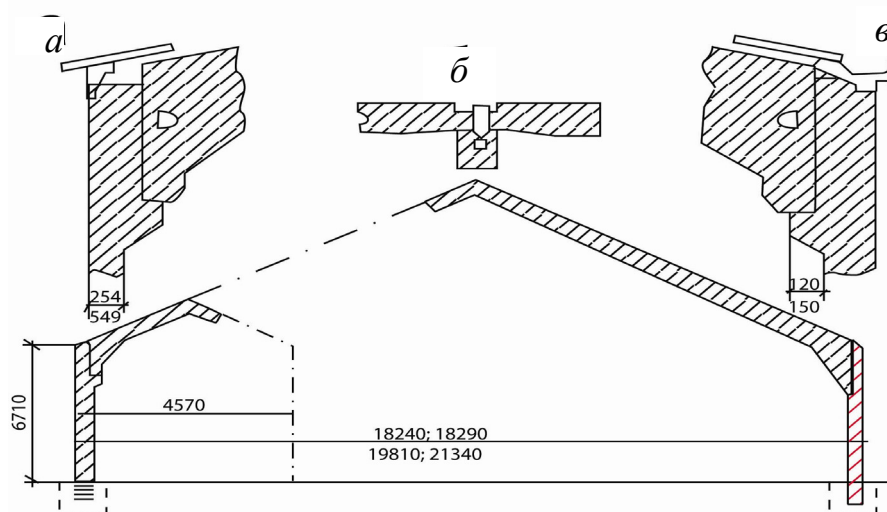


Рис. 1.5. Схема однопролетной железобетонной рамы (Великобритания):
а – деталь устройства карнизного узла с прогоном фасонного сечения;
б – деталь крепления прогонов; в – деталь устройства карнизного узла с прогоном фасонного сечения – водоотводным желобом

Указанные полурамы выгодно отличаются простотой изготовления прямоугольных стоек. Поэтому эти полурамы навряд ли смогут быть признаны оптимальными через довольно громоздкие формы ригеля "Г" – подобной формы и сложного решения болтового соединения ригеля со стойкой.

В качестве каркасов сооружений в Нидерландах применяют железобетонные трехшарнирные рамы с двухуклонным ригелем с пролетом 17 м, с шагом 4,8 м, с высотой стоек до 3,5 м [180].

Цельные сборные рамы нашли применение также в США и других странах. Сборные цельные рамы, с точки зрения американских специалистов, являются более экономичными, в сравнении с составными, в связи с отсутствием необходимости выполнять дорогие стыки соединения ригелей или ригелей со стойкой [162].

Итальянской фирмой «Джи и Джи» разработана каркасно-панельная рамная конструкция для строительства свиноводческих комплексов. Основной несущей конструкцией является железобетонные рамы пролетом 16,2 и 17,7 м с шагом 3 м [200].

Стены запроектированы из трехслойных железобетонных самонесущих панелей с утеплителем из пенопласта. Покрытия – из керамзитобетонных панелей с утеплителем из пенопласта. Покрытие из волнистых асбестоцементных листов. Фундаменты – монолитные железобетонные.

Железобетонная рама состоит из двух "Г" – подобных полурам (класс бетона В35) и предусмотрена под снеговую нагрузку 15,0 МПа. Ригели и стойки полурам имеют тавровое, двутавровое и трапецевидное сечение. Ширина полурамы с внешней стороны равно 160 мм, а с внутренней изменяется от 100 мм в коньковом узле до 350 мм в карнизном узле. Узел соединения ригеля и стойки полурамы армируется гнутыми стержнями с отгибами под углом 45°, которые объединяются в пространственный каркас замкнутыми хомутами (рис. 1.6).

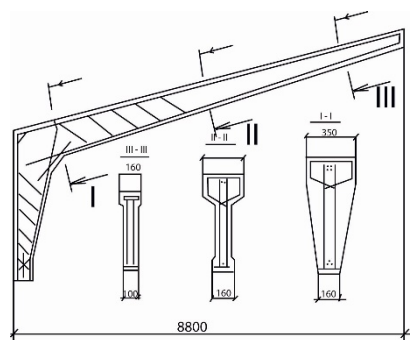


Рис. 1.6. Основные размеры и схема армирования полурамы, разработанной фирмой «Джи и Джи» (Италия)

С целью снижения материалоемкости ригели и стойки полурамы выполнены сложной формы, а армирование предусмотрено с помощью гнутых стержней с отгибами. Вместе с тем, указанные конструктивные мероприятия усложнили металлооснастку по изготовлению полурам, а показатели их значительно уступают отечественным полурамам (по затратам стали до 30 %, бетона – до 50 %).

Следует также отметить нерациональное конструктивное решения узлов каркаса сооружений итальянской фирмы: узел опирания пяты рамы в фундамент заделан жестко, не отвечает расчетной схеме; узел соединения ригеля со стойкой сложный в изготовлении; узлы крепления стеновых панелей к стойкам полурам предусмотрены на болтах с нулевыми допусками.

Следует отметить, что рассмотренные конструктивные решения каркасных сооружений итальянской фирмы «Джи и Джи» без коренной переработки не было рекомендовано к применению в практику отечественного строительства.

По проекту итальянской фирмы «Джи и Джи» в Польше используют конструктивную систему «Fermbet» для строительства животноводческих сооружений [180]. В качестве несущих конструкций покрытий используются трехшарнирные гратчастые арки треугольной формы (уклон 20°) со стальной затяжкой пролетами 12,6; 16,5; 18,0; 19,5 м. Конструкция покрытия включает в себя: железобетонные Т-образные сечения прогонов, волнистые асбестоцементные листы усиленного профиля. Колонны двутаврового сечения с шагом 3 м жестко заделаны в железобетонных фундаментах. Стены из трехслойных железобетонных панелей с утеплителем из пенополистирола.

Вместе с тем следует отметить, что металлическая затяжка перерезает полезный объем здания, что препятствует движению мобильного транспорта, а также необходимо проведение специальных мероприятий по обеспечению его антикоррозионной защиты.

Аналогичные конструктивные схемы с некоторыми модификациями используют в Венгрии, Чехии, Словакии, ФРГ.

1.2.1. В Украине

Укргипросельстрой разработал конструкции железобетонных рам с пролетом 6 и 9 м для зданий различного назначения [181]. Рамы состоят из трех типов элементов ферм для покрытия с рулонной кровлей, а также для покрытия с более крутой кровлей из волнистых асбестоцементных листов (рис. 1.7).

Трехшарнирные железобетонные рамы, состоящие из ригелей и стоек в виде решетчатых треугольных ферм, выполненные из бетона класса В20. Предусмотрено два варианта стыковки элементов рам: на сварке и на болтах. По верхнему поясу рам крепят железобетонные ребристые плиты.

Следует отметить, что решетчатая конструкция железобетонных рам имеет небольшие пролеты, занимает много свободного пространства сооружения, были менее экономичны для аналогичных сооружений с несущими продольными стенами.

Дальнейшее развитие и совершенствование рамных конструкций нашло отражение в проектном предложении, разработанной в АБиА вместе с УкрНИИГипросельхозом. Основной несущей конструкцией покрытия является трехшарнирная железобетонная рама, которая собирается из двух полурам (рис. 1.8). Пролет рамы 18 м, шаг – 6 м. По рамах укладываются железобетонные плиты или прогоны, а по последним заполнения из местных материалов. Рама состоит из шести отдельных элементов (два типоразмера), которые имеют двутавровое сечение. Армирование элементов предусмотрено плоскими сварными каркасами.

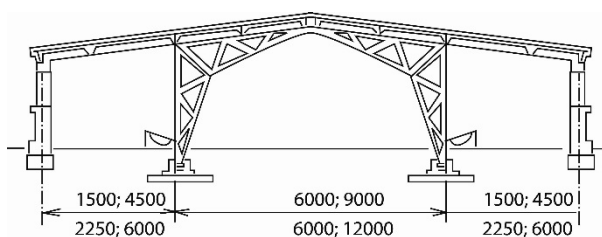


Рис. 1.7. Схема каркаса сельскохозяйственного сооружения с применением трехшарнирных рам

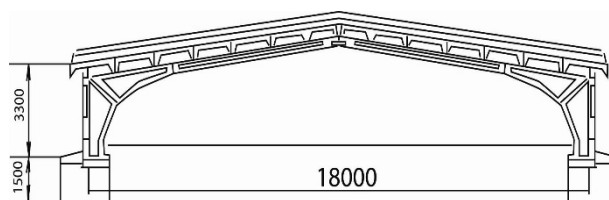


Рис. 1.8. Схема рамного каркаса сельскохозяйственного сооружения

Ниже рассмотрен опыт применения трехшарнирных железобетонных рам.

Для удобства составлена сводная таблица А.1.4, куда были помещены показатели железобетонных полурам, применяемых в сельскохозяйственном строительстве Украины, России, Молдавии и других стран [236].

Рамы с пролетом 21 м. Для строительства сельскохозяйственных производственных сооружений внедрены составные железобетонные рамы с пролетом 21 м (рис. 1.9).

Раму собирают из двух сквозных стоек и двух ригелей с переменным по высоте сечением. Размеры сечения в карнизном узле 180 на 560 мм. Ригели со стойками соединяются с помощью монтажных болтов и электросварки закладных деталей. Стойки и ригели изготавливают на заводе ЖБИ [151]. Техничко-экономические показатели приведены в табл. А.1.4, варианты 5, 24.

Одесским инженерно-строительным институтом проведены испытания железобетонных трехшарнирных рам с пролетом 21 м, собранных из гранчастых стоек и ригелей. Результаты исследований подтвердили достаточную несущую способность, жесткость и трещиностойкость испытанной рамы, выбранной из рядовой продукции завода. В проектах сооружений промышленного значения широко применяются железобетонные рамы с пролетом 21 м [151]. Была проведена привязка 76 проектов сооружений с каркасами из указанных рамных конструкций. Около 30 сооружений построено.

Разработанная конструкция железобетонной рамы собирается из сплошных полурам с пролетом 20,6 м с шагом 4 м под нагрузку 13,5 кН/м. Ригель и стойка полурамы – прямоугольного сечения. Высота стойки снаружи 2800 мм. Ширина сечения по всей длине полурамы постоянна и равна 160 мм, максимальная высота в узле сопряжения ригеля и стойки – 940 мм. Армирование полурамы предусмотрено сварочными каркасами и отдельными стержнями. Расход материалов на полураму приведены табл. А.1.4, вариант 3. комбинированный шарнир образуют две конечные

закладные детали полурам, которые выполнены в виде трубчатого полуцилиндра, сваренного с двумя цилиндрами по направляющим.

Полурамы изготавливают в кассетах по семь штук в каждой. На заводе ЖБК днепропетровский инженерно-строительный институт провел испытания рамы. После положительной экспериментальной проверки налажен массовый выпуск рамных конструкций [208].

К недостаткам конструкции рамы следует отнести немодульные размеры пролета – 20,6 м и шаг рам – 4,0 м [151]. Конструкция карнизного узла рамы с использованием гнутых закладных деталей является нерациональной. Рационально использовать конструкцию по типу в рамках РЖС–21–1350. Радиус закругления рабочей арматуры в карнизном узле рамы во много раз превышает рекомендованный, в результате чего резко уменьшается полезная высота сечения по биссектрисе карнизного узла. Рационально было бы разместить рабочую арматуру по периметру внешнего угла с изгибом ее по кругу радиусом, равным 10 диаметрам изгибающей арматуры стержня. Высота стойки, которая составляет 2,8 м, недостаточна. В соответствии с рекомендациями «Каталога» [70] высота стойки с внутренней стороны должна быть не менее 2,4м. Уклон ригеля полурамы принят 1: 3,2 вместо общепринятого для асбестоцементных кровель 1: 4 и т.д.

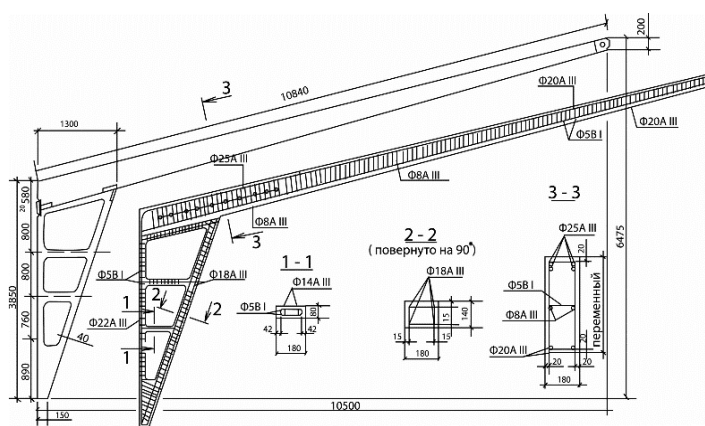


Рис. 1.9. Составная полурама РЖ-21
(Одесский Облмежколхозстрой)

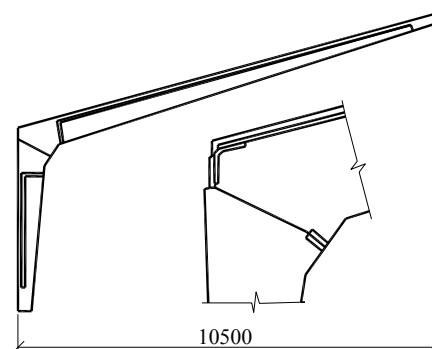


Рис. 1.10. Составная полурама
РЖС-21-1350
(ЦНИИЭСельстрой, НИИЖБ,
Крымоблмежколхозстрой)

По результатам исследований (с участием автора) конструкцию железобетонной рамы с пролетом 20,6 м Госстроем Украины не было рекомендовано.

В 1975–1977 годах разработана конструкция составной железобетонной полурамы, которая имеет разрез в узле сопряжения ригеля со стойкой для каркасов сельскохозяйственных производственных сооружений пролетом 21 м [55] (рис. 1.10).

Конструктивное решение сельскохозяйственного сооружения пролетом 21 м с каркасом из составных полурам и железобетонным покрытием экономичнее стоечно-балочного решения (с консольными балками): по расходу бетона на 19 %, по трудоемкости на 17 %, по стоимости на 5,5 %, а при покрытии с асбестоцементными волнистыми листами по прогонам соответственно: по расходу бетона на 5 %, по стали на 4 %, по трудоемкости на 33 % и по стоимости на 29 %.

Конструкция трехшарнирной железобетонной рамы состоит из двух Г-образных полурам, простых в изготовлении, удобных для транспортировки и монтажа. Ригель и стойка полурамы предусмотрены прямолинейными, таврового сечения с переменной по длине элементов высотой стенки, которая переходит в прямоугольное сечение, шириной, равной полочке в местах сопряжения ригеля со стойкой, у пят и у конькового шарнира (рис. 1.10). Бетон в сборных элементах полурам класса В30. Армирование элементов предусмотрено сварными каркасами и сетками. Расчетная нагрузка на ригель составляет 13,5 кН/м. Технико-экономические показатели приведены в табл. А.1.1, вариант 4.

Разработке рабочих чертежей железобетонной составной полурамы предшествовало экспериментальное исследование узла сопряжения ригеля со стойкой, а также комбинированного узла на опытных образцах. Испытания натурной трехшарнирной железобетонной рамы, собранной из двух полурам, с участием автора проводили на Бахчисарайском заводе ЖБИ комбината «Стройиндустрия» [212, 214]. Положительные результаты исследований

полурамы (рис. 1.10) положили основу для строительства первого экспериментального производственного сооружения в Крымской области. Разработанная железобетонная полурама является рациональной конструкцией, она послужила основой для дальнейшего улучшения рамных конструкций каркасов сельскохозяйственных промышленных сооружений.

По аналогии с конструкцией рамы пролетом 18,6 м разработана трехшарнирная железобетонная рама пролетом 21 м, которая собирается из двух сплошных полурам (рис. 1.11) [91]. Ригель и стояк рамы предусмотрены прямоугольного сечения с переменной по длине высоты. Армирование предусмотрено сварными каркасами и сетками с применением арматуры класса АIII и AI. Расходы материалов см. табл. А.1.4, вариант 10. Расчетная нагрузка на ригель – 1,5 кН/м с учетом его веса, шаг рам – 4 м.

Покрытие – сборное с использованием железобетонных плит ПР-2. Плиты покрытия, башмаки и фундаментные балки являются унифицированными для рам с пролетом 21,0 м и 18,6 м. Конструкция полурамы Р-21 улучшенная по сравнению с Р-18,6: изменен узел стыковки полурам в гребне, упрощено армирование.

Следует также отметить, что эта конструкция уступает полурамам РЖС-21-1350 по расходу бетона на 13,4 % и по стоимости на 11,4 %, а также имеет не модульный шаг, равный 4,0 м.

Учитывая острую потребность в рамных конструкциях пролетом 21,0 м Госстрой Украины счел возможным допустить разработанную и адаптированную Полтавским филиалом Укрколхозпроект трехшарнирную железобетонную раму с пролетом 21 м для экспериментального строительства при условии ее экспериментальной проверки [91].

Далее разработана конструкция железобетонной рамы пролетом 21 м под нагрузку 15,0 кН/м, которую собирают из двух сплошных полурам РЖ-21-1500 [204] (Рис. 1.12).

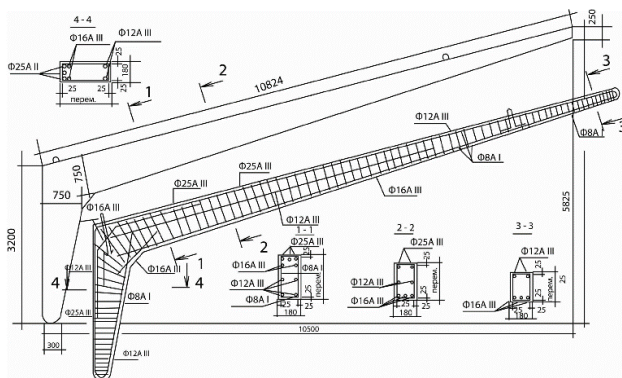


Рис. 1.11. Сплошная полурама
(Полтавский филиал Укрколхозпроект)

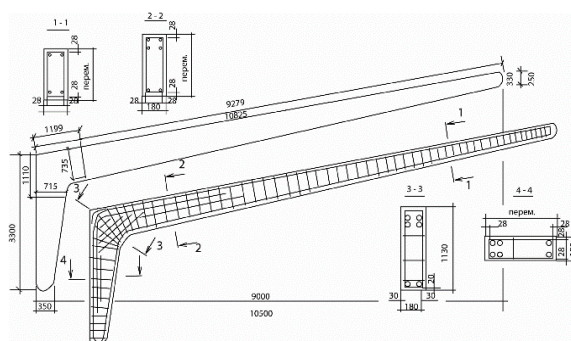


Рис. 1.12. Сплошная полурама
РЖ-21-1500 (ЦНИИЭПсельстрой,
НИИЖБ, Мордовколхозстрой)

Испытания натурной конструкции рамы пролетом 21 м проводились на заводах стройиндустрии [113], а также в НИИСК Госстроя Украины. Испытания опытных конструкций показали положительные результаты, в связи с чем, было получено разрешение на применение их в строительстве сельских производственных сооружений.

Следует отметить, что принятый класс бетона В20 для полурам РЖ–21–1500 – недостаточен. Как показывает опыт, применение указанных полурам при классе бетона В20 и 70 % отпускной прочности при распалубке, при складировании и транспортировке появляются волосяные трещины, сколы углов и ребер. Следует повысить класс бетона до В25–В30. Согласно рабочих чертежей, РЖ–21–1500 предусмотрено производить в горизонтальном положении, что является малопродуктивным. Поэтому нужно считать верным переход к кассетному изготовлению полурам в вертикальном положении. Однако размещение трех рабочих стержней в верхней зоне полурамы мешает нормальному прохождению бетонной смеси. Поэтому рациональнее применять два стержня, эквивалентных по сечениям, и установить их в плоскости арматурных каркасов.

Разработанная конструкция железобетонной рамы двутаврового сечения собирается из двух полурам пролетом 21 м, с шагом 6 м, под нагрузку 19,6 кН/м. Высота стойки с внешней стороны равна 3500 мм. Ширина сечения по всей длине полурамы постоянна и равна 180 мм,

максимальная высота в узле сопряжения ригеля со стойкой – 750 мм. Армирование полурамы предусмотрено сварными каркасами и отдельными стержнями (см. табл. А.1.4, вариант 18). Комбинированный шарнир формируется двумя конечными закладными деталями полурамы с двумя накладными пластинами в форме полуцилиндра.

Следует отметить, что эта конструкция рамы достаточно материалоемкая по бетону и стали. Используя эту конструкцию, разработан проект рамы, которая была испытана Одесским инженерно-строительным институтом и показала положительные результаты.

Разработана конструкция сплошной железобетонной полурамы прямоугольного сечения с пролетом 21 м, шагом 6 м, под нагрузку 26,0 кН/м (табл. А.1.4, вариант 19). Следует отметить, что содержание забетонированной стержневой затяжки на уровне пола для погашения распора рамы является неудачным решением, как с конструктивной, так и с эксплуатационной стороны.

Узел сопряжения ригеля со стойкой, армированными гнутыми арматурными стержнями, под которыми на участке их изгиба действует довольно значительное местное давление, способен расколоть бетон. Имеется дополнительная конструктивная арматура, которая повышает надежность узла, усложняет его армирование, что делает невозможным использование механизированного изготовления арматурного каркаса.

Разработанный вариант устройства свайных фундаментов под пяты трехшарнирной железобетонной рамы исключает устройство затяжки и улучшает технико-экономические показатели здания, но требует доработки и экспериментальной проверки.

Рамы с пролетом 18 м. Для каркасов сельскохозяйственных производственных сооружений шириной 18 м (см. табл. А.1.4, вариант 21, 23) разработаны трехшарнирные железобетонные рамы (рис. 1.9) [28, 207].

Разработанную конструкцию трехшарнирной железобетонной рамы пролетом 18,6 м собирают из двух сплошных полурам. Ригель и стойка

предусмотрены прямоугольного сечения с переменной высотой по длине элементов. Полурамах Р-18,6 имеет-такие характеристики: высота стойки с внешней стороны – 2800 мм, высота сечения полурамы в карнизного узла – 600 мм, в пяте – 250 мм, в гребневом узле – 220 мм, радиус закругления с внутренней стороны карнизного узла 800 мм, ширина прямоугольного сечения ригеля и стойки – 140 мм.

Армирование, предусмотрено сварными каркасами с использованием арматуры класса А-III и А-II. Техничко-экономические показатели полурамы приведены в табл. А.1.4, вариант 30. Расчетная нагрузка на ригель с расчетом его массы 15,0 кН/м. Коньковый узел выполнен с использованием утопленной в бетон полукруглой закладной детали. При монтаже полурам и конькового узла накладывают стальные накладки на болтах.

При разработке проектов сооружений приняты: шаг рам 4,0 м, покрытие из сборных железобетонных плит ПР-2, утеплитель из карболитовых или камышитовых плит, вентилируемая крыша из волнистых асбестоцементных листов, стены самонесущие кирпичные или из крупно-бетонных блоков. Разработаны также конструкции отдельных фундаментов и фундаментных балок. Изготовление полурам производится в двух кассетах по шесть элементов каждая с паровыми рубашками.

Следует отметить, что сплошная полурама по сравнению с составной имеет некоторое преимущество в технологии изготовления, а именно, возможность их группового изготовления в кассетных формах.

Перевозки полурам выполняют на полуприцепах грузоподъемностью 12 т по 6 полурам одновременно. Сборка трехшарнирных рам из двух полурам ведут с помощью передвижной монтажной вышки.

Конструктивное решение сельскохозяйственных сооружений с пролетом 16,6 м с каркасом из сплошных полурам со сборным железобетонным покрытием экономичнее стоечно-балочного решения по расходам сборного железобетона на 19 %, по расходам стали – на 25 % и примерно одинаково по трудоемкости.

Испытания опытной конструкции железобетонной рамы проводилось Полтавским инженерно-строительным институтом и были получены положительные результаты.

К недостаткам описанной выше конструкции рамы относят: не модульный пролет – 18,6 м и не модульный шаг – 4,0 м рам.

В Черкасской области получили распространение конструкции сплошных полурам РЖ-21-1900, подобно приведенных на рис. 1.12.

Конструкция трехшарнирной железобетонной рамы с пролетом 21,0 м состоит из двух сплошных "Г" – подобных полурам. Стойки и ригель полурамы предусмотрены прямоугольного сечения с переменной по длине элементов высотой. Высота стойки с внешней стороны 3300 мм. Высота сечения ригеля полурамы в карнизном узле - 735 мм, в коньковом узле - 250 мм. Высота сечения стойки в карнизном узле – 715 мм, в пяте – 350 мм. Радиус закругления с внутренней стороны карнизного узла – 872 мм. Ширина прямоугольных сечений ригеля и стойки составляет 180 мм. Армирование предусмотрено сварными каркасами с применением арматуры класса А-III и А-I (см. табл. А.1.4, вариант 20). Расчетная нагрузка на ригель с учетом его массы – 19,0 кН/м, шаг рам – 6 м. Коньковый узел решен с применением металлических закладных деталей толщиной 16 мм и круглой стали Ø32 класса А-1. При монтаже на коньковый узел накладывают стальные накладки на болтах.

Конструкция трехшарнирной железобетонной рамы пролетом 18,0 м аналогична конструкции описанной рамы с пролетом 21,0 м. Полурамы РЖ-18-1900 выпускаются в кассетной установке для изготовления полурам РЖ-21-1900, для чего используют вкладыши с внутренней стороны ригеля. Высота сечения ригеля полурамы в коньковом узле 330 мм. Ширина прямоугольных сечений ригеля и стойки составляет 180 мм. Армирование предусмотрено сварными каркасами с применением арматуры класса А-III и А-1 (рис. 1.12), класс бетона – В30. Расчетная нагрузка на ригель с учетом

его массы – 19,0 кН/м. Шаг рам – 6 м, коньковый узел решен аналогично раме Р1-21-1900.

Следует отметить, что применение двух разнотипных решений по площади покрытия, с одной стороны, железобетонных плит типа СПИ 1,5×6 м, расположенных в шахматном порядке, а с другой стороны, настила из асбестоцементных волнистых листов, заполняющих промежутки между ними, не является удачным и единственно возможным решением. Необходимо продолжить поиск в направлении снижения собственной массы покрытия и применения однотипных решений, не исключая таких вариантов, как применение плит типа АКД по железобетонным прогонам, асбестоцементных волнистых листов как настил и тому подобное.

В последнее время рядом организаций разработаны эффективные конструкции полурам с повышенной стойкой (рис. 1.13, 1.14) прямоугольного сечения, равной 5,15 м вместо 3,3 м.

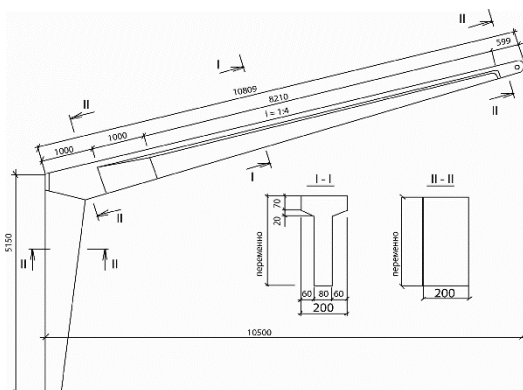


Рис. 1.13. Составная полурама РЖС 21-1600/1 (Хмельницкий филиал института Укрколхозпроект)

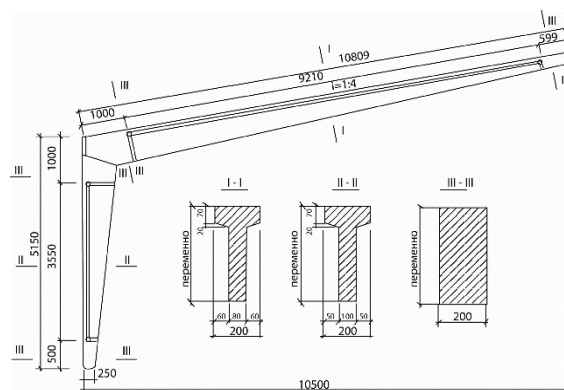


Рис. 1.14. Составная полурама РЖС-21-5,15-1200 (ВЗИСИ, Винницкий Облмежколхозстрой)

Расчет сделан на совместное действие полной расчетной нагрузки, равной 12,0 кН/м на ригель рамы из условий устройства холодных покрытий при шаге рам 6,0 м, включая его собственный вес (1,4 кН/м), и нормативной снеговой нагрузки. Техничко-экономические показатели составной железобетонной полурамы с повышенной железобетонной стойкой приведены в табл. А.1.4, вариант 36).

Как отмечалось выше, в Украине накоплен большой положительный опыт применения рам РЖС-21-1600 в сельском строительстве. При разработке рам РЖР-21-5.15-1200 ставилась задача подобрать максимальную высоту стойки, не меняя ригеля рамы РЖС-21-1600, для того, чтобы не менять формы и не вносить изменений в отлаженную технологию изготовления ригелей.

Проведенное экспериментальное исследование фрагмента рамы, состоящей из удлиненной стойки и отрезка ригеля длиной 4,25 м. Опытные образцы готовили на заводе ЖБК Винницкого Облмежколхозстроя. Исследования показали положительные результаты по прочности, деформативности и трещинообразованию.

Универсальность конструкций разработанных унифицированных рам (рис. 1.15) обеспечивается тем, что полурамы всех типоразмеров имеют одинаковую форму и размеры соответствующих сечений, при этом ригель и стойки полурамы имеют участки постоянного по высоте сечения [170, 233, 236]. Таким образом, все типы полурам можно изготовить в одной оснастке, оборудованной конечными вкладышами.

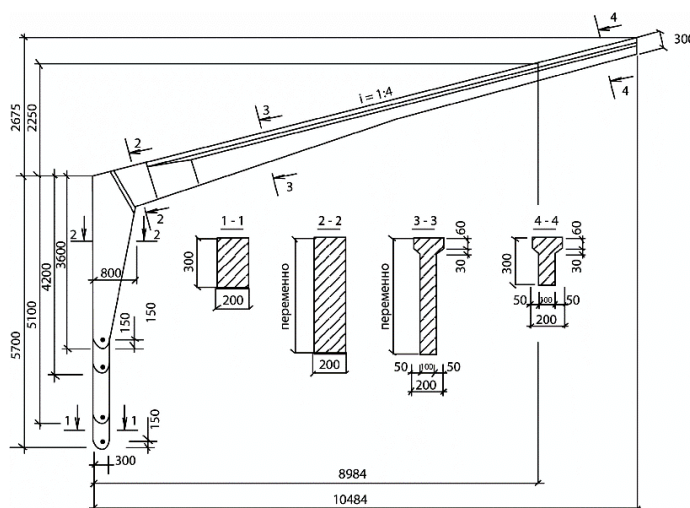


Рис. 1.15. Унифицированная полурама (Укрколхозпроект, КИСИ)

Пролеты трехшарнирных рам, состоящих из 2-х полурам, – 9,0; 12,0; 18,0 и 21,0 м, высота стойка – 3,6; 4,2; 5,1 и 5,7 м, дает возможность возводить сооружение шириной 9–21 м, а также двух- и многопролетные поперечники шириной 18–42 м (табл. А.1.4, вариант 40).

Рамы устанавливаются с шагом 6 м, рассчитаны на зональные снеговые нагрузки, а также на нагрузки от взаимозаменяемых типов покрытий: железобетонных и легкобетонных плит, асбестоцементных плит и волнистых асбестоцементных листов по железобетонным прогонам (табл. 1.5).

Таблица 1.5

**Расчетные эквивалентные нагрузки на ригель рамы (шаг 6 м)
при различных типах покрытия, кН/м**

Нормативная снеговая нагрузка	Железобетонные плиты	Легкобетонные плиты	Асбестоцементные плиты по железобетонным прогонам для «теплых сооружений»	Асбестоцементные плиты по железобетонным прогонам для «холодных сооружений»	Асбестоцементные волнистые листы по дерев. настилу и железобетонным прогонам для «холодных сооружений» (зернохранилища)
0,7	19,0	16,5	14,5	12,5	14,5
0,5	16,5	14,5	12,5	10,5	12,5

Экономическая эффективность от внедрения унифицированных полурам достигается благодаря таким факторам: учет зональных условий Украины при определении опалубочных размеров конструкций рам (снеговая нагрузка 0,7 МПа вместо 1,5 МПа, принятых по серии 1.822–2); замена материалоемких стоечно-балочных или типовых рамных конструкций каркаса зональными полурами (приведенный расход металла и цемента унифицированной полурамы высотой 3,6 м с пролетом 10,5 м соответственно на 9 и 22 % ниже по сравнению с типовой полурамой серии 1.822 с аналогичным покрытием).

Испытания главных образцов полурам подтвердили их надежность по прочности, деформативности, трещиностойкости и соответствие теоретическим расчетам с использованием программных комплексов.

В табл. 1.6. приведена номенклатура и характеристика сборных железобетонных унифицированных рамных конструкций.

Технико-экономические показатели сборных железобетонных унифицированных рам

Марка рамы	Пролет рамы	Высота стойки	Эквивалентная нагрузка (без учета собст- венного веса ригеля), кН/м	Масса, т класс бетона	Расходы материалов на изготовление рамы	
					бетон, м ³	сталь, кг
РЖУ-21-3, 6-5	21,0	3,6	19,0	4,9/B35	1,96	629
РЖУ-18-3, 6-5	18,0	3,6	19,0	4,6/B35	1,84	455
РЖУ-12-3, 6-5	12,0	3,6	19,0	4,0/B35	1,60	237
РЖУ-9-3, 6-5	9,0	3,6	19,0	3,7/B35	1,48	169

1.2.2. В Молдавии, Казахстане, России

В Молдавии первоначально были разработаны и получили распространение рамы с пролетом 12 м, состоящие из двух сплошных полурам прямоугольного сечения. Шаг рам 4,8 м. Стойка и ригель полурамы постоянной толщины – 160 мм и переменного по высоте сечения. Высота сечения полурамы в коньковой шарнире и в пяте – 250 мм, в вуте карнизного узла – 500 мм. Армирование полурамы обычное сварными каркасами из стали класса А-III и А-I. Класс бетона В20. Расчетная нагрузка на ригель – 12,8 кН/м.

Покрытие сооружений с применением железобетонных рам устраивают по железобетонным прогонам, которое состоит из асбестоцементного волнистого настила, пароизоляции и утеплителя из минеральной ваты. Кровлю выполняют из волнистых асбестоцементных листов. Стены из местного пиленого известняка.

Разработанные аналогичные железобетонные рамы пролетом 18,6 м для каркасов производственных сооружений. Продольный шаг рам составляет 4,8 м, стойка и ригель полурамы одинаковой толщины – 160 мм и переменного по высоте сечения. Высота сечения полурамы в коньковом шарнире пяты – 250 мм; в вуте карнизного узла – 650 мм. Армируется

полурама сварными каркасами из стали класса А-III и А-I (см. табл. А.1.4, вариант 27). Расчетная нагрузка на ригель составляет 11,5 кН/м.

Покрытие устраивают из несущих волнистых асбестоцементных листов, уложенных по полкам железобетонных прогонов. По листам и пароизоляции укладывают равномерный по толщине слоя минераловатный утеплитель. Кровлю выполняют из волнистых асбестоцементных листов.

ЦНИИЭПсельстрой разработал для экспериментального строительства, трехшарнирные железобетонные рамы пролетом 21 м для каркасов сельскохозяйственных производственных сооружений как с неагрессивной, так и со средне агрессивной средой. Продольный шаг рам составляет 6,0 м.

Стойки и ригель полурамы выполнены одинаковой толщины 180 мм и переменного по высоте сечения. Высота сечения полурамы в коньковом шарнире – 250 мм, в вуте карнизного узла – 750 мм и у пяты – 350 мм (рис. 1.12). Полурамы законструированы в двух вариантах: армирование сталью класса А-II и А-III, использован класс бетона В20. Расход стали на полураму при А-III составляет 218 кг, а при А-II – 268 кг. Расчетная нагрузка на ригель составляет 15,0 кН/м (см. табл. А.1.4, вариант 14). Железобетонные полурамы изготавливают на Вадулуйводском заводе железобетонных изделий. Рамы применены для строительства гаража на территории завода изготовителя.

В Казахстане разработана конструктивная схема каркасного сооружения с применением сборных железобетонных рам пролетом 18, 21, 24, 27, 30 м с шагом 6м, которая состоит из линейных элементов колонн и ригелей [171]. Главной особенностью конструкции рамы является наличие карнизной консоли, которая способствует исключению распорной силы за счет равенства моментов в узле рамы.

Рамы приняты трехшарнирные и одношарнирные. По мнению авторов, жесткое защемление колонн в фундаментах позволяет отказаться от постановки вертикальных связей, в связи с чем сокращается расход стали на сооружение.

Расчетная нагрузка принята: при пролете 18–21 м – 15–30 кН/м; при 24 м – 15–17 кН/м; при 27–30 м – 15–24 кН/м. Уклон ригеля составляет 1: 4, высота от пола до низа внутреннего карнизного угла – 2,4 м. Соединение ригеля со стойкой жесткое, стеновые панели размером 3,2×6,0 м подвешиваются к консоли ригеля (рис. 1.16).

Конструкция покрытия включает в себя: сборные железобетонные плиты 1,5×6,0 м или 3,0×6,0 м; утеплитель – эффективный материал с объемной массой не более 200–250 кгс/м³; кровля – из волнистых асбестоцементных листов. Ограждения – из легковесных двухслойных панелей или комплексных панелей с эффективным утеплителем.

КазпромстройНИИпроектом были проведены натурные испытания фрагмента сооружения 12×27 м с применением сборной железобетонной рамы с уравнивающими консолями с пролетом 27 м. Испытания показали положительные результаты.

Сравнение безраспорных одношарнирных рам со стоечно-балочным каркасом по серии 1.800 и с типовыми рамами по серии 1.822 показало эффективность первых, соответственно по расходу бетона на 50 % (40 %) и по расходу стали на 20 % (35 %) за счет равенства моментов в узле рамы [171]. Разработаны рабочие чертежи рам с уравнивающими консолями с пролетом от 18 до 30 м под расчетную нагрузку 24,0 кН/м [171].

Разработана также трехшарнирная рамно-панельная конструкция сельскохозяйственного производственного сооружения с пролетами 12 и 18 м [192]. Указанная рамно-панельная конструкция состоит из двух Г – подобных панелей шириной 3 м, соединенных в коньке шарниром. Г – подобная панель состоит из несущих ребер – полурам, стеновой панели и панели перекрытия. Рамно-панельная конструкция, сочетая в себе функции несущих элементов и элементов, ограждающих сооружение, могут выполняться из керамзитобетона класса В15 для 12 м и В20 – для 18 м сооружений (рис. 1.17). Стены и покрытие рамно-панельных элементов

предусматриваются однослойным из керамзитобетона класса В25 плотностью 900 кг/м³.

Рамно-панельный элемент пролетом 12 м имеет конструктивное отличие от элемента пролетом 18 м: в первом случае несущее ребро переменного сечения выступает из плоскости стены как внутри, так и снаружи здания. Фундаменты – сборные железобетонные ленточные из блоков укладывают на бетонную подготовку, причем предполагается опирания двух соседних стоек на один блок. Монтажная масса Г – подобного элемента для пролета 18 м около 7 т.

Преимуществом рамно-панельных конструкций является существенное снижение трудоемкости возведения сооружения (до 5 раз). Наряду с этим следует отметить сложность в изготовлении, транспортировке, необходимости в механизмах большой грузоподъемности, что в конечном итоге не дает снижения стоимости и экономии материалов.

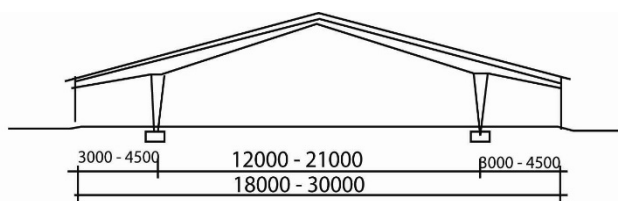


Рис. 1.16. Схема однопролетных сооружений (Казмежколхозпроект)

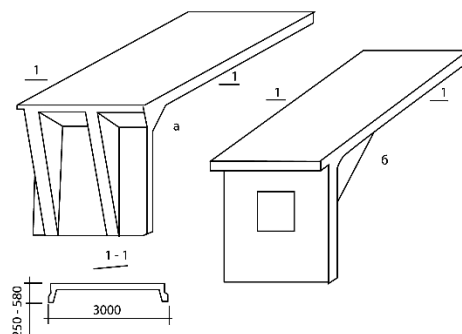


Рис. 1.17. Рамно-панельная конструкция элементов сооружения с пролетом: а – 12 м; б – 18 м

Ниже опишем конструкции, получивших распространение в **России**. Пензенским инженерно-строительным институтом разработаны и усовершенствованы конструкции железобетонных трехшарнирных рам пролетом 18,6 и 20,6 м, с шагом 4,0 м под погрузку 21,9 кН/м. Покрытие плиты ПР-2-5 размером 4,0×2,0 м. Бетон рам – класса В20. Ширина сечения ригеля и стойки – 160 мм (табл. А.1.4, вариант 35). Рама пролетом 20,6 м аналогична пролету 18,6 м, бетон класса В30.

Наличие распора в статически определимых трехшарнирных железобетонных рамах приводит к некоторому усложнению конструкций фундаментов. Разработаны конструкции бесшарнирных железобетонных рам с жесткими узлами с пролетами 18 м и 21 м при шаге в продольном направлении 6 м, с вариантами армирования при унифицированных расчетных нагрузках 10,5 15,0, 18,0 и 21,0 кН/м (рис. 1.18). Это позволяет применять их для строительства в зонах со снежными нормативными нагрузками до 15 кН/м² включительно, предвидя покрытия с крупногабаритными легкими панелями из асбестоцемента, профилированного цинкового настила или алюминия, а также из облегченных плит 3×6 м из конструктивного керамзитобетона.

Бесшарнирная рама с целью обеспечения изготовления и транспортировки разрезана на четыре элемента – Г-образные стойки и прямолинейные ригели, что определяется специфическими условиями строительства на селе, где транспортные расходы составляют 30–50 % всей стоимости, а заводы ЖБК оснащены еще недостаточно. Разрез в пролете предусмотрен в точках, где изгибающие моменты сравнительно малы и близки к нулю, что сокращает металлоемкость и трудоемкость стыков, предусмотренных на болтах (табл. А.1.4, вариант 11, 26).

Опалубочные формы предусмотрены трех типоразмеров: для фундаментного башмака, Г-подобной стойки и прямолинейного элемента ригеля, с необходимым набором вкладышей и изменением армирования изготавливают изделия для каркасов производственных сельскохозяйственных зданий с пролетом 18 и 21 м различного назначения по обычной поточно-агрегатной технологии.

Рамы изготавливают из бетона или конструктивного керамзитобетона класса В30. Расход бетона при применении каркаса с бесшарнирных рам, по подсчетам автора, сокращается по сравнению с типичными конструкциями стоечно-балочного типа серии 1.800-1 в 2 раза, а стали от 8 до 30 %. Только на каркас из рам расходуется 23–25 м³ бетона на 1000 кв. м сооружения, а

при стоечно-балочном решении – более 45 м^3 . Первые образцы испытания рам показали положительные результаты.

Следует отметить, что конструкции бесшарнирных рам нашли ограниченное применение в связи с невозможностью их применения на просадочных грунтах, сложными конструкциями фундаментов, воспринимающих опорные моменты и тому подобное. Учитывая эти обстоятельства конструкция железобетонной рамы была перепроектирована с устройством шарнирного соединения в коньковом узле (рис. 1.18).

Аналогичное конструктивное решение имеют трехшарнирные железобетонные рамы пролетом 12, 18 и 21 м, разработанные институтом Омскколхозпроект, где сечение принято в пролете ригеля в месте близкого к нулю момента приводит к сокращению металлоемкости стыков (рис. 1.19).

Омским сельскохозяйственным институтом были разработаны конструкции железобетонных рам с пролетом 12 и 15 м, а заводом ЖБК Омскцилинстрой начат их массовый выпуск на специальных кассетных установках.

Основные технические данные конструкции рамы пролетом 12 м: пролет 11,75 м, высота 3,1 м (по оси), угол наклона ригеля 16° , расчетная нагрузка $13,88 \text{ кН/м}$, шаг рам 3 м, масса полнорамы 1,26 т, расход бетона 0,51 м^3 , класс бетона В20, расходы арматуры, приведенной к Ст. 3, – 101,5 кг.

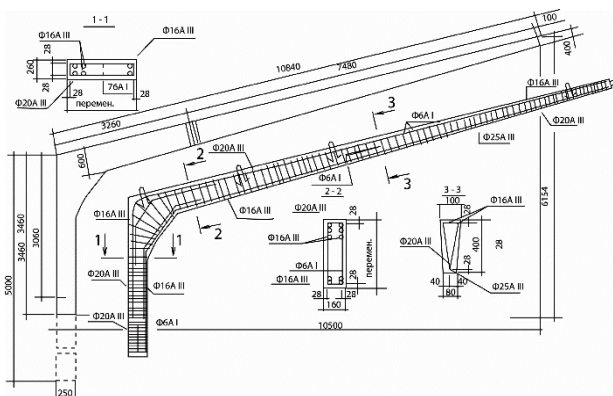


Рис. 1.18. Составная полурама УЖБ-21-1500 (Гипрооргсельстрой)

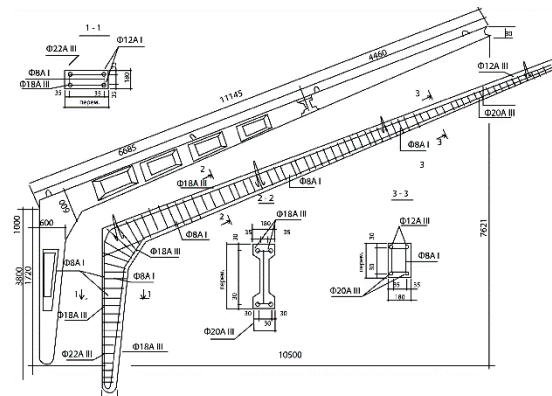


Рис. 1.19. Составная полурама Р-21-1000 (Омскколхозпроект)

Горизонтальные усилия от распора рамы передаются на основу силами трения с частичным использованием пассивного давления грунта обратной

засыпки. За счет эксцентричного приложения вертикальной реакции стойки, удастся добиться прямоугольной эпюры нормальных напряжений у основания башмака практически при любых сочетаниях нагрузок.

Рама пролетом 15 м представляет комбинацию двух полурам пролетом 12 м и двух доборных элементов. При этом повышается класс бетона до В30 и класс арматуры до А-III. Далее разработана конструкция рамы с пролетом 18 м с характеристиками: пролет – 17,75 м (по оси), высота стойки 3,5 м, угол наклона ригеля $21^{\circ}20'$, расчетная нагрузка 15 кН/м, класс бетона В30 (табл. А.1.4, вариант 2). Аналогичной была конструкция разработанной рамы с пролетом 21,0 м (рис. 1.19).

Из условий транспортировки готовых изделий разработаны двухэлементные полурамы. Из основных элементов комбинируют раму с пролетом 12 м и с шагом 6 м с покрытием из железобетонных плит, фундаментные башмаки предусмотрены трапециевидного сечения с эксцентричным расположением стакана и развитой передней стенкой.

Рассмотренные выше конструкции полурам показали положительные результаты при испытаниях, их широко применяют в сельскохозяйственном строительстве в различных областях.

Разработаны конструкции сплошных двутавровых железобетонных рам для сельскохозяйственных зданий с пролетом 12; 16,2; 18 и 21 м по серии 1.800–2/74, выпуск 3 (рис. 1.20). Железобетонные рамы предназначены для устройства каркаса с шагом в продольном направлении 3 м с расчетной сейсмичностью до 8 баллов, под погрузку 8,0; 9,0; 10,0; 12,5 кг/м. Полурамы запроектированы из тяжелого бетона класса В30 [187] с рабочей арматурой классов А-III и А-1. Техничко-экономические показатели полурам приведены в таблицах А.1.4, вариант 22 и 17. Испытания рам показали положительные результаты.

Трехшарнирные железобетонные рамы (рис. 1.20, 1.21) предназначены для каркасов сельскохозяйственных производственных сооружений с покрытием по сборным железобетонным плитам размером $1,5 \times 6$ и 3×6 м.

Продольная жесткость каркаса обеспечивается приваркой железобетонных плит к закладным деталям ригелей рам и бетонированием швов между ними.

Рамы состоят из двух полурам, шарнирно соединенных в коньковом узле и с шарнирным опиранием на фундаменты. Рамы применяют в однопролетных и многопролетных сооружениях с кровлей, выполненной из асбестоцементных волнистых листов при уклоне 14° . Рамы могут применяться в помещениях с неагрессивными, слабо и средне агрессивными средами при условии выполнения мероприятий по антикоррозионной защите в соответствии с СНиП [175] в районах с сейсмичностью не более 6 баллов.

Полурамы запроектированы из тяжелого бетона класса В30 с ригелем и стойкой прямоугольного сечения и вутом между ними. Армируют полурамы сварными каркасами, рабочая арматура из стали класса А-III. Рамы рассчитаны на равномерно распределены расчетные нагрузки 18.0, 21.0, 24.0, 26,5 кН/м без учета собственного веса полурамы (табл. А.1.4, вариант 37 и табл. А.1.8).

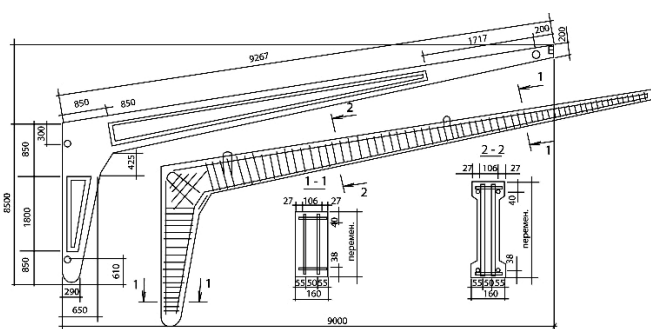


Рис. 1.20. Сплошная полурама
(ЦНИИЭПсельстрой)

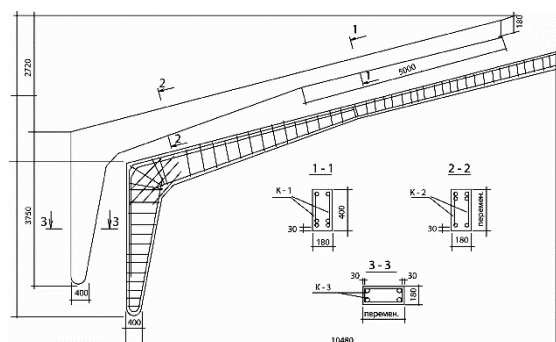


Рис. 1.21. Сплошная полурама
(Гипронисельхоз,
ЦНИИЭПсельстрой, НИИЖБ)

Расчет рам выполнен на вертикальную равномерно распределенную нагрузку по двум схемам загрузки: полная нагрузка расположена на всем пролете; постоянная нагрузка находится на всем пролете, а временно-снеговая – на половине пролета. Ветровые нагрузки на подбор сечений рам не влияют.

Рамы были рассчитаны по деформированной схеме с помощью программы, составленной в ЦНИИЭПсельстрой. Максимальная ширина

раскрытия трещин в полурамах принята из условия воздействия средней агрессивной среды – 0,2 мм.

Изготовление полурам предусмотрено в соответствии с требованиями действующих нормативных документов и стандартов. Полурамы могут изготавливаться по кассетной или стендовой технологии.

Для оценки качества рам предполагается проводить контрольные статические испытания согласно ГОСТ [78] двух рам (в сборе), а в дальнейшем при серийности изготовления испытывать по две рамы от партии в 100 полурам. Контрольные испытания рам для проверки прочности, жесткости и трещиностойкости должны также проводиться при замене материалов и изменении технологии изготовления конструкций.

Перевозят полурамы транспортными средствами, оборудованными специальными инвентарными приспособлениями. Складируют их в вертикальном положении. В процессе монтажа должна быть обеспечена устойчивость рам временным раскреплением к приварке плит и создания жесткого диска покрытия.

Тщательный анализ типовой конструкции полурамы обнаружил нерационально запроектированный, на наш взгляд, коньковый узел с использованием для образования шарнира гнутых закладных деталей и карнизный узел с использованием гнутых арматурных стержней, которые способствуют раскалыванию бетона в наиболее напряженной части полурамы.

Полурамы предусмотрены прямоугольного сечения, переменной высоты сечения ригеля и стойки под расчетные нагрузки от 12,0 до 27,0 кН/м для 1-1У снежных районов. Масса полурам составляет от 2 до 3,4 т, в зависимости от назначения, высота стояка – 3,75, бетон класса В35. Армирование предусмотрено пространственным каркасом из арматурной стали класса А-III. Железобетонные полурамы изготавливают как в кассетах, так и в положении на боку в существующих формах типовых рам.

С целью использования усовершенствованной конструкции рамы в южных районах страны, а также при легких покрытиях Гипронисельхоз были разработаны облегченные железобетонные рамы с ригелем таврового сечения. Габариты облегченной полурамы приняты аналогичные вышеуказанной усовершенствованной конструкции полурамы (рис. 1.22). Бетон класса В35. Для придания ригеля таврового сечения в кассетах устанавливаются вкладыши. Рамы разработаны под расчетные нагрузки 12,0 и 15,0 кН/м для I, II, III снежных районов.

Для строительства сельскохозяйственных зданий вспомогательного назначения (картофелехранилища, овощехранилища, зернохранилища, склады ядохимикатов, навесы сельхозтехники, гаражи, мастерские, склады, сараи различного назначения и т.д.) ЦНИИЭПсельстрой были разработаны составные рамы с увеличенной высотой стойки (рис. 1.23).

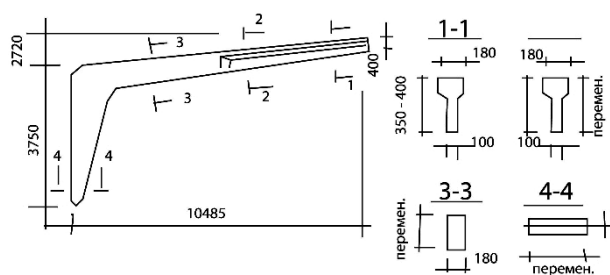


Рис. 1.22. Облегченная сплошная полурама (Гипронисельхоз, ЦНИИЭПсельстрой, НИИЖБ)

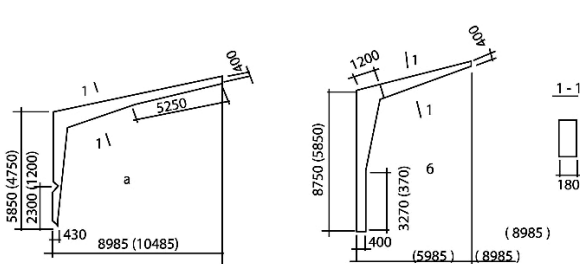


Рис. 1.23. Составные полурамы с увеличенной высотой стойки (ЦНИИЭПсельстрой)

Предусмотрена подвеска кран-балки грузоподъемностью 3,2 т. Изготовление полурам предусмотрено в формах для изготовления типовых полурам по серии 1.822.1.

Увеличение высоты стойки рам достигается либо за счет ее наращивания дополнительным элементом, жестко соединенным со стойкой основной рамы (рис. 1.23, а), либо за счет изготовления линейных элементов стойки и ригеля и сопряжения их в карнизном узле (рис. 1.23, б).

Применение составных рам с увеличенной высотой стойки позволяет исключить конструкции промышленной номенклатуры при строительстве сельскохозяйственных сооружений вспомогательного назначения.

Разработаны и внедрены складчатые рамно-панельные конструкции с пролетом 18 м многоцелевого назначения [153], состоят из объемных блоков размерами 3×18 м, включающие 4 элемента – 2 типоразмера: ребристую комплексную панель покрытия и ребристую трехслойную стеновую панель (рис. 1.24). С целью уменьшения строительного объема здания, ребристые панели покрытия предусмотрены с уклоном 1: 4 с небольшим переломом (5°).

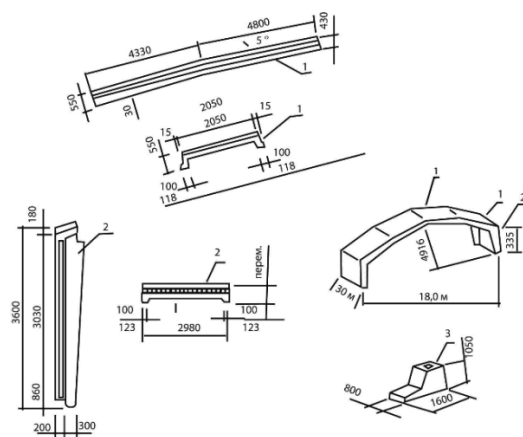


Рис. 1.24. Схема объемного блока 3×18 м, его элементов и фундамента:
1 – элемент покрытия; 2 – стеновой элемент; 3 – фундамент

Комплексные вентилируемые плиты покрытия содержат пароизоляцию, рубероид, деревянные бруски, утеплитель ФРП-1 (фенольно-резорциновый пенопласт), волокнистые асбестоцементные листы.

Трехслойные стеновые панели на гибких связях, включают также утеплитель ФРП-1, соединяются с плитами покрытия с помощью электросварки закладных деталей и накладок. Ребристые плиты покрытия вместе с ребристыми стеновыми панелями образуют несущий объемный блок, работающий по схеме двухшарнирной рамы вместе с плитами покрытия и стенами. Рамно-панельная конструкция предназначена для таких условий строительства: вес снежного покрова - 1,0 кПа; скоростной напор ветра – 0,45 кПа; расчетная температура наружного воздуха – 33°С; сейсмичность районов – не более 8 баллов.

Конструкции изготавливаются из бетона класса В30 и арматуры классов А-Ш, А-1 без предварительного натяжения в металлоформах по стендовой технологии.

Экономическая эффективность по сравнению с обычными конструкциями на 1 м² пола составляет: бетона – 0,095 м³, арматурной стали – 4,413 кг, цемента – 33,22 кг, общий экономический эффект – 9,20 руб. на 1 м² пола.

1.3. Опыт разработки рамных конструкций по патентам и а. с.

На кафедре компьютерных технологий строительства Национального авиационного университета автором проведено обобщение и анализ эффективных конструкций одноэтажных железобетонных рамных каркасов по авторским свидетельствам и патентам за последние 20 лет [242].

Конструктивные решения рамных каркасов

1. *Белорусский институт железнодорожного транспорта* (а SU № 1449644 А1), 1989. Цель изобретения: увеличение строительной высоты, снижение материалоемкости.

Рама (рис. 1.25) включает Г-образные полурамы 1 и пролетные вставки 2. Длинными элементами 3-х полурам являются стойки сборной рамы, а короткими элементами полурам – доля составного ригеля рамы. Узлы соединения пролетных вставок с ригелями за счет затяжки 5.

2. *Белорусский государственный университет транспорта* (ВУ № 2117), 2005. Цель: обеспечение надежной и безопасной работы каркаса при наличии в нем виброактивного оборудования.

Рама (рис. 1.26), включает две полурамы 1, соединенные с помощью затяжки 2 в промежуточных точках ригелей или в карнизных узлах, состоит из нескольких металлических стержней со сгонными муфтами 3 для натяжения или расслабления стержней.

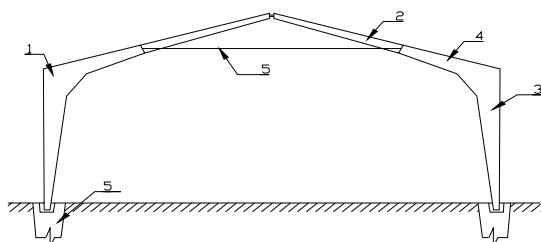


Рис. 1.25. Сборная железобетонная рама с затяжкой

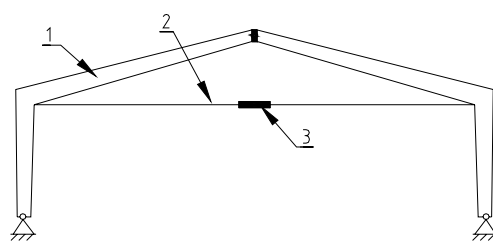


Рис. 1.26. Железобетонная рама с затяжкой

Это позволяет регулировать жесткость конструкций и частоты собственных колебаний, чтобы они отличались от частот сил и моментов, возбужденным виброактивным оборудованием.

3. *Беларусь. Брестский политехнический институт* (а SU № 1719567 А1), 1992.

Цель: снижение материалоемкости, трудоемкости изготовления и транспортировки, повышения надежности.

Рама каркаса здания (рис. 1.27) включает Г-образные полурамы 1 с наклонными ригелями 2 и стойками 3 аэрационного фонаря. За счет шарниров 4 и 5 ригели полурам соединены с нижним торцом стояков 3 и между собой. Верхние торцы стен 3 с помощью жестких наклонных связей 6 соединены с шарниром 6. Стойки 3 закрепляются к наклонным ригелям 2 полурам наклонно или вертикально. Плиты 7 покрытия оперты на уклоны ригели 2 и на верхние торцы стоек 3.

4. *Казахстан. Институт Цилингиросельхоз* (а SU № 1502751А2) 1989.

Цель: снижение материалоемкости, уменьшение изгибающих моментов в карнизных узлах.

Сборная рама многопролетных здания (рис. 1.28) состоит из стоек 1, на которые оперты ригели 2 и 3 различной длины, стащили 4 с натяжной муфтой 5, при этом затяжка крепится к закладным деталям 6 ригелей, которые устанавливаются в ригелях эксцентрично выше нейтральной оси. Ригели 2 имеют закладные детали для шарнирного крепления между собой.

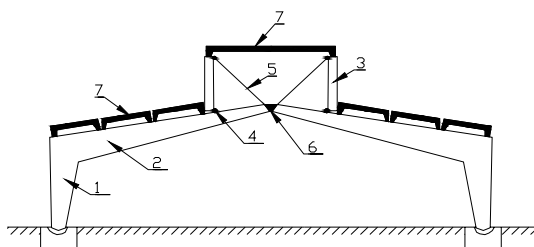


Рис. 1.27. Рама каркаса здания

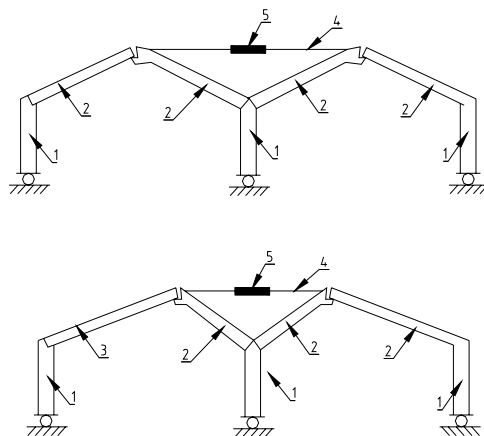


Рис. 1.28. Сборная рама многопролетных здания с затяжкой

5. *Бывший СССР. Анексипов В. Т. (А SU № 1294949 А1), 1987.*

Предварительное напряжение рамы позволяет исключить распор, уменьшить расход материалов на несущие конструкции при увеличении пролета и высоты. Эксцентричное крепление стяжек в коньковых узлах соединения ригелей выше их нейтральной оси снижает «пики» негативных моментов в жестких узлах соединения ригелей и стоек.

Цель: снижение трудоемкости изготовления и монтажа, увеличение полезного объема помещения.

Сборная рама многопролетных здания (рис. 1.29) состоит из стоек 1, на которые оперты ригели 2. Стыки ригелей со стойками могут выполняться жесткими и шарнирными, при этом стыки стоек с фундаментами выполняются в соответствии шарнирными и жесткими. Ригели 2 соединяются между собой шарнирно за счет пластин 3 на болтах. Затяжка 4 соединяет коньковый узел и крепится к закладным деталям ригелей 2. При жестком соединении стоек с фундаментами и шарниром с ригелями затяжки ставят в узлах эксцентрично, ниже нейтральной оси ригелей.

Экономический эффект достигается за счет использования типовых форм для изготовления рам большей высоты и развития сечения элементов рамы в плоскости действия изгибающих моментов с использованием эффекта предварительного напряжения.

6. *Белорусский инженерно-строительный институт (а SU №1520218), 1989.*

Цель: снижение материалоемкости, повышение эксплуатационной надежности.

Рамная конструкция (рис. 1.30) состоит из двух шарнирно соединенных в коньке полурам, которые включают ригели 1 и стойки 2, железобетонные гранчастые балки 3 с параллельными поясами, прикрепленной жестко к ригеля 1. Устройство дополнительного жесткого элемента в виде гранчастой балки в уровне ригеля меняют характер распределения моментов в раме и уменьшает их расчетные значения.

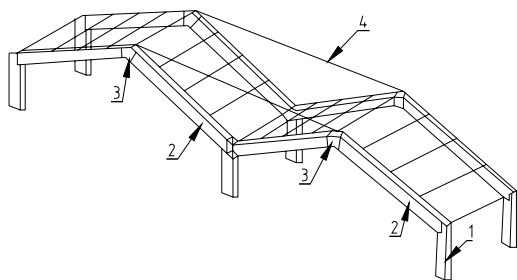


Рис. 1.29. Сборная рама многопролетных здания с затяжкой

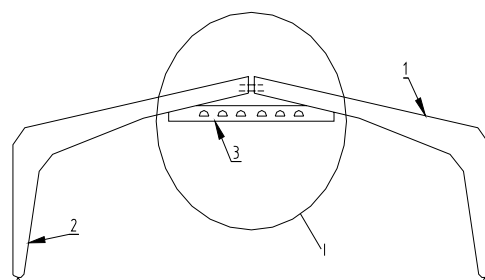


Рис. 1.30. Рамная железобетонная конструкция

При жестком креплении дополнительного элемента к ригелю он не только выполняет функции затяжки, но и работает на воздействие изгибающего момента, продольной и поперечной сил. Поэтому использование железобетонных гранчатых балок рационально, так как средний слой балочных конструкций в работу не включается. Нижний армированный пояс железобетонной балки воспринимает растягивающие усилия. Расход арматуры при этом меньше по сравнению с металлической затяжкой.

Увеличивается жесткость рамы и значительно снижается максимальный момент в узле соединения стояка с ригелем, повышается коррозионная стойкость конструкции при эксплуатации в сельскохозяйственных зданиях.

7. *Белорусский институт инженеров железнодорожного транспорта* (а SU №1647096 А1), 1991.

Цель: увеличение строительной высоты здания, повышение несущей способности, жесткости и трещиностойкости.

Рама (рис. 1.31) включает Г-образные полрамы 1, жестко соединены с внешней стороны планками 2 с предварительно напряженными стержневыми элементами 3, изготовленными отдельно. К полурамам 1 в зоне минимальных изгибающих моментов крепятся пролетные вставки 4 и вертикальные кронштейны 5 для крепления кранового рельса 6 кран-балки 7. Предварительно напряженная затяжка 8 закрепляется в карнизных узлах рамы с переломом оси в опорах вертикальных кронштейнов 5 и имеет подвески 9.

Предварительно напряженные стержневые элементы 3 изготавливают отдельно в специальной форме с натяжением арматуры на упоры и последующим креплением их с помощью планок к Г-образной стойке сварными швами. Стык ригеля с пролетными вставками 4 и кронштейнами 5 выполняется на монтаже сварными швами с пропуском через опоры металлической затяжки 8 и с натяжением гайками по торцам рамы.

8. *Бывший СССР. Бухвалов В. М. (А SU №1537785 А1), 1990.*

Цель: упрощение конструкций, увеличение межопорного расстояния за счет уменьшения горизонтального усилия.

Каркас (рис. 1.32) включает сборные трехшарнирные рамы 1 с затяжкой 2, прогоны 3, отводные сливные лотки на кровле 4, шпросы 5, водораспределительные сливные гребневые лотки 6 и пристенные лотки 7, короткие опоры 8. Каждую раму составляют из двух сборных полурам 9, соединенных в коньке шарнирно, что упрощает монтаж и обеспечивает их транспортабельность. Стойки двух соседних полурам 9 опираются на консоли одной короткой крестообразной опоры 8 также шарнирно.

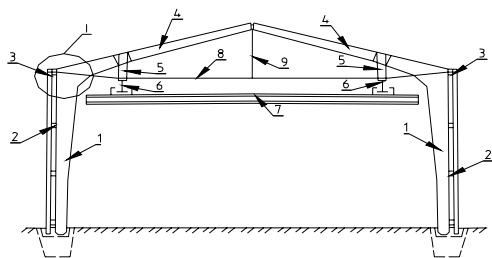


Рис. 1.31. Сборная железобетонная конструкция

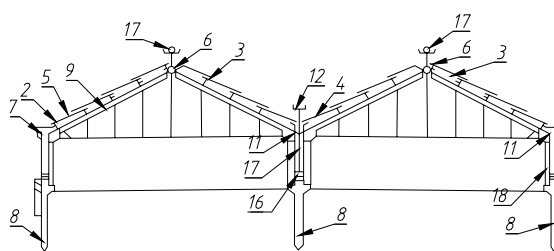


Рис. 1.32. Каркас несущих конструкций многопролетных здания

9. *Российский государственный проектный НИИ по сельскому строительству (а SU № 1252445 А1), 1986.*

Цель: упрощение конструкций, снижение трудоемкости монтажа.

Сборная рама (рис. 1.33) состоит из стоек 1, ригелей 2 и узла подключения, включая клиновидный зазор, закладные элементы из внешней стороны стойки и ригеля, выполненного в виде упоров, соединенную деталь в виде хомута, которая будет охватывать упоры, а также закладные элементы

в нижней части ригеля и стойки, которые обеспечивают возможность поворота ригеля относительно стойки.

При использовании этой сборной рамы отпадает необходимость в высококвалифицированных монтажниках. Работу можно проводить при неблагоприятных погодных условиях, достигается 100 % заводская готовность изделий, упрощается конструкция узла крепления, увеличивается его надежность, уменьшается срок монтажа.

10. Россия. Романенко И.И. (Патент RU № 2020220 С1), 1994.

Цель: уменьшение номенклатуры сборных элементов при увеличении количества и габаритных параметров трехшарнирных рам (рис. 1.34).

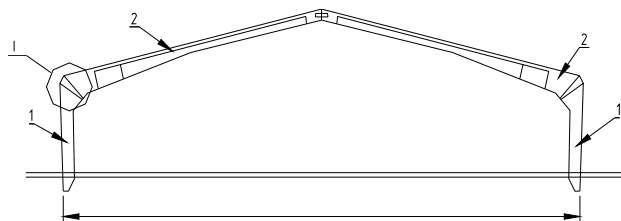


Рис. 1.33. Соединения стойки и ригеля полурамы

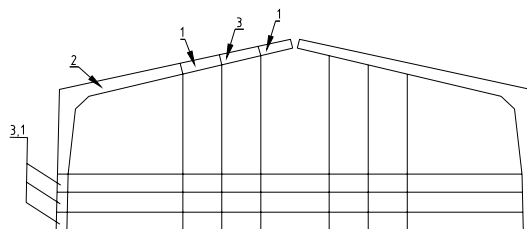


Рис. 1.34. Габаритная схема трехшарнирных рам, которые состоят из полурам с комбинированными элементами

Полурама состоит из пролетного элемента 1, Г-образной стойки 2 и стоечных элемента 3. Пролетное 1 и стоечные 3 элементы выполнены различной длины, причем размеры пролетных 1 и стоечных 3 элементов не совпадают между собой. Торцы пролетных и стоечных элементов 1, 3 и Г-образного стояка 2 имеют одинаковые размеры и совпадают между собой закладные детали крепления. Стойка 2 имеет прочность, которую обеспечивают рабочую способность полурамы при соединении их с пролетными 1 или стоечными 3 элементами любой длины и каждого из них с любого их торца. Стояк 2 включает часть длины ригеля и часть высоты стойки, которые могут изменять по назначению свои места при повороте стойки в своей плоскости, а при соединении их с элементами 1, 3 образуют полную длину ригеля и полную высоту стояка полурамы, которые так же могут меняться местами при комплектации.

Стыки стойки 2 с элементами 1, 3 выполнены "сухого" типа за счет сварки закладных деталей 4 с деталями крепления. Одинаковые размеры торцов и совпадающие между собой закладные детали во всех элементах (1, 2 и 3) допускают заменять их между собой в различных комбинациях, включая поворот Г-образного стояка в их плоскости, без предварительной подгонки, образуя ригели и стойки полурам, заменяя их местами.

Появляется возможность из группы индустриальных элементов многократно увеличить число объемно - планировочных решений зданий производственного назначения, серийно изготовить рамы с "индивидуальными" габаритными параметрами, в массово используемых вариантах исключить остатки площади и объемов или устранить стиснутость технологических и функциональных процессов в зданиях.

11. *Россия. Ульяновский государственный технический университет* (патент RU № 2130105 C1), 1999.

Цель: снижение материалоемкости, повышение надежности работы рамного каркаса.

Трехшарнирная железобетонная рама включает стойку 1, ригель 2, которые стыкуются в проектное приложение с помощью сварки закладных деталей 3 (рис. 1.35). В пазах стойки и ригеля располагаются дополнительные арматурные стержни 4, которые в процессе монтажа свариваются с закладными деталями 5, на основной рабочей арматуры 6. Предварительное напряжение арматуры в узле осуществляют механическим путем совмещения ригеля 2 со своего положения в проектное.

Отличены признаки: стыкуемые поверхности стойки и ригеля выполнены криволинейными, причем поверхность стояка имеет положительную кривизну, а поверхность ригеля – отрицательную; натяжения арматуры проводится не за счет уменьшения зазора, а за счет уменьшения поворота элементов друг относительно друга по криволинейным поверхностям; крепления предварительно напряженной арматуры

осуществляется в закладных деталях, выполненных с прорезями для размещения арматуры.

Изобретение имеет большую надежность за счет обеспечения совместной работы рабочей арматуры стойки и ригеля, а также за счет возможности обеспечения более точной предварительно напряжения арматуры.

12. Украина. Харьковский институт механизации и электрификации сельского хозяйства (а SU № 1244264А1), 1986.

Цель: упрощение монтажа здания.

Здание (рис. 1.36) включает трехшарнирные рамы 1, которые состоят из двух полурам 2 с уравнивающими консолями 3, стеновые панели 4 и соединенные с ними крупноразмерные плиты пола 5 и покрытия 6.

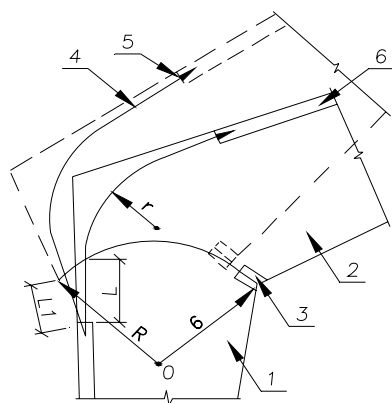


Рис. 1.35. Узел железобетонной рамы

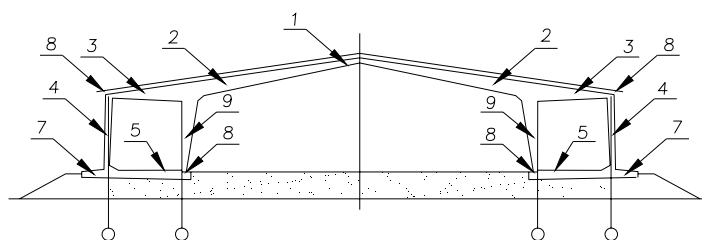


Рис. 1.36. Рамная конструкция здания

Крупноразмерные плиты пола 5 и стеновые панели 4 жестко соединены между собой с использованием L- или – подобных блоков 7 и выполнены с гнездами 8 для шарнирного опирания консолей 3 и стояков 9 полурам 2. Длина L- или – подобных блоков 7 равна шагу трехшарнирных рам 1, при этом блоки 7 могут быть установлены между поперечными осями 10 здания или совпадением их оси 11 с поперечной осью 10 здания. Устойчивость рам 1 обеспечена плитами покрытия 6 и L- или – подобных блоков 7. До установки плит покрытия 6 рамы 1 их раскрепляют по линии гребня монтажными связями.

13. *Казахстан. Институт КазпромстройНИИпроект* (а SU №1325161 A1) 1987.

Цель: повышение сейсмостойкости здания.

Каркас 1 (рис. 1.37) состоит из жесткой крепежной стойки 2 и ригеля 3, а также соединения шарнирно с фундаментами 4 и между собой в коньковом узле 5 и пролетами 6. Полурамы 1 установлены в плане под углом к поперечным осям каркаса и соединены жестко между собой металлическими элементами 7 вдоль здания попарно концами ригелей 3 и стойками 2, образуя зигзагообразные в плане пространственные полурамы 8.

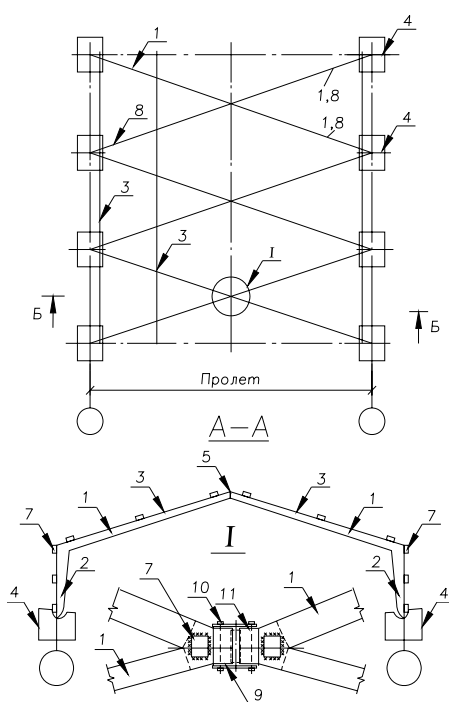


Рис. 1.37. Рамный каркас сейсмостойкого здания

Ригеля 3 полурам 1 соединены между собой в коньковом узле 5 с помощью соединенных металлических пластин 9, прикрепленных к ригелям 3 с помощью болтов 10, проходящих через отверстия в концах ригелей 3 и цилиндрического металлического ролика 11, шарнирно соединенных ригелей 3 и полурам 1.

Вертикальные нагрузки воспринимают полурамы 1. При воздействии на здание горизонтальных сейсмических нагрузок каркас из пространственных полурам работает как жесткая конструктивная схема в продольном и поперечном направлениях здания. В результате достижения

высокой жесткости каркаса в продольном направлении здания отпадает необходимость устройства металлических связей по верхнему поясу ригелей 3 полурам 1, усиление прогонов 6 и их крепления к ригелям 3.

14. *Украина. НИИ строительных конструкций* (а SU № 1249137 А1), 1986.

Цель: снижение материалоемкости, повышение индустриальности.

Каркас сельскохозяйственного здания (рис. 1.38), включает трехшарнирные рамы 1, выполненные из Г-образных полурам 2, и соединенные между собой распорками 3. Стойки 4 и ригели 5 полурам 2 имеют поперечные консольные ребра 6, 7 и контурные продольные ребра 8, 9, которые объединяет свободные концы поперечных ребер 6, 7 с образованием пространственной конструкции рам 1. Контурные ребра 9 стоек 4 полурам 2 соединяют с нижним концом стойки 4. Рамы оперты на фундаменты 10.

Конструктивное решение стенового ограждения может варьироваться в зависимости от потребности заказчика и наличия материалов и может выполняться из волнистых асбестоцементных листов (холодное покрытие) или плит на деревянном каркасе из экструзионных асбестоцементных швеллеров (теплое покрытие).

15. *Украина. НИИ строительных конструкций* (а SU № 1013615 А), 1983.

Цель: снижение материалоемкости, повышение индустриальности.

Здание с двускатным покрытием (рис. 1.39), включает стеновое ограждение, опертое на фундамент, и железобетонные ребристые плиты покрытия с подкосами.

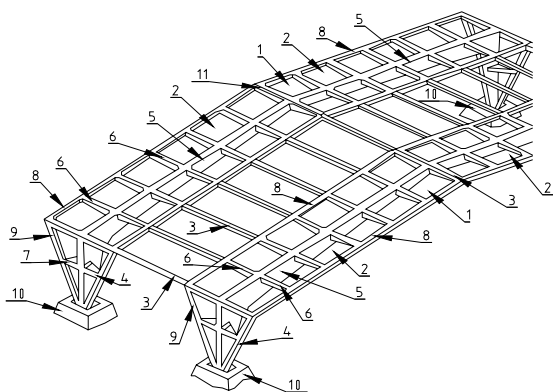


Рис. 1.38. Каркас сельскохозяйственного здания

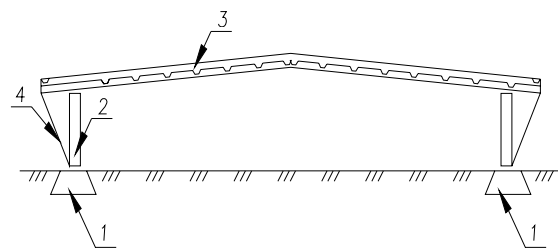


Рис. 1.39. Здание с двускатным покрытием

Стеновое ограждение из ребристых плит покрытия опертное на фундаменты своими продольными ребрами. При этом плиты покрытия расположены поперек здания и опоры одним концом на стеновые панели с образованием консоли каждой плиты, которая присоединена подкосами к фундаменту. Здание включает фундаменты 1, стеновые панели 2, плиты покрытия 3, подкосы 4.

Использование типовой оснастки плиты 3×12 м позволяет построить здание сельскохозяйственного назначения с пролетом 21 м. При этом уменьшается количество сборных элементов зданий по сравнению с известными в 2,5 раза.

Рамно-консольная конструкция здания позволяет рационально использовать прочностные качества материала при повышении жесткости конструкции и уменьшит материалоемкость фундаментов за счет уменьшения распора.

Отсутствие ригеля рамы, как отдельного элемента, снижает высоту здания на 10–17 %, что уменьшает материалоемкость стенового ограждения и эксплуатационных расходов на отопление и вентиляцию здания.

Краткий анализ опыта разработки эффективных рамных конструкций по патентам и авторскими свидетельствами.

Всего за период 1988–2008 гг. автором проанализированы 15 изобретений, из них: Беларусь – 5, Россия – 3, Украина – 3, Казахстан – 2, бывший СССР – 2.

Доля изобретений посвящена использованию конструкций стяжки в уровне минимальных моментов в ригелях (№ 1, 6, 7), в уровне карнизных узлов (№ 2, 8), с внешней стороны стеновых панелей (№ 15), в уровне коньковых узлов многопролетных рам (№ 4, 5). При этом в изобретении №6 затяжка выполнена в виде железобетонной балки. Для всех металлических затяжек, которые испытывают коррозию, необходимы антикоррозионные мероприятия.

Заслуживает внимания конструкция рам с консолями (№ 15) для разгрузки моментов, которые соединены затяжкой с опорными узлами. Два изобретения (№ 9, 11) посвящены конструкциям узла соединения ригеля со стойкой. Изобретение № 12 включает использование ригелей с большими консолями для образования разгружающих моментов, которые соединены с конструкциями стен и оснований пола.

Вызывает интерес многопролетная пространственная конструкция каркаса здания (№ 14), а также система пересекающих ригелей сейсмостойкого каркаса здания (№ 13). Заслуживает особого внимания унификация рамных конструкций (№ 10): наращивание по высоте стойки из двух дополнительных элементов, наращивание по длине ригелей из двух дополнительных элементов, возможность «переворачивания» полурам, т.е. ригели становятся стойками и наоборот. Хорошая возможность сэкономить на материале и образовании унификации объемно - планировочных и конструктивных решений.

1.4. Анализ существующих решений рамных конструкций

Всего было рассмотрено и проанализировано 47 конструкций рам (см. табл. А.1.4), в том числе 26 рам с пролетом 21,0 м, разработанных 24 организациями, и 21 рама с пролетом 18,0 м, разработанных 20 организациями.

Пролет рам был принят 21,0 м и 20,6 м (11,5 %), а также 18,0 м и 18,6 м (38,1 %). Шаг рам при пролете 21,0 м было предусмотрено 6 м; 4,5 м (3,8 %); 4 м (15,4 %) и 3 м (3,8 %); при пролете 18,0 м – 6 м; 4,8 м (4,8 %); 4 м (33,3 %) и 3 м (14,3 %).

Расчетные нагрузки на рамы были приняты: при пролете 21 м – от 7,5 до 26,5 кН/м, при пролете 18 м – от 6,0 до 27,1 кН/м.

Сечение рам было принято трапециевидным в 3 рамах (6,4 %), двутавровым – в 5 рамах (10,6 %), тавровым – в 13 рамах (27,7 %) и прямоугольным – в 26 рамах (55,3 %). Ширина сечения рам составила 140,

160, 180 и 200 мм, причем прямоугольное сечение находился в пределах 140–180 мм, а тавровое и двутавровое сечение принималось 180–200 мм.

Высота стойки рамы по внешней грани была принята: – при пролете 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 пролете 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.

Уклоны ригеля рамы составляли: – при пролете 21 м – 1: 4 (25 %) в 16 рамах из 26, а также 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 пролете 18 м – 1: 4 (25 %) в 10 рамах из 21, а также 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 пролете 21 м 15 полурам приняты сплошными и 11 составными, а при пролете 18 м соответственно 13 сплошные и 8 составные. Причем составные полурамы имели в основном разрез в узле соединения ригеля со стойкой. Как правило, карнизный узел сплошных полурам был усилен вутом, который есть в конструкциях 14 полурам при пролете 21 м и в 13 – при 18 м.

Высота сечения пяты в конструкциях рам колеблется в пределах 150 (решетчатый стояк), 250, 300, 350, 360, 400, 450 мм – при пролете 21 м и 130 (решетчатый стояк), 220, 250, 290, 300, 350, 400, 450 мм – при пролете 18 м. Кроме того, глубина заделки концов рамных стоек от нулевой отметки колеблется в пределах от 200 до 600 мм.

Высота сечения конька ригеля рамы колеблется также в промежутках 200, 250, 300, 350 и 400 мм при пролете 21 м и 200, 220, 250, 265, 300, 330, 350, 450 мм при пролете 18 м.

Класс бетона принят при пролете 18 м – В20 (14,3 %); В30 (76,2 %) и В35 (9,5 %); а при пролете 21 м – В20 (11,5 %), В30 (77,0 %) и В35 (11,5 %).

Класс арматурной стали в полурамах принят в основном А-III, а также А-II (14,2 %) при пролете 18 м и (11,5 %) при пролете 21 м. По этим и другим показателям рамы в большинстве случаев не соответствуют единой

модульной системе [65, 66, 179] и не соответствуют унифицированным габаритам схемам сельскохозяйственных сооружений [53] (табл. Б.1.4).

Согласно ДСТУ [65] пролеты сооружений принимают – 6, 9, 12, 18 и 21 м. Допускают принимать пролеты 7,5 м в сочетании с пролетом 6 м. Шаг стоек и рам 6 или 3 м. Высоту этажа в случае применения каркаса из рам принимают по технологическим требованиям в зависимости от назначения сооружения. Расстояние от уровня чистого пола до точки пересечения линий внешней грани стояка и ригеля рамы принимается минимально необходимым и кратным 0,3 м. Уклоны кровель из листовых профилированных материалов принимают от 10 до 25 %. Сопоставление фактических объемно-планировочных решений рамных каркасов с нормативными [65, 179] наглядно показано на рис. 1.40.

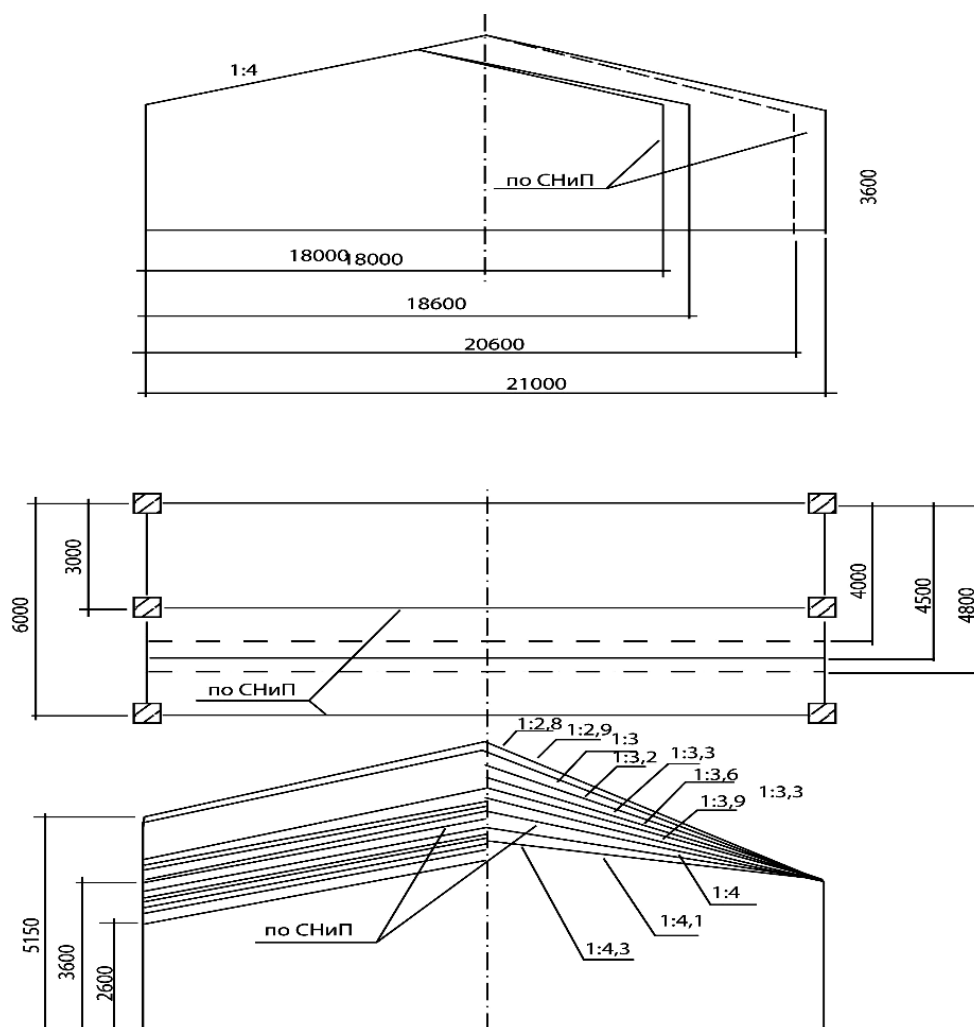


Рис. 1.40. Сопоставление фактических объемно-планировочных решений каркасных зданий с нормативными

Следует также отметить, что конструкции полурам отличаются по разным приемами армирования и другим особенностям. Кроме того, нарушаются принципы унификации диаметров арматуры и толщины проката. Так, например, в конструкции «одесской» рамы применена 7 диаметров арматуры класса А-Ш и прокат 4-х толщин [100]. Используемая также в рамах сталь класса А-П, не рекомендуется.

В связи с разнообразием объемно-планировочных и конструктивных параметров полурам, приведенных в таблице А.1.4 детальное сопоставление конструкций полурам не является возможным. Однако установлена взаимосвязь расчетной нагрузки полурам с их массой, объемом бетона и расходом стали (рис. 1.41, 1.42). Как видно из рисунков с увеличением нагрузки на полураму расход стали растет в большей степени, чем расход бетона и ее масса, необходимые для ее восприятия при большом разбросе технико-экономических показателей.

Наименьшую массу и расход бетона имеют полурамы типа РЖ и РЖС, наибольшую – типа ПР. Среднее положение занимают полурамы типа РЖУ. Что касается расхода стали, то просматривается частично линейная зависимость роста расхода стали с увеличением нагрузки на ригель полурамы типа РЖ, РЖС и ПР (рис. 1.41, 1.42). При этом полурамы РЖУ имеют несколько повышенную металлоемкость, а отдельные случаи резкого роста расхода стали в полурамах РЖУ с пролетом 18 м объясняется наличием повышенной стойки.

Покрытие в зданиях с рамными каркасами применяют трех типов: прогонное, плитное, смешанное. В первом случае по железобетонным прогонам с шагом 1,5 м укладывают асбестоцементные волнистые листы с пароизоляцией и минераловатным утеплителем. Такое покрытие имеет небольшую массу, но достаточно трудоемкое при монтаже. Во втором случае при устройстве покрытий с железобетонными плитами увеличивается его масса, расход бетона и стали.

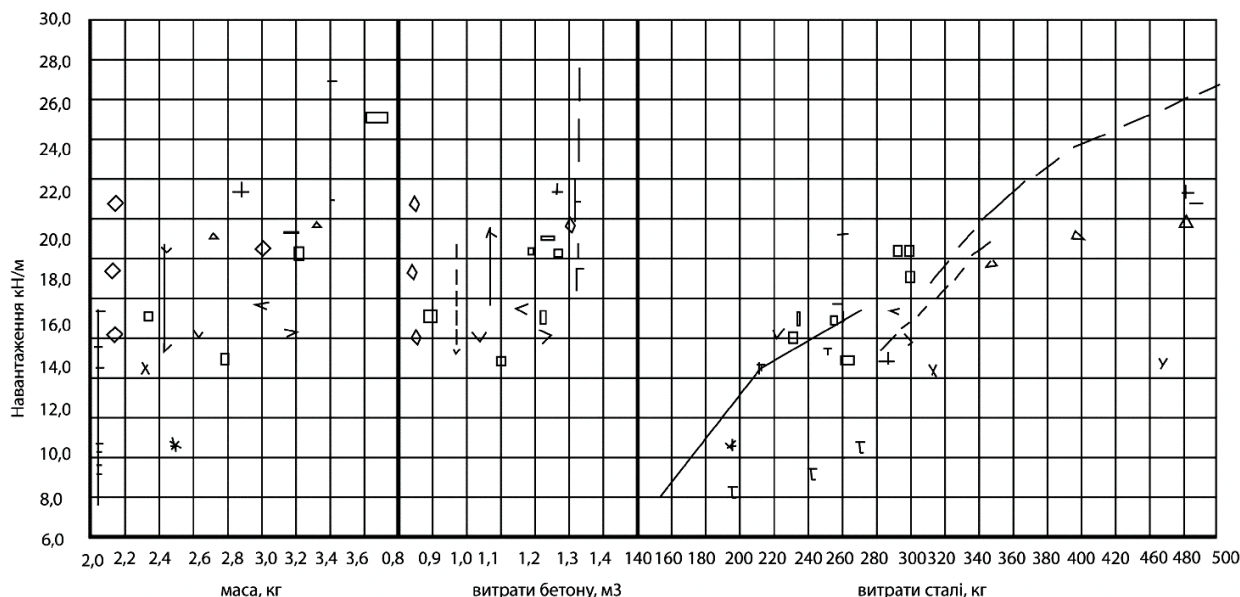


Рис. 1.41. Зависимость материалоемкости полурам 10,5 м от расчетной нагрузки:
 ----- по значению полурам РЖ и РЖС (Гипрооргсельстрой, ЦНИИЭПсельстрой, НИИЖБ); - - - - - тоже самое для полурам

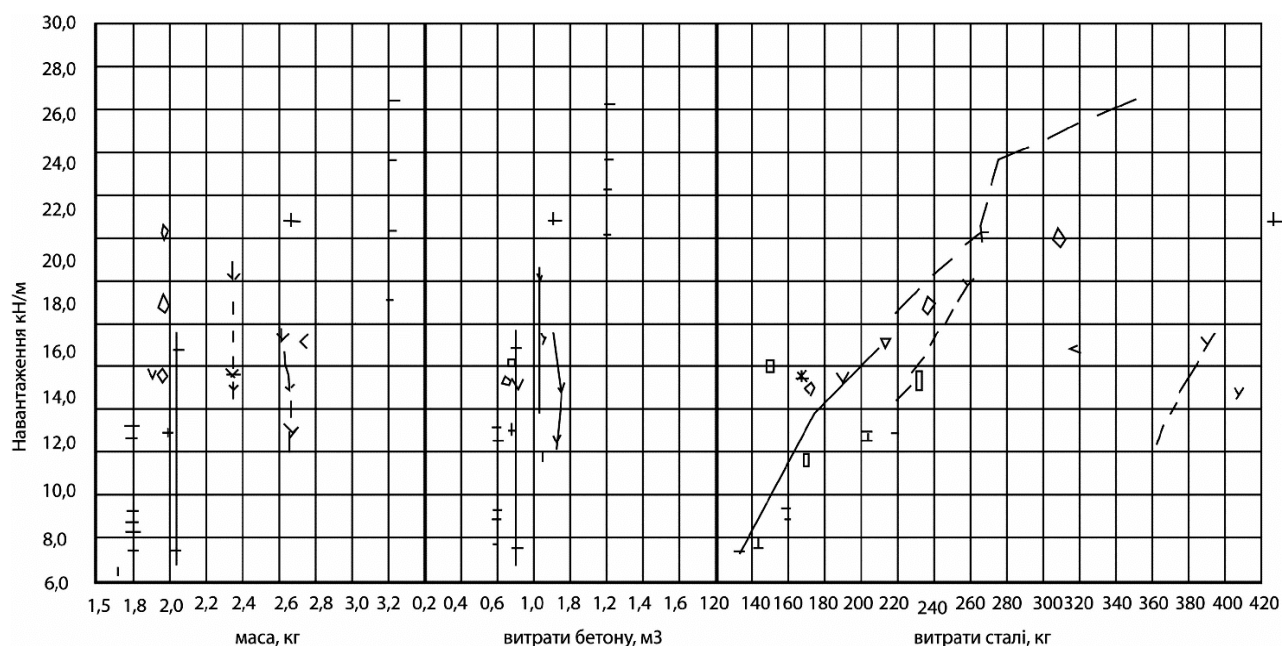


Рис. 1.42. Зависимость материалоемкости полурам 9.0 м от расчетной нагрузки

В смешанном варианте по железобетонным рамам с шагом 3,0м укладываются облегченные плиты типа АКД 3,0х1,5м [209].

Рассмотренные конструкции железобетонных рам относятся к трехшарнирным статически определимым конструкциям. Наряду с этим встречались конструкции бесшарнирных и одношарнирных рам (Гипрооргсельстрой).

Как известно, шарниры снимают степень статической неопределенности рам, поэтому дополнительные усилия в рамах от воздействия температуры, неравномерной осадки опор, усадки и ползучести железобетона при шарнирном опирании стоек меньше, чем при жесткой заделке опор в фундаментах. В силу этого в шарнирных рамах более тяжелые ригели, а стойки имеют переменное сечение с более легкими фундаментами. При бесшарнирном соединении стоек с фундаментами, ригели более легкие, стойки больших сечений при более тяжелых фундаментах.

Шарнирные соединения стоек с фундаментами устраивают при слабых и просадочных грунтах, а также при значительных температурных колебаниях, так как такие рамы менее чувствительны к этим явлениям и возможных просадок опор.

Для перекрытий больших помещений нашли применение рамы с пролетом до 30–40 м, а применяя предварительное напряжение в арматуре пролеты можно увеличить до 50 м. При больших пролетах железобетонные рамы обходятся дороже, чем металлические фермы, объясняется это нерациональным соотношением между полезной нагрузкой и значительным собственным весом.

В Украине применяют два типа железобетонных полурам – сплошные и составные. Разрез полурам в узле сопряжения ригеля со стойкой, сделанный с целью упрощения технологии изготовления и транспортировки составных элементов, приводит к дополнительной операции по укрупнительной сборке.

Сопоставляя составную полураму со сплошной, можно заметить, как достоинства, так и некоторые недостатки, оценка которых приводится ниже.

К *достоинствам составной полурамы* можно отнести: простоту изготовления арматурных каркасов, что позволяет наладить механизированное их изготовления с использованием существующего стандартного оборудования (точечные сварочные аппараты и др.); простые опалубочные металлические формы; возможность уплотнения бетона в

элементах полурам на вибростолах; возможность использования пропарочных камер; возможность изготовления ригелей и стоек полурам в цехах заводов ЖБК с использованием имеющихся технологических линий; простота складирования как на заводе ЖБК, так и стройплощадках; простота транспортировки прямолинейных составных элементов.

К недостаткам составной полурамы следует отнести необходимость производства укрупнительной сборки и антикоррозионной защиты металла в месте соединения ригеля со стойкой. Несмотря на отмеченные недостатки, составные полурамы выгодно отличаются от сплошных по условиям их изготовления и транспортировки.

Габаритные размеры сечений, составных и сплошных полурам почти одинаковы.

1.5. Оценка эффективности применения трехшарнирных железобетонных рам

В целях упорядочения вопросов применения рамных конструкций с участием автора проведена большая работа по обобщению опыта и технико-экономического обоснованию применения эффективных решений рамных конструкций для строительства сельскохозяйственных производственных сооружений шириной 18 и 21 м в условиях Украины. На основании технико-экономических показателей было установлено, что наиболее экономичными и менее материалоемкими являются конструкции трехшарнирных железобетонных рам таврового сечения с пролетами 18 и 21 м [107, 135, 136].

Сравнение стоимости затрат на производство прямоугольного сечения показывает, что при почти равной стоимости и затратах на их изготовление (включая укрупнительную сборку) рамы таврового сечения выгодно отличаются от прямоугольных по массе (62 %), стоимости транспортировки (48 %), а также по расходам пара (58 %) и электроэнергии (57 %) на их изготовление [209].

Было проведено сравнение вариантов конструктивного решения полнокаркасных сельскохозяйственных сооружений с пролетом 21 м

(табл. А.1.9). Как видно из таблицы А.1.9, конструктивные решения сооружений с использованием рамных конструкций с различными вариантами покрытия и фундаментов типа «башмак» в большинстве случаев экономичнее сооружения со стоечно-балочной системой по типовому проекту 801–23 по всем показателям, за исключением некоторой перерасхода арматурной стали для схем 6–8, где перерасход составляет от 15,3 до 45,7 %.

В последнее время в качестве фундаментов под рамные конструкции широко применяют пирамидальные сваи [122]. В связи с этим было проведено сравнение вариантов конструктивных решений полнокаркасных сельскохозяйственных зданий пролетом 18 и 21 м с применением для фундаментов пирамидальных свай (табл. А.1.10).

Из табл. А.1.10 видно, что конструктивные решения сооружений с использованием пирамидальных свай и рамных конструкций с различными решениями покрытия экономичнее стоечно-балочной системы по типовому проекту 1.800 по всем показателям, за исключением расходов арматурной стали при покрытиях с применением железобетонных плит, где перерасход составляет 19, 5 % при пролете 21 м и 17–23 % при пролете 18 м. Следует также отметить, что производственные сооружения с несущим рамным каркасом, по сравнению со зданием с традиционными стоечно-балочными железобетонными конструкциями, имеют ряд существенных преимуществ: на 30% уменьшается масса конструкций и на 1,5–3 % сметная стоимость строительства; сокращается количество монтажных элементов каркасов в 2–2,5 раза и продолжительность возведения сооружения на 10–15 %. Отсутствие внутренних опор позволяет применить гибкую технологию содержания животных при непрерывном совершенствовании средств механизации. Рамные конструкции имеют повышенную коррозионную стойкость.

Технико-экономические сравнения подтверждают эффективность применения рамных конструкций в каркасных сельскохозяйственных сооружениях [107, 135, 136, 139, 232, 236].

Институтом Укрколхозпроект и его филиалами было исследовано около 20 типов конструктивных схем сооружений, применяемых с каркасом из сборных железобетонных полурам различных типов при шаге 3,0; 4,0; 4,5; 6,0, с покрытиями из сборных железобетонных плит типа СПР, ПР, по железобетонным прогонам, комбинированных, где приведены технико-экономические показатели по конструктивным элементам сельскохозяйственных производственных сооружений пролетом 21 м с каркасом из железобетонных рам.

Анализ показал, что наиболее эффективными по технико-экономическим показателям является решение сооружений с каркасом из сборных железобетонных полурам РЖС-1350 (для первого снегового района) и РЖС-1600 (для второго снегового района), установленных с шагом 4,5 м под покрытие из сборных железобетонных плит ПР 45×30 и шагом 6 м под покрытие из асбестоцементных листов по железобетонным прогонам типа ПЖТ, установленным через 1,5 м, а также с шагом 6 м под покрытие из плит АКД по сборным железобетонным прогонам ПЖТ, установленным через 3 м.

К общим принципам проектирования рамных каркасов зданий, которые используются в различных странах мира последние 30 лет, относятся: принцип универсальности и модульности каркасов зданий, принцип минимальной стоимости здания, принцип минимальных затрат стали, принцип технологичности изготовления и принцип минимальных затрат на транспортировку. Конструкции при реализации этих подходов должны обеспечивать несущую способность на заданные нагрузки и безопасную надежную эксплуатацию конструкций.

Но, авторы рамных конструкций каркасов скупко публикуют данные о расчете таких элементов переменного сечения на прочность, устойчивость, жесткость и трещиностойкость, а в строительных нормах Украины отсутствуют положения о расчете элементов переменного сечения. С другой стороны ознакомления с проектами рамных каркасов переменного сечения свидетельствует о том, что в основу расчета положен экспериментально-

методологические результаты, указывает на необходимость проведения широкого круга экспериментально-теоретических исследований по уточнению напряженно-деформированного состояния элементов переменного сечения. При этом необходимо разработать новые и усовершенствовать существующие методики расчета несущей способности таких элементов на прочность, устойчивость, жесткость и трещиностойкость, которые бы учитывали влияние на конструктивную форму рамы и ее элементов и положительно влиять на сопротивление внешним нагрузкам.

Задачи проектирования конструкций каркасов здания при поиске рациональной конструкции характеризуются необходимостью решения вопросов по проектированию конструкций (определение основных геометрических параметров при соответствующих архитектурных и функциональных ограничениях), обеспечения несущей способности конструкций, прочности, устойчивости, жесткость и трещиностойкости конструкций при заданных условиях проектирования, модульности конструкций различных нормативных параметров.

Таким образом, проектирование современных железобетонных конструкций сводится к целенаправленному выбору лучших решений конструкции по определенным критериям. Такое проектирование выполняется с учетом принципов проектирования и дополнительных экономических, конструктивных, эксплуатационных, архитектурных требований.

1.6. Выводы по разделу 1

1. Рамные железобетонные конструкции в нашей стране и за рубежом широко применяют при строительстве промышленных, производственных и общественных зданий.

2. Исходя из разработанных изобретений за последние 20 лет конструкции железобетонных рам для каркасов однопролетных и многопролетных зданий продолжают развиваться и совершенствоваться в Белоруссии, России, Украине и Казахстане. Получили широкое

распространение конструкции затяжки для восприятия распора как для однопролетных, так и для многопролетных зданий. Особого внимания заслуживает унифицированный рамный каркас различной высоты и ширины (№10) и конструкция с пересекающимися ригелями сейсмоустойчивого каркаса здания (№ 13).

3. Каркасные сооружения из трехшарнирных рам отличаются применяемыми пролетами, продольными шагами рам, высотами стоек, уклонами ригелей, армированием, классом бетона и другими показателями, не соответствует требованиям единой модульной системы и унификации габаритных схем сельскохозяйственных сооружений.

4. Наиболее экономичными по затратам бетона и стали по сравнению с конструкциями стоечно-балочной системы являются железобетонные трехшарнирные рамы таврового сечения пролетом 18 и 21 м. Их можно рекомендовать к использованию в строительстве сельскохозяйственных промышленных сооружений и считать исходными для дальнейшего развития и улучшения составных и сплошных железобетонных полурам.

5. Тавровая форма поперечного сечения ригелей и стоек полурам является наиболее экономичной по материалоемкости по сравнению с прямоугольным сечением, однако их применение усложняет технологию изготовления таких конструкций, что отражается на их стоимости.

6. Для облегчения массы рамных железобетонных конструкций целесообразным было бы разработать полурамы из легкого железобетона на пористых заполнителях (керамзит, аглопорит, шлаковая пемза и др.). Это снизит массу конструкций на 30–40 %.

7. Необходимо провести экспериментально-теоретические исследования устойчивости железобетонных рам при различных схемах их крепления.

8. Для более широкого применения составных и сплошных железобетонных полурам таврового сечения целесообразно разработать номенклатуру рабочих чертежей составных и сплошных железобетонных полурам, применяемые для строительства каркасов сельскохозяйственных

сооружений шириной 18 и 21 м с номинальной высотой помещений 2,4 и 2,7 м под унифицированные расчетные нагрузки с учетом снежных районов Украины и различных вариантов покрытия: плитном, прогонном и смешанном.

9. Целесообразно расширить номенклатуру проектов с применением рамных конструкций. Предусмотреть использование трехшарнирных железобетонных рам для складов, крытых токов, гаражей, навесов и других сооружений вспомогательного назначения.

10. Решение фундаментов, применяемых под пяты трехшарнирных железобетонных рам, является емкими по материалам и трудозатратам. Для рамных конструкций рассматривается вопрос применения наиболее рациональных типов фундаментов, в том числе свайных.

11. Совершенствование конструктивных решений сооружений с применением рамных конструкций следует рассматривать и решать как одну из важнейших задач технического прогресса в сельскохозяйственном строительстве сооружений производственного назначения.

1.7. Задачи исследований

Проблемой строительства из железобетона на современном этапе развития является совершенствование конструктивных решений с целью повышения энергосбережения зданий не только за счет экономии бетона и стали, но и за счет уменьшения расходов на эксплуатацию уменьшенного строительного объема при сохранении функциональности здания.

Такой эффект в экономии энергоресурсов и повышении экологической безопасности эксплуатации здания и окружающей среды возможно достичь только внедрением эффективных конструктивных форм с минимально необходимым строительным объемом. Во введении сформулирована цель научных исследований, для достижения которой необходимо решить ряд актуальных научных задач.

Научные задачи исследований сформулированы на основании анализа современного состояния строительства, выполненных научных

исследований других ученых и личных исследований, выполненных по научным программам.

Поставленная цель достигается решением следующих научных задач.

1. Развить и усовершенствовать методы расчета прочности, устойчивости, жесткости и трещиностойкости рамных конструкций, а также методик определения эффективных геометрических размеров несущих железобетонных рам с переменной высотой стенки с помощью ПК ЛИРА.

2. Разработать новый способ изготовления эффективных по затратам бетона и стали рам переменного сечения и соответствующие конструктивные формы элементов. Разработать новые конструктивные решения рамных каркасов переменного сечения, соответствующих современным требованиям на уровне изобретений.

3. Установить закономерности влияния генеральных размеров эффективных рам (пролета, высоты, угла наклона и формы ригеля, перелом ригеля, степень изменяемости сечения) на значение расчетной длины стоек и ригелей рам.

4. Экспериментально в натурную величину определить прочность, устойчивость, жесткость и трещиностойкость трехшарнирных железобетонных рам пролетом 12, 18 и 21 м с использованием различных методик испытаний.

5. Разработать эффективные одно и многопролётные рамные конструкции уменьшенной материалоемкости.

6. Разработать эффективные типы конструкций покрытий, стен и фундаментов.

7. Определить рациональные области применения каркасных зданий в рамных конструкциях.

8. Привлечь эффективные рамные конструкции в практику проектирования и строительства, а также в нормативные документы.

Решение этих задач откроет путь к решению важной научно-технической проблемы – снижение энергоемкости зданий благодаря

рациональной конструктивной форме рамного каркаса и использованию эффективных элементов переменного сечения, а также позволит открыть дополнительные резервы несущей способности, что позволит снизить расход бетона и стали.

Важно то, что используя элементы переменного сечения возможно создать все конструктивные элементы каркаса: стойки и ригели рамы, прогоны, балки, колонны и т.д. То есть эти элементы охватывают все элементы здания и достаточно большой класс новых прогрессивных конструктивных решений.

РАЗДЕЛ 2

ПУТИ СОВЕРШЕНСТВОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ, МЕТОДИК, ТЕОРИИ РАСЧЕТА И ИССЛЕДОВАНИЙ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РАМ ПЕРЕМЕННОГО СЕЧЕНИЯ

2.1. Выбор и обоснование конструктивной схемы и объемно-планировочных решений каркасных зданий

Конструктивные схемы арок и сводов являются наиболее используемыми по сравнению с другими конструкциями в связи с наличием в них преимущественно сжимающих усилий. Вместе с тем, для восприятия распора арок и сводов необходимо предусматривать устройство типа затяжки или массивные фундаменты, воспринимающие распор. Кроме того, в пологих арках и сводах часть помещений не используют вследствие малой их высоты у опор [151]. В высоких арках и сводах, которые имеют меньший распор, также образуется объем помещений (рис. 2.1), который не используется, но отапливается зимой.

Ниже рассмотрены конструктивные схемы стоечно-балочных каркасов зданий (рис. 2.2). Как в однопролетных, так и в многопролетных каркасах зданий стойки работают на сжатие от снеговой нагрузки и собственного веса конструкций, а также на изгиб от ветровой нагрузки. Балки от снеговой нагрузки и собственного веса конструкции работают только на изгиб. Вследствие этого появляется повышенная материалоемкость балок при пролетах 18 и 21 м (рис. 2.2, *а*). Как вариант снижения материалоемкости балок иногда предусматривают промежуточные стойки, которые разделяют балки на две или три части (рис. 2.2, *б*). При этом балки имеют шарнирное опирание на стойки.

В рамной конструкции ригель жестко соединен с стойками, вследствие чего изгибающие моменты в пролете ригеля значительно уменьшаются за счет опорных моментов в узлах сопряжения ригеля со стойкой, а также закрепления стоек в фундаментах (рис. 2.2, *в*). Вместе с тем следует отметить

сложность обеспечения защемления ригеля в стойках, как в монолитном, так и в сборном вариантах.

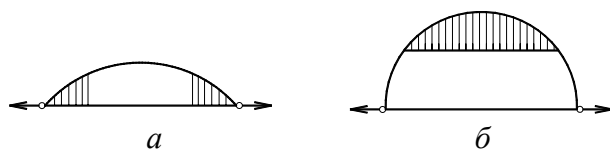


Рис. 2.1. Конструктивные схемы арочных (а) и сводчатых (б) покрытий сооружений (заштрихованная зона – неиспользованный объем сооружения)

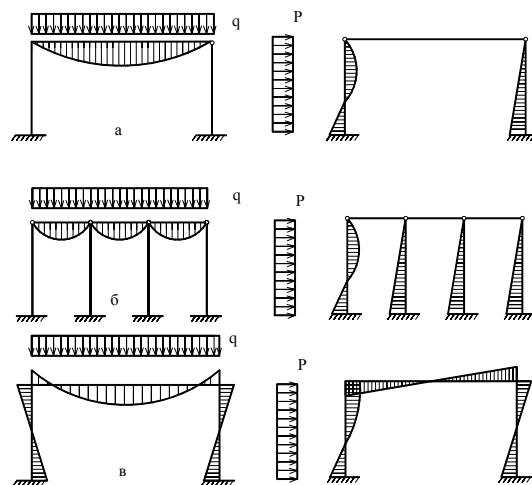


Рис. 2.2. Конструктивные схемы каркасов сооружений:
а – однопролётная стоечно-балочная; б – трехпролётная стоечно-балочная; в – однопролётная рамная конструкция

Если ригель предусмотреть двускатной с некоторым уклоном, то каждый полуригель воспринимает как изгибающие моменты, так и продольные нормальные усилия от распора, то есть он работает на внецентренное сжатие.

С целью выбора эффективного варианта рамного каркаса проведен сравнительный анализ эпюр моментов четырех вариантов конструктивных схем рамных каркасов зданий от действия равномерно распределенной нагрузки (рис. 2.3).

Первый вариант схемы (рис. 2.3, а) – бесшарнирная статически неопределимая рама. Одной из наиболее нагруженных участков является комбинированный узел. Создание надежного стыка в коньковом узле в условиях строительства является весьма трудоемкой задачей. Кроме того, фундаменты должны воспринимать дополнительные моменты. Поэтому такие схемы реализуются в отечественной и зарубежной [148] практике, в основном, в промышленном строительстве, где рама принята с жесткими узлами сопряжения ригеля с колоннами.

Второй вариант схемы (рис. 2.3, б) – двухшарнирная статически неопределимая рама с шарниром на опорах и жестким коньковым узлом. Этот вариант может быть осуществлен с помощью двухскатных балок или ферм с жестким защемлением концов с колоннами. Моменты в пролете ригеля несколько меньше, чем в первом варианте в связи с наличием больших опорных моментов в узле соединения ригеля со стойкой.

Третий вариант схемы (рис. 2.3, в) – одношарнирная рама с жестким защемлением опорных узлов и шарниром в коньковом узле. Такую схему применяют с использованием составных полурам в Англии [148]. Наличие почти одинаковых моментов по длине ригеля рамы позволяет разработать полурамы с постоянным сечением ригеля и стойки. Фундаменты должны воспринимать дополнительные моменты.

Четвёртый вариант схемы (рис. 2.3, г) – трехшарнирная рама с опорными и коньковыми шарнирами. Наибольшие усилия возникают в карнизном узле – узле сопряжения ригеля со стойкой, вследствие чего сечение ригеля и стойки полурамы необходимо предусматривать переменным, с максимальным значением высоты в карнизном узле. В связи с наличием большого значения момента в коньковом узле в первых двух схемах (рис. 2.3, б), который практически сложно обеспечить жестким соединением в натуре, эти варианты схем из дальнейшего анализа исключаются.

В конструкции рам с шарнирной схемой моменты в пролетах ригелей полурам и узле соединения ригеля со стойкой примерно одинаковы. Так что можно предположить постоянное сечение ригеля и стоек полурам, что упрощает их изготовление. Вместе с тем в месте опирания пяты стойки в фундаменте кроме действия вертикальных и горизонтальных (распорных) усилий, возникает момент, который должен восприниматься фундаментом, что приводит и к его усложнению.

Кроме того, одношарнирная схема рамы является статически неопределимой конструкции по сравнению с трехшарнирной рамой и

чувствительной к проседанию опор. Сравнение технико-экономических показателей одношарнирные и трехшарнирных рам с учетом фундаментов [199] показывает, что наиболее экономичной и менее материалоемкой является трехшарнирная рама.

Обобщение отечественного и зарубежного опыта проектирования и строительства каркасных зданий выявило [232, 236], что трехшарнирная статически определимая конструкция железобетонной рамы является нечувствительной к неравномерным осадкам опор. Она нашла широкое применение при строительстве каркасных зданий в нашей стране, при этом достигается значительный экономический эффект по сравнению с балочной схемой со стойками [232, 236].

В трехшарнирных статически определимых рамах максимальные усилия от действия эксплуатационных нагрузок возникают в узлах со стойкой (рис. 2.4).

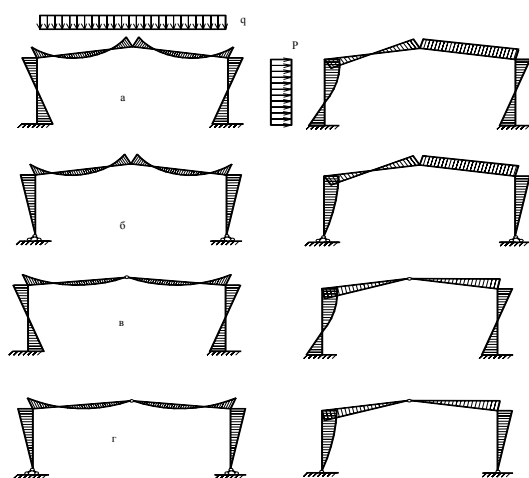


Рис. 2.3. Эпюры моментов при разных конструктивных схемах рамного каркаса: *а* – рама с жёстким узлом (бесшарнирная); *б* – рама с опорными шарнирами (двухшарнирная); *в* – рама с коньковым шарниром (одношарнирная); *г* – рама с опорными и коньковым шарнирами (трехшарнирная)

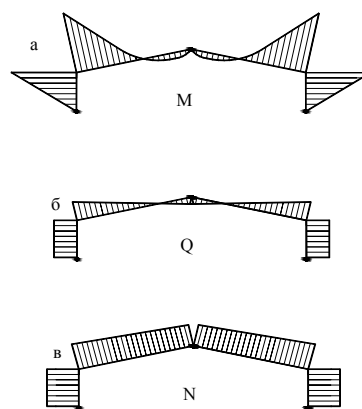


Рис. 2.4. Эпюры усилий в трёхшарнирной раме от единичной равномерно распределённой нагрузки: *а* – эпюра изгибающих моментов; *б* – эпюра поперечных сил; *в* – эпюра нормальных сил

С целью снижения материалоемкости стойки и ригели полурам приняты переменного сечения с увеличением в зоне действия максимального момента.

Проведенные исследования на ЭВМ по специальной программе [236] влияния пролета рам 9, 12, 15, 18, 21 и 24 м на усилия M , N , Q при высоте стояка рамы 3,6 м, угле наклона ригелей рамы 25° (рис. 2.5). Установлено, что увеличение пролета рамы с 9 м до 24 м приводят к увеличению момента в карнизном узле в 4,4 раза, нормальной силы в 3,4 раза и в 2,3 раза поперечной силы.

Обнаружено, что увеличение высоты колонны рам с 3,3 до 6,0 при постоянных значениях пролета 21 м и углу наклона ригеля 25° приводит к увеличению момента в 1,36 раза, уменьшению нормальной силы в 1,17 раза и увеличению поперечной силы в 1,09 раза (рис. 2.6). Установлено, что увеличение угла наклона ригеля рам от 0° до 40° при постоянных значениях пролета 21 м и высоты стояка 3,6 м приводит к уменьшению момента в 3,45 раза, нормальной силы в 1,52 раза и поперечной силы в 2,06 раза (рис. 2.7). Изменяя угол наклона ригелей полурам можно достичь оптимального соотношения моментов, поперечных и нормальных сил. Пролеты каркасных зданий 12, 18, и 21 м приняты, исходя из технологических особенностей содержания животных и птиц.

При выборе высоты стоек рамы выходят из следующих соображений. При высоте помещений 2,5; 2,7; и 3,0 м, определяемой высотой мобильных транспортных средств, применение рамных конструкций с ломаным контуром ригеля позволяет не повышать отметку внутренней грани карнизного узла 2,4 м [29, 52]. Это возможно в связи с тем, что при наклоне ригеля 1: 4 максимально нужна для транспортных средств высота 3,0 м и обеспечивается на расстоянии 2,5 м от стойки рамы по технологии соответствует зоне движения транспорта в большинстве зданий.

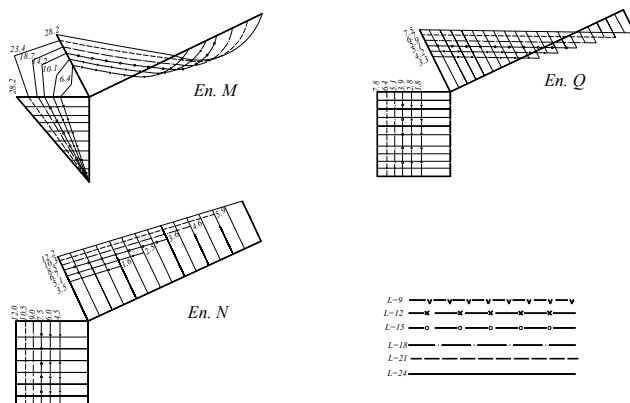


Рис. 2.5. Влияние пролёта рам на усилия M, N, Q ($H = 3,6$ м; $\alpha = 25^\circ$)

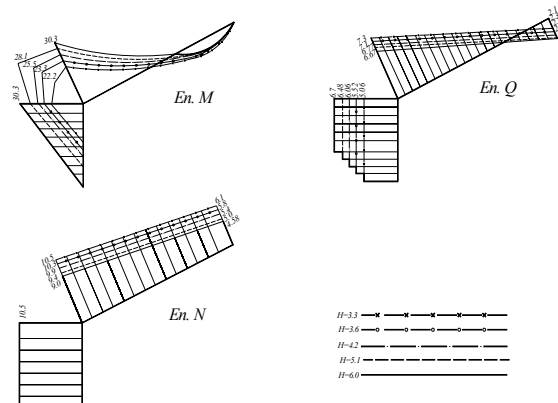


Рис. 2.6. Влияние высоты стойки рам на усилия M, N, Q (при $L = 21$ м; $\alpha = 25^\circ$)

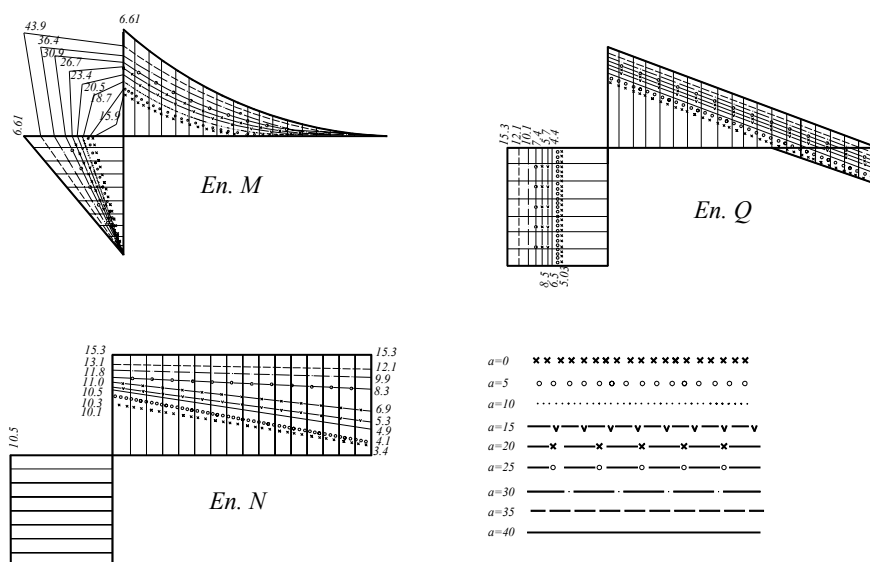


Рис. 2.7 Влияние наклона ригеля рам на усилия M, N, Q (при $L = 21$ м; $H = 3,6$ м)

Таким образом, рамный поперечник с ломаным контуром ригеля является рациональной схемой здания, позволяет обеспечить необходимый транспортный габарит при минимальной высоте стен, которые уменьшаются на 19 % по сравнению с горизонтальным расположением нижнего пояса несущих конструкций покрытия [29, 52]. От выбора объёмно-планировочных и конструктивных решений трехшарнирных железобетонных рам зависят габариты и конструктивные схемы здания.

В настоящее время в соответствии с СНиП [179] и ГОСТ [65, 66] приняты величины пролетов каркасов зданий: 12, 18 и 21 м, что подтверждается опытом массового проектирования и строительства

каркасных зданий для сельского хозяйства. Рамные каркасы для указанных пролетов выходят простыми, а Г-образные полурамы – транспортабельными. Кроме того, как показывает практика проектирования, в таких каркасных зданиях может быть использован один тип покрытия. Наклон ригеля полурам принят 0,25 или 1: 4 [179], что предполагает простое в устройстве и надежное в эксплуатации вентилируемое покрытие с использованием асбесто-цементных листов.

Вместе с тем, следует отметить, что шаг рамных каркасов, высота внешней грани стояка рамы (высота стены) принимают без учета действующих объемно-планировочных параметров и существующей номенклатуры изделий.

Необходимо для каркасных зданий различных пролетов предусмотреть один типоразмер стеновой панели с одним габаритным размером и конструктивным решением, при этом необходимо, чтобы стояки полурам различных пролетов были одинаковы. Одинаковые высоты внешней грани стойки при однотипных решениях карнизных и опорных узлов позволяет применять одну стеновую панель. Шаг рамных каркасов в настоящее время принимают 3; 4; 4,5 и 6 м. Шаг 6м является унифицированным и основным для рамных каркасов под большие нагрузки. Фундамент в таких каркасах достаточно сложный.

В Украине [232, 236] получил развитие шаг рам 4,5 м, а в России – 4,0 м. При этих значениях является большое количество разработок несущих и ограждающих конструкций, внедренных в сельском строительстве. Однако, шаг рам 4,0 и 4,5 м не является унифицированным, в связи с чем он не был рекомендован к дальнейшему внедрению.

2.2. Методика расчета трехшарнирных железобетонных рам

Проектирование железобетонных рам содержит следующие этапы: выбор расчетно-конструктивной схемы; сбор нагрузки; выбор геометрических размеров сечений полурам; статический расчет трехшарнирной рамы; построение эпюр изгибающих моментов, поперечных

и продольных сил; нахождение наиболее нагруженных сечений и их расчет; определение нужного количества продольной арматуры, подбор поперечного сечения элементов полурам; конструирования узлов рамы.

Основной расчетно-конструктивной схемой является однопролетная трехшарнирная статически определимая рама с двускатным ригелем с уклоном 1: 4. При этом основные пролеты приняты 18 и 21 м, а высота стоек 3,3 и 3,6 м, в зависимости от назначения здания. Рама состоит из двух Г-образных (сплошных или составных) полурам.

В процессе эксплуатации каркасные сооружения из трехшарнирных железобетонных рам воспринимают такие нагрузки: вертикальное от собственного веса покрытия; вертикальное от веса снега; вертикальное от веса подвесного оборудования; горизонтальное под действием ветра. Сбор нагрузки на конструкцию проводят в соответствии со СНиП и ДБН [172, 178] на постоянное (собственный вес рамы и элементов покрытия) и временное (нагрузка от ветра и снега). Учитывая, что прогоны или ребра плит покрытия расположены достаточно часто, то нагрузка от них на ригель рамы рассматривают как равномерно распределенную по его длине. Согласно СНиП и ДБН [172, 178] расчет проводят на основное сочетание нагрузок, включающее постоянное и одно из временных нагрузок и дополнительное сочетания, включая все действующее нагрузки, кроме особой. При этом усилия от временной расчетной нагрузки определяют умножением на коэффициент 0,9.

Приведённый анализ ряда методик расчета рам пролетом 12, 18, 21 м с наклоном ригеля 1:4 и небольшой высотой стояка 3,3; 3,6 м обнаружил разгружающий эффект от ветровой нагрузки на наиболее загруженных участках рамы. В связи с этим некоторые проектировщики с известной степенью допущения не учитывают ветровую нагрузку в расчетной схеме. Для расчетных сечений трехшарнирных рам принято две расчетные схемы нагрузки (рис. 2.8): а) от действия постоянного и временного нагрузок, равномерно распределенного по всему ригеля, который является наиболее

опасным для узла стыка ригеля со стойкой полурамы; б) от действия равномерно распределенной нагрузки: постоянного по всему ригелю и временного на одной половине ригеля, которое является наиболее опасным для ригеля полурамы. Предыдущие размеры сечения принимают исходя из опыта проектирования. При симметричной загрузке ригеля вертикальной нагрузкой вертикальные составляющие опорных реакций рамы определяют из условия равенства нулю суммы проекций всех сил на вертикальную ось. При односторонней нагрузке ригеля снеговой нагрузкой и при действии ветра из условия равенства нулю суммы моментов всех сил относительно точки А и В поочередно для каждой реакции (рис. 2.8). Распор Н находится из условия равенства нулю суммы моментов всех сил относительно комбинированный шарнира соответственно для левой и правой полурам.

По результатам статического расчета рамы получают эпюры изгибающих моментов M , поперечных сил Q и продольных сил N от наиболее невыгодных комбинаций расчетной нагрузки (див. рис. 2.4). Проверка размеров наиболее нагруженных поперечных сечений внецентренно сжатых ригелей и стоек и подбор площади сечения арматуры в них проводят в соответствии со СНиП [177] и Пособий [142, 143]. Горизонтальную составляющую опорной реакции (распор H) определяют из условия равенства нулю суммы моментов всех сил относительно конькового шарнира. При несимметричной нагрузке – в соответствии с левой или правой полурам.

При симметричном равномерно распределенной вертикальной нагрузке на ригель вертикальные составляющие опорных реакций и распор определяют по формулам:

$$R_a = R_b = 0,5ql ; \quad (2.1)$$

$$H_a = H_b = ql^2 / B(H + C) . \quad (2.2)$$

Усилия в сечении X с координатами X и Y определяют по зависимостям:

$$M_x = R_a x - H_a y - qx^2 / 2 ; \quad (2.3)$$

$$N_x = -H_a \cos \alpha - q(1/2 - x) \sin \alpha; \quad (2.4)$$

$$Q_x = R_a \cos \alpha - H_a \sin \alpha - qx \cdot \cos \alpha. \quad (2.5)$$

Изгибающий момент от действия горизонтальной ветровой нагрузки интенсивностью $P\omega_1$ и $P\omega_2$ определяют по формуле

$$M_p = H_a y - R_a x - \omega_1(H + c) - \omega_2 xy. \quad (2.6)$$

По мнению автора работы [151], расчёт по деформациям (перемещениям) можно не проводить, поскольку практика испытаний и эксплуатации рам показывает, что жесткость их достаточна. Прогибы при нормативных нагрузках не превышают предельных значений по СНиП [177] и ГОСТ [78]. Расчет по раскрытию трещин нормальных и наклонных к продольной оси ригеля и стойки рамы проведен в соответствии с действующими нормами [78, 177], исходя из условий эксплуатации рам в каркасных зданиях при наличии агрессивной среды.

Суть *физической нелинейности* работы железобетонных рам под нагрузкой состоит в том, что железобетон представляет собой неоднородный материал, испытывающий ползучесть, усадку, трещинообразование и т.п., влияние которых необходимо учитывать в расчетах рам при эксплуатационных нагрузках.

Суть *геометрической нелинейности* в расчетах конструкций заключается в том, что в расчетах учитывают влияние прогибов ригеля и стоек под действием эксплуатационной нагрузки, влияние изменения геометрических размеров и формы поперечного сечения ригеля и стоек и тому подобное.

В связи с этим расчет трехшарнирных железобетонных рам должен проводиться по деформированной схеме с учетом физической и геометрической нелинейности, а также с учетом вертикального перемещения гребневого шарнира и горизонтальных смещений карнизных узлов при действии эксплуатационной нагрузки.

Для учета изменения формы поперечного сечения и армирования ригель полурамы разбивают на семь расчетных участков, а стояк - на пять. В пределах каждого участка величина армирования рамы и все геометрические характеристики поперечного сечения, кроме высоты, принимают постоянными. Каждый участок характеризуется своей крайней координатой. Для ригеля координату конца участка рассчитывают от оси гребневого шарнира к карнизному узлу по разбивочной оси ригеля, а стояка – от опорного шарнира к карнизному узлу по разбивочной оси стояка. Разбивочные оси проходят в ригели и стояке через середину пришарнирных сечений и к карнизному узлу параллельно внешней части рамы (рис. 2.9). Поперечное сечение элементов рамы – симметричный двутавр с арматурой, расположенной в верхней и нижней полках (рис. 2.9). Высота сечения ригеля и стойки меняется прямолинейно от карнизного узла к коньковым и опорным узлам.

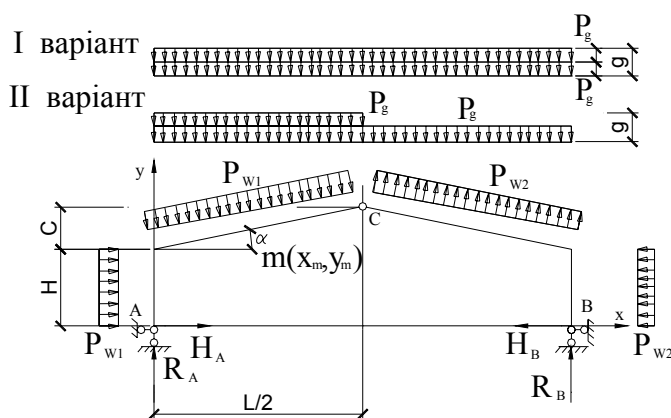


Рис. 2.8. Расчетная схема трехшарнирной рамы

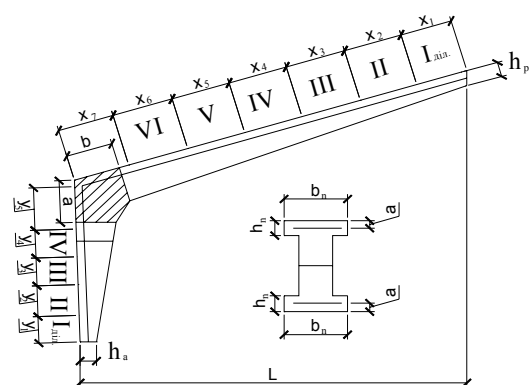


Рис. 2.9. К расчету трехшарнирной рамы: а – геометрическая схема полурамы; б – поперечное сечение полурамы

Прочность сечения проверяют при каждой комбинации нагрузки в таких местах рамы: у шарниров ригеля и стойки, в сечениях ригеля и стойки, состыкованных к месту сечения внутренних поверхностей ригеля и стойки с вутом карнизного узла, слева и справа от границы каждого участка на ригеле и стояке и в двух сечениях ригеля, один из которых является наиболее опасным при двусторонней нагрузке рамы временной нагрузкой, другой - при односторонней нагрузке временной нагрузкой. Нахождение этих

опасных сечений происходит автоматически [160, 232, 236]. Проверку сечений карнизного узла, расположенных за поверхностью вута, не проводят (заштрихованная зона на рис. 2.9).

Проверка сечений, нормальных к оси элемента, проводят при действии внецентренного сжатия по двум расчетным случаями согласно СНиП [177]. Расчет всех рам таврового сечения типа РЖ и РЖС проводят по методике, описанной выше.

Институтами НИИСК и Укрколхозпроект разработаны методические рекомендации по статическому расчету трехшарнирных железобетонных рам типа РЖУ [89]. Особенностью рекомендаций является учет геометрической и физической нелинейности. При этом в методических рекомендациях [89] приводят табличные данные, которые позволяют определить усилия в сечениях рам, не используя трудоемкий ручной расчет или расчет на ЭВМ.

Пролеты рам приняты 9, 12, 18, 21 м, шаг – 6 м, высота стоек – 3.6, 4.2, 5.1, 5.7 м. Полурамы всех типоразмеров имеют одинаковую форму и размеры соответствующих сечений.

Пространственная жесткость рамного каркаса сооружения обеспечивается приваркой закладных деталей плит или прогонов к рамам с устройством при прогонном решении металлических связей по ригелям и стойкам рам.

В соответствии с методическими рекомендациями [89] общий алгоритм содержит следующие этапы: назначение расчетной схемы; сбор и определение нагрузки; статический расчет рамы как упругой системы; выявления опасных комбинаций нагрузки; корректировки значений усилий с учетом деформированной схемы рамы; расчет по I и II группам предельных состояний.

Расчет трехшарнирных рам проводят как статически определимой системы по стандартным программам ПК Супер [68], ППП АПЖБК [102], ЛИРА [90, 80, 81], SCAD [183].

Автоматизированная система ПК ЛИРА предназначена для численного исследования прочности, устойчивости конструкции и для автоматизированного выполнения конструирования элементов. При численном исследовании учитывают нелинейные зависимости между напряжениями и деформациями, обусловленными изменением формы конструкции (геометрическая нелинейность) и явлениями пластичности, ползучести и усадки (физическая нелинейность).

ПК ЛИРА реализует численный метод дискретизации сплошной среды – метод конечных элементов (МКЭ). Решение задач по МКЭ проводят по следующим этапам: назначение узловых точек, в которых определяют узловые перемещения; разделение системы на конечные элементы; построение матриц жесткости; формирование системы канонических уравнений; решение системы уравнений и расчет узловых перемещений, определение компонентов напряженно-деформированного состояния данной системы по найденным значениям узловых перемещений.

ПК ЛИРА содержит библиотеку с большим количеством различных типов конечных элементов, современные быстродействующие алгоритмы решения систем уравнений и определения собственных чисел. Экономии проектирования достигают за счет снижения себестоимости конструирования и расчета вследствие ускорения процесса проектирования и улучшения качества результатов труда проектировщиков.

Расчетную схему рам принимают в виде трехшарнирной системы с размерами в геометрических осях 9, 12, 18 и 21 м (рис. 2.10). Согласно [89] расчетную (кодovou) схему каждой рамы разбивают на отдельные стержни путем расстановки промежуточных узлов. При этом нумерация узлов и стержней ведут в восьмеричном коде исчисления (пропускаются числа, содержат 8 и 9). Места расположения узлов выбирают в точках приложения внешней нагрузки и изменения поперечного сечения ригелей и стоек. Расположение узлов на расчетной схеме показано на рис. 2.10.

Рамы рассчитывают на такие нагрузки: постоянное, временное, длительное, кратковременное снеговое, ветровое. При этом все нагрузки (за исключением ветровой) приводят к сосредоточенным силам.

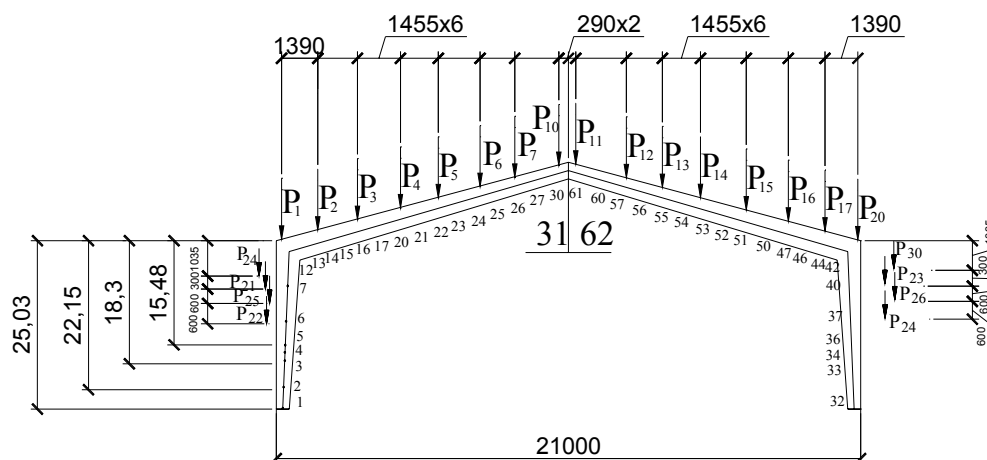


Рис. 2.10. Расчетная схема и схема приложения единичной нагрузки к ригелю и стойки рамы

Постоянная нагрузка содержит: собственный вес рамы, покрытия вентиляционных гребней и шахт (рис. 2.11). Временное длительная нагрузка – вес навесного оборудования (трубопроводы и т.п.) (рис. 2.11); снеговую нагрузку – вес снежных мешков у вентблоков и продухов (рис. 2.12). Кратковременную ветровую нагрузку принимают в виде распределенной нагрузки по ригелю и стойке рамы с учетом типа здания.

Усилия в сечениях рам определяют отдельно на такие виды нагрузки: на постоянную нагрузку; на временные длительные нагрузки и снеговые в двух вариантах: снег на левой полураме или на правой (усилие от симметричной загрузки снегом определяют как сумму этих усилий); на собственный вес рамы; на ветровую нагрузку в двух вариантах: ветер слева и справа.

Усилия в сечениях рамы от сосредоточенных сил определяется как сумма произведений этих сил на величину усилия от единичных сосредоточенных сил.

Расчетные сочетания содержат действия от постоянного, длительного, кратковременного нагрузок. Коэффициент сообщения для кратковременной

нагрузки принимают равным 1,0 при одной нагрузке, или 0,9 – при двух нагрузках (снег и ветер).

В расчетные сообщения включают наиболее неблагоприятные для данного сечения рамы от одной из кратковременных нагрузок: для снеговых – на левой полураме, правой полураме, по всему пролету рамы; для ветровых – ветер слева, ветер справа.

Под действием продольных сил и моментов сечения элементов ригеля и стойки работают на внецентренное сжатие.

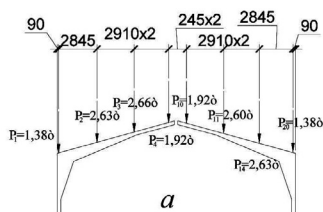


Рис. 2.11. Схемы нагрузок постоянными нагрузками от собственного веса покрытия и вентблоков (а) и временными длительными технологическими нагрузками (б)

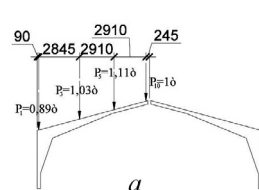
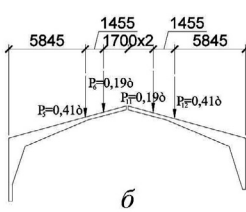
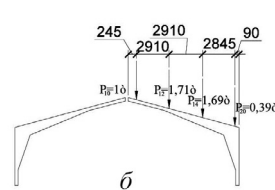


Рис. 2.12. Схемы нагрузок рамы кратковременным снеговым нагружением: а – снег на левой полураме; б – снег на правой полураме



Назначение расчётной длины ригеля и стойки рам по СНиП [177] является сложным в связи с наличием опорных и коньковых шарниров, переменной высотой сечения по длине элементов рамы, наличии сухого стыка сопряжения ригеля со стойкой и тому подобное. Согласно СНиП [177] влияние прогиба внецентренно сжатых элементов учитывают путем умножения значения эксцентриситета на коэффициент η с учетом деформированной схемы конструкции.

На основе анализа расчета рам [89], исходя из недеформированной и деформированной расчетных схем, установлено, что влияние продольного прогиба на несущую способность рам незначительный (до 7,0 %). Определены соответствующие коэффициенты (от 1,00 до 1,07), на которые необходимо умножать значение усилий в сечениях рам при расчете их по прочности и шириной раскрытия трещин, полученных по результатам расчета рамы как упругой системы. Согласно описанной эффективной методике проведены расчеты всех рам типа РЖУ.

2.3. Определение эффективных размеров и сечений элементов рам каркасов

Широкое использование железобетонных рамных конструкций в строительстве выдвинуло вопрос унификации полурам и отбора наиболее эффективных и рациональных конструкций для массового их применения [49].

Разработке сплошных и составных железобетонных полурам таврового сечения предшествовало нахождение такого конструктивного решения, которое бы соответствовало требованиям как экономного использования бетона и стали, так и простоты изготовления, а для составных полурам – еще и удобства транспортировки и простоты укрупнения ригелей и стоек. При этом одной из основных задач стала разработка конструкции полурамы минимального веса. Для решения поставленной задачи, в первую очередь рассмотрены четыре возможных сечения полурамы (рис. 2.13). Высоту каждого сечения принимали одинаковой.

Полурамы прямоугольного сечения получили наибольшее распространение. Для такого сечения проще все изготовить кассетные формы, оснащенные навесными вибраторами и устройствами для крышкой бортов при распалубке изделий. Полураму легче рассчитать и конструировать. Но прямоугольное сечение требует наибольшего расхода бетона, следовательно, полурама будет тяжелой.

Трапецевидное сечение экономичнее прямоугольного, но сложность создания пространственного арматурного каркаса не позволяет считать его достаточно эффективным для использования в трехшарнирных рамах.

Рамы двутаврового сечения (рис. 2.13) гораздо легче рамы прямоугольного сечения. Недостатком двутаврового сечения является сложность как бетонирования нижней полки двутавра, так и распалубки изделий, а также изготовление арматурных каркасов.

Тавровое сечение наиболее экономично по использованию бетона. В полурамах с тавровым сечением элементы полочки тавра располагают по внешнему контуру (рис. 2.14). Ширину полки назначают с учетом поперечной жесткости рамного каркаса, возможности размещения

арматурных стержней с устройством защитных слоев и обеспечения удобства бетонирования, а также с учетом простого и надежного крепления стеновых панелей и плит покрытия или прогонов. Высоту стенок тавра в узле стыка ригеля со стойкой определяют расчетом. При этом сжатую зону целесообразно армировать минимум двумя арматурными стержнями, один из которых необходимо обрывать согласно эпюры моментов на некотором расстоянии от узла разреза полурамы.

Тавровое сечение ригелей и стоек армируют двумя плоскими каркасами, установленными перпендикулярно друг к другу. В этом случае стенка таврового сечения – минимальной ширины ведет к значительному уменьшению массы полурамы и экономии бетона (рис. 2.14).

Бетон для полурамы с тавровым сечением ригелей и стоек следует принимать не ниже класса В30 не только из требований получения легкой конструкции. Как показывает опыт строительства, в тонкостенных конструкциях больших пролетов (а к ним относится и конструкция составной полурамы) в процессе транспортировки и монтажа возможные отколы бетона, вероятность возникновения которых резко уменьшается с увеличением прочности бетона.

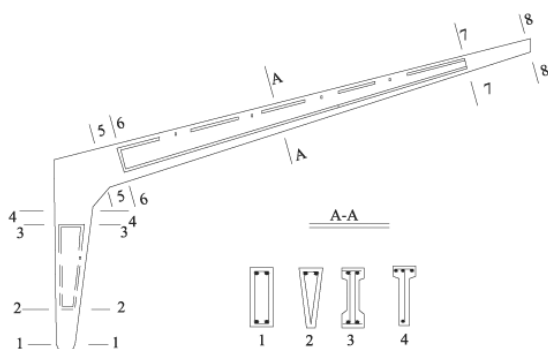


Рис. 2.13. Варианты поперечных сечений полурам: 1 – прямоугольный; 2 – трапециевидный; 3 – двутавровый; 4 – тавровый

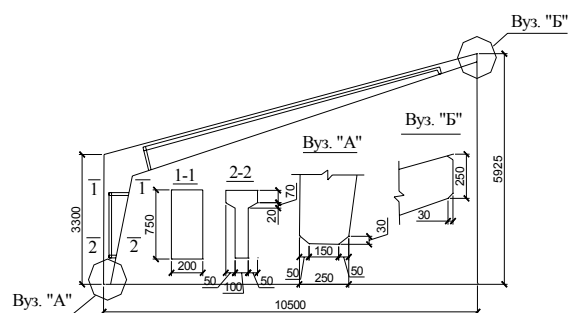


Рис. 2.14. Сплошная полурама таврового сечения

Высота таврового сечения ригеля и стойки полурамы предполагается переменной, уменьшается с удалением от узла сопряжения ригеля со стойкой (рис. 2.14). В наиболее нагруженных сечениях полурамы (карнизный,

гребневый, опорный узлы), эти сечения усиливают и предусматривают их прямоугольными.

Различные габариты рамных каркасов (высоты стоек, пролетов, сечения полурам) влияют на конструкцию узлов опирания стоек рамы на фундаменты и габаритные размеры стеновых панелей.

При разработке опалубочных чертежей полурамы рассматривали минимум восемь сечений (рис. 2.13), каждый из которых проверяли расчетом. Сечения 1-1 и 8-8 проверяли на действие поперечной силы по СНиП [177]:

$$Q < 0,3\varphi_{wl} \cdot \varphi_{bl} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0, \quad (2.7)$$

где φ_{wl} – коэффициент, учитывающий влияние хомутов, нормальных к оси элемента

$$\varphi_{wl} = 1 + 5\alpha \cdot \mu_w, \text{ но не больше } 1,3; \quad (2.8)$$

где
$$\alpha = E_s / E_b; \cdot \mu_w = A_{sw} / bs; \quad (2.9)$$

φ_{bl} – коэффициент, определен по формуле

$$\varphi_{bl} = 1 - R_b; \quad (2.10)$$

где $\beta = 0,01$ – для тяжелого, мелкозернистого и ячеистого бетона;

$\beta = 0,02$ – для лёгкого бетона; R_b , в МПа, h_0 – рабочая высота сечения.

Определение минимальных размеров высоты сечений потребует расстановки хомутов с учетом увеличения высоты сечения с приближением к узлу сопряжения ригеля со стойкой.

Сечения 4-4 и 5-5 в каркасном узле является наиболее нагруженными от совместного действия изгибающего момента и продольной силы. Высоту этих сечений и армирование подбирают поверочным расчетом методом последовательных приближений. Расстояние сечений 2-2 и 7-7 от опорного и гребневых узлов назначают из условия восприятия этими сечениями поперечной силы с учетом действия нормальной силы и из конструктивных решений.

Расстояние сечений 3-3 и 6-6 от карнизного узла назначают, исходя из конструктивных решений. Ширина верхнего пояса ригелей полурам принята

исходя из условия надежного опирания железобетонных плит покрытия и равна 180-200мм. За основу для дальнейшей разработки и усовершенствования была принята составная и сплошная полурамы с размерами и сечениями приведенным на рис. 2.14.

2.4. Армирование сплошных полурам

Анализ конструирования полурам показывает, что трудоемкость их изготовления и несущая способность рам в основном зависят от принятой схемы армирования узлов сопряжения ригеля со стойкой (карнизных узлов), которые армируют гнутыми рабочими стержнями, большим количеством хомутов и коротышами.

Армирование узла сопряжения ригеля со стойкой рамы пролетом 18 м с шагом 3 м предусмотрено в растянутой зоне соединения с помощью гнутых стержней диаметром 22 мм из стали класса А-Ш, а в сжатой зоне – пропуском арматурных стержней диаметром 20мм из класса той же стали (рис. 2.15, а). Хомуты диаметром 8мм из стали А-П предусмотрены с установкой «веером» по отношению к рабочей арматуре. Аналогично запроектирован карнизный узел для рамы пролетом 12 м (рис. 2.15, б).

Варианты армирования по вышеуказанной схеме узлов сопряжения ригеля со стойкой для рам пролетом 18 м приведены на рис. 2.15, в, г.

Таким образом, существующие схемы армирования карнизных узлов в полурамах предусматривают изгиб арматурных стержней растянутой зоны и пропуск арматурных стержней сжатой зоны.

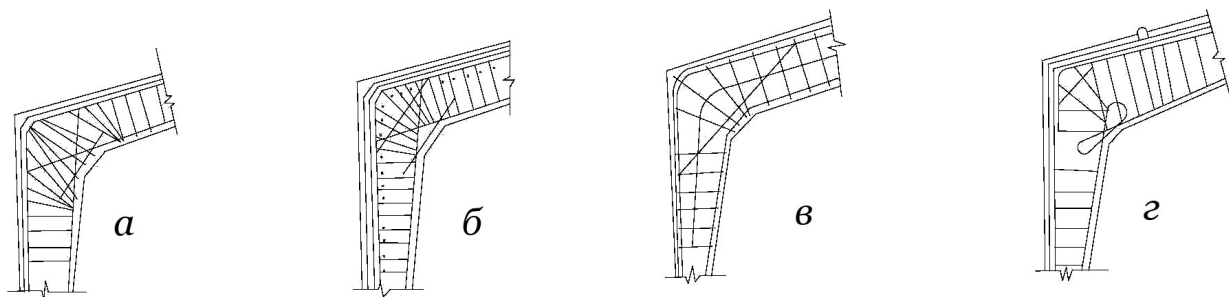


Рис. 2.15. Схема армирования узлов соединения ригелей со стойками, которые были запроектированы: а – Главпроектстроем; б – Приволжгипросельстроем; в – Росгипросельхозстроем; г – ВЗИСИ

Анализ трудоемкости изготовления каркасов полурам показал: *а* – сложность и трудоемкость выполнения изгиба продольных арматурных стержней класса А-III и других с проектным положением угла изгиба; *б* – каркасы из гнутых продольных рабочих стержней требуют больших производственных площадей для их изготовления и хранения; *в* – габариты каркасов затрудняют использование для их сборки существующей установки для точечной сварки арматуры.

Анализ напряженно-деформированного состояния рамы показал, что в узле сопряжения ригеля со стойкой совместно действуют максимальный изгибающий момент, продольная и поперечная силы, а сам узел работает как внецентренно сжатый элемент с большим эксцентриситетом. Прочность узла характеризуется достижением расчетного сопротивления растянутой арматуры.

Исходя из этого, в зоне перегиба арматурных стержней усилия растяжения в арматуре достигают больших значений, равнодействующую которых воспринимает бетон. Бетон под арматурным стержнем работает в условиях сложного напряженного состояния (рис. 2.16, *а*).

Напряженно-деформированное состояние карнизного узла характеризуется двумя случаями:

1. Если усилия в бетоне под арматурным стержнем на предельной стадии не превышает предел прочности, то работа узла будет соответствовать расчетным положением норм [177], а предельное состояние узла будет характеризоваться достижением растянутой арматуры предела текучести.

2. Если усилия в бетоне под арматурным стержнем превышают границу достижения растянутой арматурой напряжений, которые равны пределу текучести, то предельное состояние узла определяется достижением предельных напряжений в бетоне под растянутой арматурой до достижения им предела текучести, что приводит к снижению несущей способности конструкции рамы.

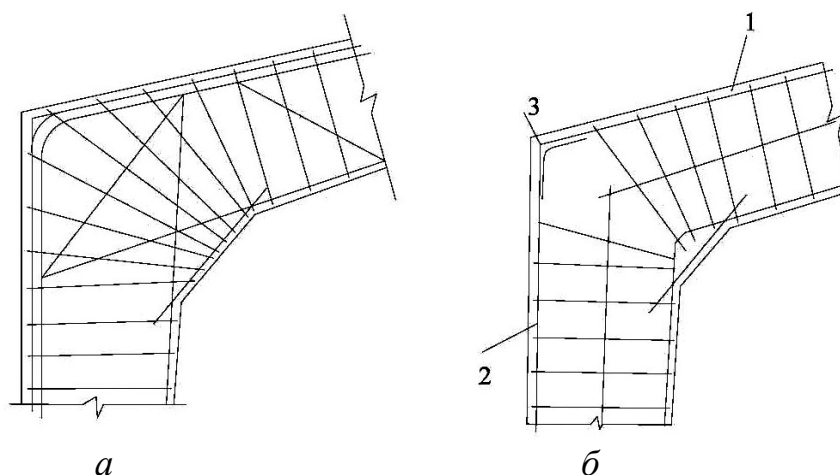


Рис.2.16. Армирование узла соединения ригеля со стойкой:
а – гнутыми арматурными стержнями; *б* – с помощью гнутой закладной детали;
 1, 2 – плоский арматурный каркас; 3 – гнутая закладная деталь

Испытания, проведенные в московском автодорожном институте, показали, что конструкция рамы разрушилась в карнизном узле вследствие раздробления бетона под растянутой арматурой и последующим проскальзыванием (нарушение сцепления) в зоне прямого участка. Растягивающие усилия передавались на бетон, что стало фактором недопустимого раскрытия трещин, которые раскрылись и зашли в сжатую зону бетона.

Итак, прочность узла сопряжения ригеля со стойкой полурамы обеспечивается не только установлением необходимой по расчету продольной арматуры, работающей на растяжение, а и принятием конструктивных решений – установка дополнительной арматуры и хомутов, обеспечивающих прочность бетона в узле (рис. 2.16, *а*).

Таким образом, как показывает опыт проектирования и изготовления, армирование ригелей, стоек и узлов их сопряжения является сложным и не позволяет механизировать арматурные работы, использовать существующее оборудование.

Институты ЦНИИЭПсельстрой и УкрНИИПграждансельстрой (с участием автора) разработали способ изготовления арматурных каркасов непрямолинейных железобетонных конструкций полурам по а. с. № 681168 [5].

Для изготовления арматурных каркасов сначала изготавливают продольные и поперечные арматурные стержни, которые собирают в прямолинейные секции 1 и 2. Одновременно изготавливают закладные детали 3, профиль которых соответствует конфигурации рамной железобетонной конструкции в месте сопряжения ее прямолинейных элементов. Затем секции 1 и 2 соединяют между собой с помощью закладных деталей 3, которые приваривают к концам арматурных стержней этих секций (рис. 2.16, б).

Гнутая стальная пластина 3 передает нагрузки на бетон равномерно по всей поверхности, не вызывая концентрации напряжений, при этом исключается необходимость установки конструктивной арматуры, что затрудняет армирование узла (рис. 2.16, б). Гнутая стальная пластина дает возможность механизировать процесс изготовления арматурных каркасов для полурам. Плоские каркасы ригелей и стоек изготавливают отдельно, а затем объединяют их в общий каркас полурамыгнутой закладной деталью, приваривают к арматурным стержням каркасов ригелей и стоек.

Указанный способ армирования использован при разработке конструкции сплошных полурам РЖ прямоугольного сечения пролетом 21 м (рис. 2.17). Результаты испытания показали, что карнизные узлы полурам сгнутой закладной деталью достаточно надежны.

При кассетном изготовлении сплошных полурам со стойками таврового поперечного сечения затруднена укладка и трамбовки бетона в относительно тонкую армированную стенку толщиной 100 мм, затруднено также извлечение изготовленных конструкций из формы. Для упрощения формовочного оборудования и повышение надежности полурам разработаны [24, 47] рабочие чертежи сплошной полурамы типа РЖк-21-1600 с ригелем таврового сечения и стойкой прямоугольного сечения (рис. 2.18).

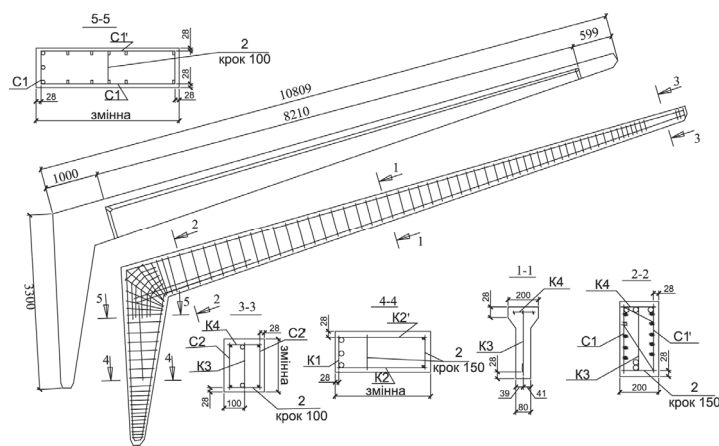


Рис. 2.18. Сплошная комбинированная полурама РЖк-21-1600

На основе положительных результатов испытания рамы РЖк-21-1600 используют в строительстве сельскохозяйственных производственных сооружений под расчетную нагрузку 16,0 кН/м с раскреплением ригелей рам из плоскости через 3 м. Вместе с тем, одновременно с указанным отдельным способом армирования сплошных полурам с помощью гнутых закладных деталей используют армирование гнутыми арматурными стержнями полурамы ПР и полурамы РЖУ (рис. 2.19).

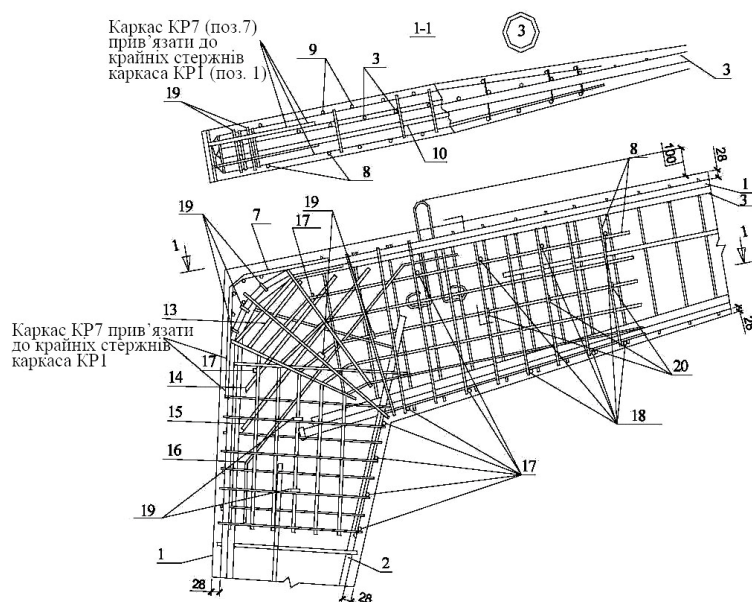


Рис. 2.19. Армирование узла соединения ригеля со стойкой сплошных полурам РЖУ (Укрколхозпроект, КНУБА)

Один из перспективных направлений совершенствования строительных конструкций связан с созданием и внедрением конструкции из легких

бетонов на базе искусственных пористых заполнителей (керамзита, аглопорита, шлаковой пемзы и т.п.). Наиболее распространенным видом искусственных пористых заполнителей является керамзит. Использование изделий и конструкций из керамзитобетона позволяет уменьшить вес сооружения на 30–40 %, сэкономить сталь, сократить транспортные расходы, укрупнить монтажные элементы, сократить срок монтажа и снизить стоимость строительства.

В НИИЖБ автором было проведено испытание внецентренное сжатых керамзитобетонных колонн [61, 69, 79, 80] с малыми эксцентриситетами из бетонов классов В20-В50, плотностью 1500–1700 кг/м³, которое показало, что керамзитобетон при меньшей средней плотности имеет почти такую же прочность (с учетом понижаемого коэффициента) на аналогичные образцы колонн из тяжелого бетона равного класса. Это позволяет рекомендовать к использованию керамзитобетон в тех же объемах сечений трехшарнирных железобетонных рам из тяжелого бетона, которые используются в настоящее время для каркасов сельскохозяйственных промышленных сооружений в Украине.

Таким образом, сплошные полурамы прямоугольного, таврового и двутаврового сечений широко используются. Наиболее экономичными по материалоемкости и массе является полурамы таврового сечения, но при этом усложняется бетонирование конструкций.

Преимуществом сплошных железобетонных полурам является возможность их изготовления в вертикальных кассетных установках по 8-12 изделий одновременно, оборудованных навесными вибраторами и оборудованием для раздвижения бортов, сокращение сроков монтажа, отсутствие сварных соединений. Недостатками являются значительная металлоемкость кассетных установок, трудоемкость складирования и транспортировки. Эффективность каркасов пролетом 18 и 21 м из сплошных полурам снижается из-за сложности кассетных форм, увеличение веса полурам и сложность их перевозки.

2.5. Конструирование элементов полурам

Указанные недостатки сплошных полурам отсутствуют в составных полурамах, имеющих разрез в карнизном узле. Ниже рассмотрен опыт проектирования составных полурам.

Полурамы со сплошным ригелем и граненым стойкой (рис. 2.20) получили распространение при строительстве комплексов в Одесской области. Ригели со стойками соединены с помощью монтажных болтов и электросваркой закладных деталей [151].

Достаточно трудоемкими являются операции по соединению ригеля и стойки монтажными болтами и приварки соединительной накладной пластины, работающей на растяжение, в накладных деталях ригеля и стойки. Кроме того, надо отметить сложность изготовления гранчатого стояка, а также большие габариты стояка в карнизном узле, что затрудняет устройство проходов и установку оборудования.

Английская фирма «ATCOST» [148] производит полурамы с прямоугольным сечением ригеля и стойки (рис. 2.21). Ригель утолщенной частью крепится к консоли стояка с помощью болтов. Здания предусмотрены любой высоты, шириной до 18,3 м.

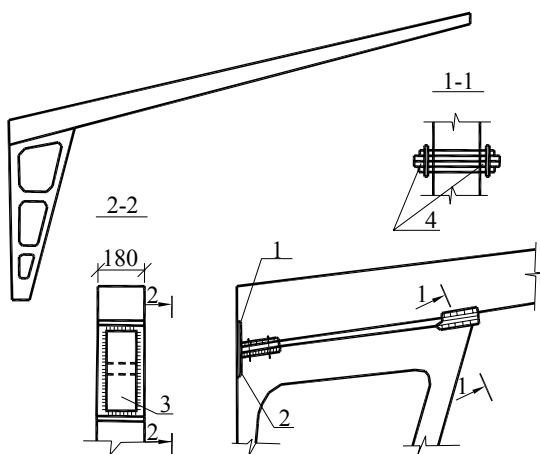


Рис. 2.20. Конструкция узла соединения ригеля со стойкой полурамы [151]:
1, 2 – закладные детали; 3 – соединительная накладка; 4 – монтажные болты

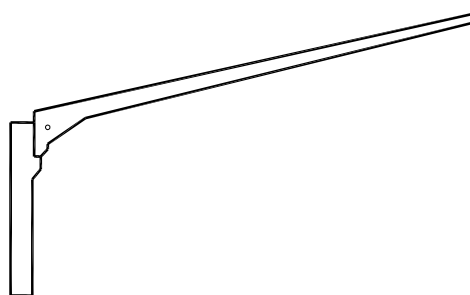


Рис. 2.21. Конструкция узла соединения ригеля со стойкой [148]

ЦНИИЭПсельстрой [200] была проведена разработка конструкции составной полурамы, состоящий из ригелей и стоек таврового сечения

(рис. 2.22). Их изготавливали в кассетных формах по технологической схеме, принятой для изготовления железобетонных балок.

Анализ существующих решений и эскизные проработки различных вариантов рамы показали, что лучшей является разрезка в узле сопряжения ригеля со стойкой. При такой разрезке элементы полурам получаются наиболее простыми по сравнению с разрезкой в стояке или ригеле. Сборка узла сопряжения ригеля со стойкой предусмотрена сваркой арматурных стержней к закладным деталям в растянутой зоне и закладных деталей между собой в сжатой зоне (рис. 2.22). В элементах полурам приняты тавровые сечения с переходом на опорные участки в прямоугольные [232, 236]. Вместе с тем, как показали детальные проработки, узел сопряжения ригеля со стойкой с вутом оказался относительно сложным.

Указанный ранее отдельный способ армирования узла сопряжения ригеля со стойкой в сплошных полурамах был использован при разработке узла в составных полурамах. Узел сопряжения ригеля со стойкой полурамы был разрезан таким образом, чтобы гнутая закладная деталь оставалась в теле бетона ригеля (рис. 2.23).

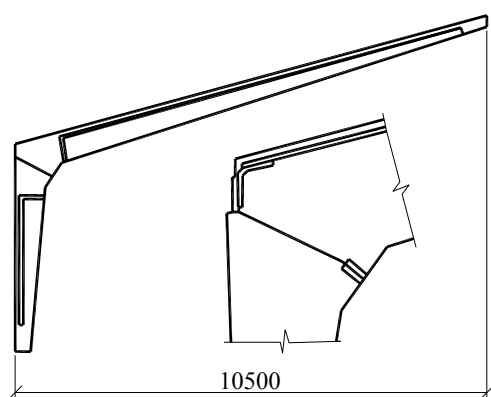


Рис. 2.22. Соединение ригеля со стойкой составной полурамы

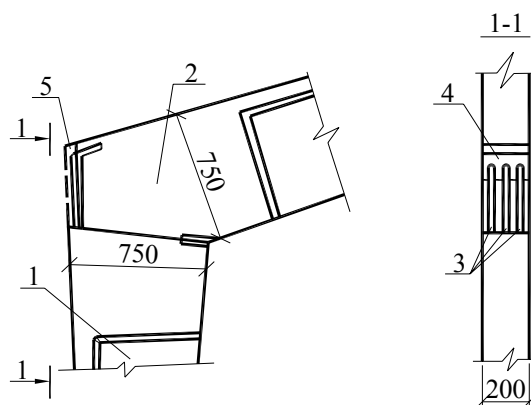


Рис. 2.23. Конструкция соединения ригеля со стойкой полурамы: 1 – стойка; 2 – ригель; 3 – арматурные выпуски стойки; 4 – закладная деталь ригеля; 5 – цементный раствор по сетке

Верх стойки имел арматурные выпуски, которые при сборке полурамы приваривали к гнутой закладкой детали по внешнему контуру, которые воспринимали значительные растягивающие усилия, обнаруженные

экспериментально [232, 236]. Соединение элементов по внутреннему контуру осуществляли электросваркой закладных деталей с центрирующей прокладкой ригеля и стойки, через которые передаются большие сжимающие усилия.

Узел сопряжения ригеля со стойкой в трехшарнирных рамах в традиционных решениях усиливают вутом. Учитывая, что наличие вута в полурамах уменьшает полезную высоту помещения, а в составных полурамах к тому же делает более сложной форму ригелей и стоек, в рамах таврового сечения было решено этот узел разработать без вута, усилив сжатую зону бетона установкой сетки (рис. 2.24). Кроме того, сечение ригеля и стойки в зоне узла их сопряжения предусмотрены прямоугольными.

Исключение вута узла сопряжения ригеля со стойкой (рис. 2.25) ведет к упрощению формы ригеля и стойки, снижение трудоемкости изготовления арматурных каркасов и элементов конструкций в целом, упрощение металлоемкости и приспособлений для транспортировки и сборки полурам.

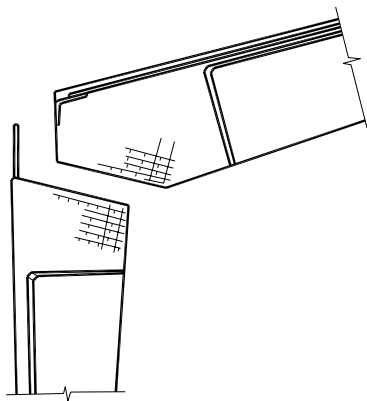


Рис. 2.24. Схема армирования элементов составной полурамы в зоне их соединения с сетками усиления

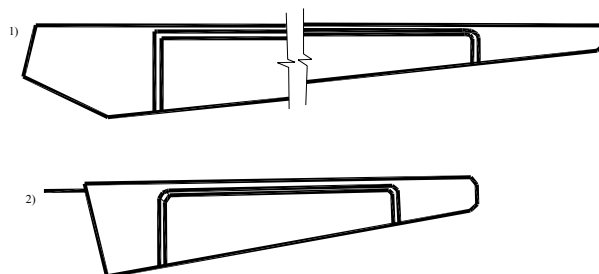


Рис. 2.25. Элементы сборной полурамы: 1 – ригель; 2 – стойка

Таким образом, разрезка полурам в узле соединения ригеля со стойкой, сделанная с целью упрощения технологии изготовления и транспортировки составных элементов, привела к дополнительной операции по укрупнительным сборкам.

Стоит обратить внимание на еще одно обстоятельство. С целью упрощения конструкций узла сопряжения ригеля со стойкой разрезка

элементов рамы, выполненная под углом, обеспечивающим сведения касательных напряжений, возникающих в местах разрезки, к таким минимальным значениям, при которых не требуется дополнительных конструктивных мер для их восприятия (рис. 2.23, 2.24). Узел сопряжения решен с помощью электросварки арматурных выпусков стойки с закладной деталью ригеля по внешнему контуру, работающий на растяжение, и закладных деталей, передающие сжимающие усилия по внутреннему контуру.

Место разрезки составных полурам выбрано исходя из следующих соображений: узел сопряжения элементов полурамы должен быть относительно простой в изготовлении и надежен в эксплуатации; очертание элементов составной полурамы должен позволять производить их в относительно простых кассетных формах; элементы полурамы должны быть простыми в изготовлении, транспортабельны и удобными для складирования; арматурные каркасы элементов полурамы должны соответствовать требованиям механизированного изготовления.

Решение узла сопряжения ригеля со стойкой без вута (см. рис. 2.23) ведет к дальнейшему упрощению ригеля и стойки (рис. 2.24, 2.25). Это не только снижает трудоемкость изготовления каркасов и бетонирование изделий, но и упрощает конструкцию стальных форм и приспособлений для транспортировки и укрупнительной сборки полурам. При указанном способе разрезки составной железобетонной полурамы технико-экономическая эффективность достигается за счет: упрощения армирования узла сопряжения ригеля со стойкой; исключения вута при косвенном армировании сжатой зоны; упрощение технологии изготовления и транспортировки элементов составленной полурамы; уменьшение ширины стойки с 1300 мм до 750 мм.

Разработке рабочих чертежей железобетонной составной полурамы предшествовало экспериментальное исследование узла сопряжения ригеля со стойкой на опытных образцах. Результаты испытаний показали, что узел является достаточно надежным [232, 236].

Результаты испытаний всех трех узлов сопряжения ригеля со стойкой показали, что как в сплошных, так и в составных полурамах указанный узел может разрушиться только через раздробление бетона под гнутой закладной деталью. При этом величина разрушающей нагрузки с достаточной степенью точности может быть определена, исходя из допущения, что под гнутой закладной деталью напряжение в бетоне достигает призмочной прочности.

Для того, чтобы избежать разрушения узла сопряжения ригеля со стойкой, последний должен иметь размеры гнутой закладной детали, удовлетворяющие условию:

$$A_q \cdot R_b \geq R_s \cdot A_s \cdot \cos \frac{\alpha}{2}, \quad (2.11)$$

где: A_q – площадь проекции закладной детали на плоскость, проходящую через ее концы;

R_b – расчетное сопротивление бетона;

R_s – расчетное сопротивление арматуры, приваренной к гнутой закладной детали;

A_s – площадь поперечного сечения всех стержней, приваренных к гнутой закладной детали;

α – угол загиба гнутой закладной детали.

Во всех полурамах таврового сечения размеры гнутой закладной детали были больше размеров, рекомендуемых изложенным выше условиям (примерно на 50 %), что было гарантией надежности работы наиболее ответственного элемента рамного каркаса в процессе его эксплуатации.

Институтом УкрНИИПграждансельстрой (с участием автора) разработана конструкция рамы каркаса здания [11]. Рама каркаса здания включает ригели и стойки, соединенные в коньковом узле шарнирно, а в карнизном узле – с уступом сухим стыком и объединены в растянутой зоне накладкой, а в сжатой – сваркой закладных деталей. При этом арматурные стержни ригеля и стойки в растянутой зоне карнизного узла обнаженные, а накладка приварена к арматурным стержням (рис. 2.26). При этом достигают

минимальной металлоемкости, простоты в изготовлении и монтаже полурам, а также точности их сопряжений.

Институтом УкрНИИПграждансельстрой (с участием автора) разработана конструкция рамы каркаса здания [7]. В раме, состоящий из стоек и шарнирно соединенных между собой ригелей, в узле сопряжения стойки и ригеля по внешнему контуру рамы образована выемка, а в ригеле существует наклонное отверстие, что продолжает выемку. При этом стойки и ригель, сопряженные сухим стыком с помощью выпусков рабочей арматуры стойки в виде пучка высокопрочной проволоки, пропущенного в выемки стойки и ригеля, проходящей в наклонном отверстии ригеля и замкнутого анкером, расположенным с внутренней стороны ригеля (рис. 2.27).

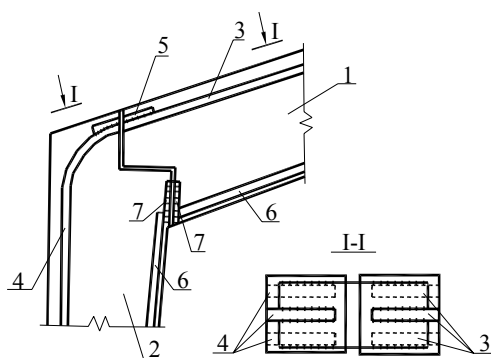


Рис. 2.26. Соединение ригеля со стойкой полурамы [11]: 1 – ригель; 2 – стойка; 3, 4 – арматура растянутой зоны; 5 – металлическая накладка; 6 – арматура сжатой зоны; 7 – закладные детали

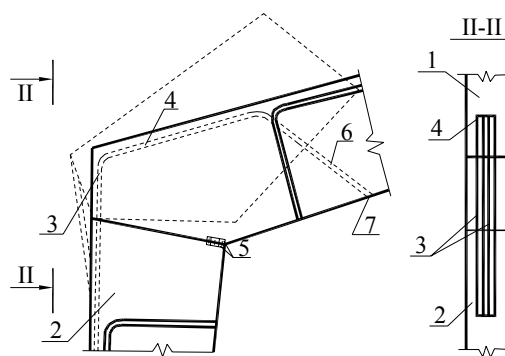


Рис. 2.27. Соединение ригеля со стойкой [7]: 1 – ригель; 2 – стойка; 3 – арматурные выпуски стойки; 4 – выемка по внешнему контуру; 5 – закладные детали; 6 – отверстие ригеля; 7 – анкер

Железобетонная рама состоит из ригелей, шарнирно соединенных между собой, и стоек. Узел сопряжения ригеля со стойкой решен без вута, с помощью арматурных выпусков стойки в виде пучка высокопрочной проволоки, проходящей в выемке ригеля по внешнему контуру, работающий на растяжение, и закладных деталей, которые передают сжимающие усилия по внутреннему контуру.

ЦНИИЭПсельстроем совместно с Киевским институтом инженеров гражданской авиации (с участием автора) разработана конструкция рамы

каркаса здания. Укрупненная сборка ригеля со стойкой осуществляют с помощью безсварного стыка путем зацепления между собой шипов, приваренных к арматурным стержням ригеля и стойки таким образом, что усилия из одного элемента на другой передаются через торцы шипов. Надежность безсварного соединения обеспечивается с помощью накладки и болтов (рис. 2.28).

В сжатой зоне карнизного узла стык образуют с помощью сварки закладных деталей ригеля и стойки и прокладки между ними. При этом достигается снижение трудоемкости сварочных работ и простота соединения при укрупнительной сборке полурам.

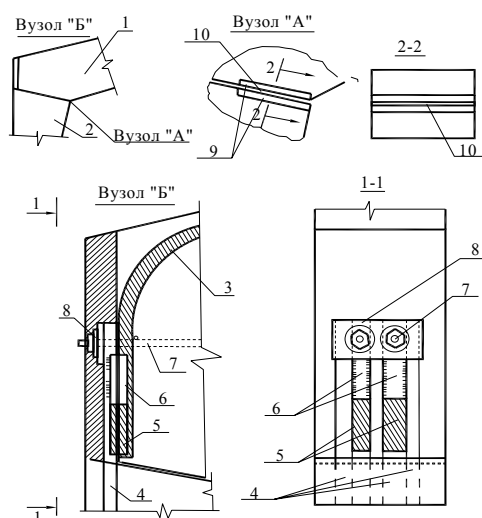


Рис. 2.28. Безсварной узел соединения ригеля со стойкой:
1 – ригель; 2 – стойка; 3 – рабочая арматура ригеля; 4 – рабочая арматура стойки; 5, 6 – шипы; 7 – два болта с гайкой и шайбой; 8 – накладка;
9 – закладные детали; 10 – прокладка

ЦНИИЭПсельстрой совместно с КИИГА (с участием автора) разработан способ изготовления арматурных каркасов рамных железобетонных конструкций по а.с. № 1813860 [1]. Поперечное армирование арматурных каркасов ригелей и стоек рамы выполнена в виде плоской спирали с поперечным сжатием для предохранения ее от скручивания (рис. 2.29).

После навивки необходимых размеров плоскую спираль одевают на каркас ригеля и стойки и фиксируют в отдельных местах вязальной

проволокой (рис. 2.29, а). При таком способе изготовления арматурных каркасов снижается трудоемкость, упрощается процесс изготовления арматурных каркасов, исключается электросварка, повышается жесткость и трещиностойкость ригелей и стоек.

Составные полурамы выгодно отличаются от сплошных по условиям их изготовления и транспортировки. Габаритные размеры сечений и расход стали для составной и сплошной полурам почти одинаковы.

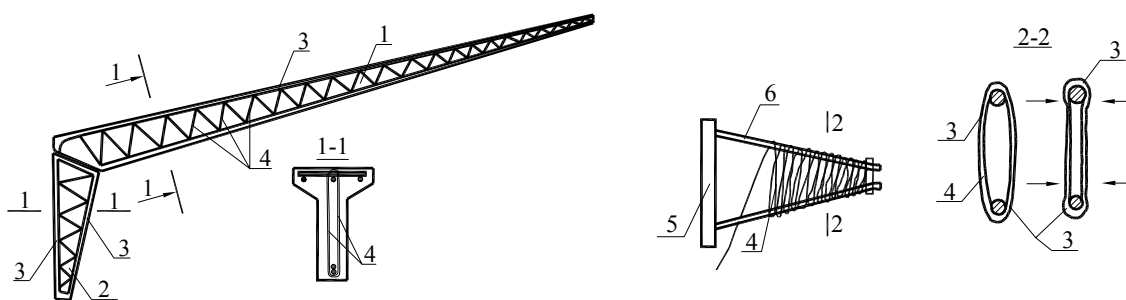


Рис. 2.29. а – армирование составной полурамы:

- 1 – ригель; 2 – стойка; 3 – продольные рабочие арматурные стержни;
4 – плоская спираль; б – приспособление для навивки плоской спирали:
4 – плоская спираль; 5 – диск; 6 – пальцы

Устройство сопряжения ригеля со стойкой не вызывает заметного увеличения расхода стали на конструкцию, однако в местах больших изгибающих моментов требует особенно тщательного проведения работ.

2.6. Конструирование конькового узла рам

Коньковый, как и опорный, узлы трехшарнирных рам работают в сложных условиях. В этих узлах из-за неточности изготовления и монтажа полурам может возникнуть не уточнённая расчетом концентрация напряжений. Поэтому элементы полурам с тавровым сечением на участках, примыкающих к коньковому и карнизному, а также к опорным узлам, усилены переходом на прямоугольное сечение. На рис. 2.30 представлена конструкция конькового узла рам [151], который включает по две выступающие закладные пластины с каждого торца ригеля полурамы, объединенные между собой с помощью болта с гайкой. Следует отметить большую материалоемкость данной конструкции конькового узла.

Общепринятое решение конькового узла предусматривает наличие гнутой по цилиндрической образующей закладной детали в торце ригеля (рис. 2.31).

При монтаже каркаса между ригелями устанавливают отрезок стальной трубы с бетоном, которую огибают гнутыми закладными деталями.

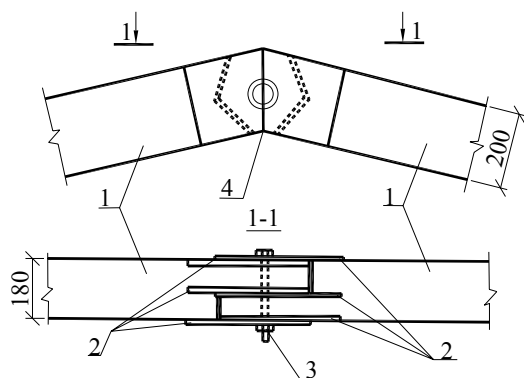


Рис. 2.30. Конструкция конькового шарнира [151]: 1 – ригель полурамы; 2 – закладные детали; 3 – болт МЗО; 4 – ось шарнира

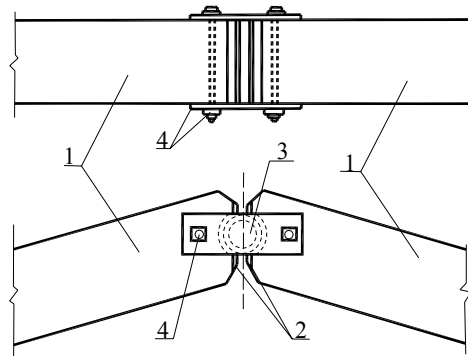


Рис. 2.31. Конструкция конькового шарнира: 1 – ригель полурамы; 2 – закладные детали; 3 – труба М89 с бетоном В15; 4 – накладная деталь с болтами

Наиболее эффективной является конструкция конькового шарнира [55, 236], которая приведена на рис.2. 32. Решение конькового узла отличается от общепринятого тем, что вместо гнутой закладной детали устанавливается плоская, с выемкой или без нее, к которой затем приваривают два арматурных коротыша на таком расстоянии друг от друга, чтобы между ними можно было при монтаже каркаса установить круглый стержень вместо отрезка трубы в общепринятом варианте. Экспериментальные исследования показали положительные результаты.

Переход на такое решение конькового узла вызван некоторыми соображениями. Для гнутой закладной детали применяют листовую сталь толщиной не более 5–6 мм, так как более толстый лист вызывает затруднения в изготовлении. В разработанном варианте используют плоскую закладную деталь толщиной по расчету 12–16 мм. Ее установка в опалубке упрощается, что увеличивает гарантию соблюдения проектных требований. Достаточно

большая толщина детали, меньшие погрешности при установке и отсутствие консолей в верхней и нижней части конькового участка ригелей, образованных гнутой закладной деталью, делают узел не только проще, но и надежным.

ЦНИИЭПсельстрой [201] разработал конструкцию конькового шарнира (не требующего накладок), который содержит каток, обхватываемый двумя гнутыми накладками, соединенными между собой, и катком с фигурной шайбой (рис. 2.33).

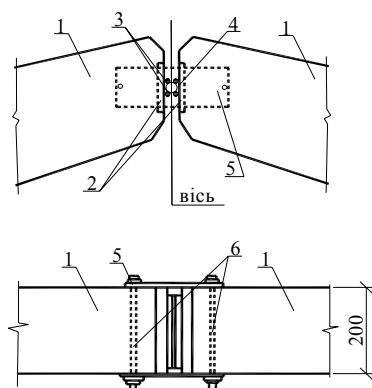


Рис. 2.32. Конструкция конькового шарнира [55]:
1 – ригель; 2 – закладная деталь; 3 – коротыши;
4 – отрезок круглого стержня;
5 – накладная деталь;
6 – болты М16

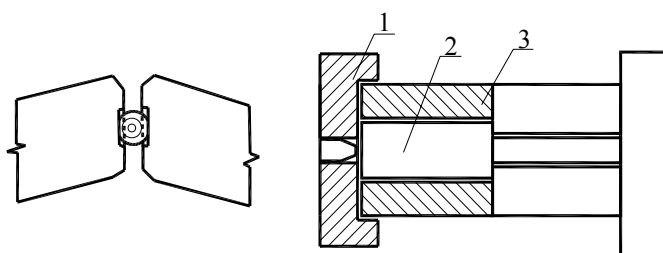


Рис. 2.33. Конструкция конькового шарнира [201]:
1 – фигурная шайба; 2 – каток;
3 – гнутая накладка

Коньковый шарнир изготавливают на заводе и устанавливают при монтаже рам в проектное положение, после чего накладки приваривают к закладным деталям в торцах ригелей [201]. Недостатком является наличие сварочных работ.

Институтом УкрНИИПграждансельстрой (с участием автора) разработана конструкция рамы каркаса здания [11]. Рама каркаса здания включает ригели и стойки, соединенные в коньковом узле шарнирно. Ригели рам в коньковом узле сопряженные с эксцентриситетом с помощью прокладок, центрирующих для восприятия продольных усилий, а шарнирное соединение образовано с помощью труб, объединенных стержнем (рис. 2.34).

Национальным авиационным университетом (с участием автора) разработана конструкция комбинированного шарнира железобетонной рамы [3].

Сопряжение двух торцов элементов полурам выполняют с помощью гнутой скобы с двумя отверстиями, приваренной к торцевой закладной детали ригеля левой полурамы и отрезка стержня, устанавливаемого в отверстиях скобы и приваренной к торцевой закладной детали ригеля правой полурамы (рис. 2.35).

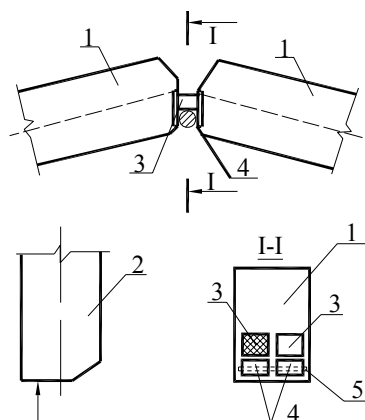


Рис. 2.34. Конструкция конькового шарнира [11]: 1 – ригель; 2 – стойка; 3 – центрирующая прокладка; 4 – отрезки труб; 5 – стержень

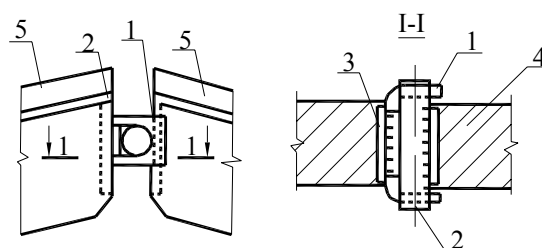


Рис. 2.35. Коньковый шарнир железобетонной рамы [3]: 1 – гнутая скоба с двумя отверстиями; 2 – отрезок стержня; 3, 4 – торцевые закладные детали; 6 – ригель полурамы

Учитывая наличие трудоемких ручных работ на монтаже при загибе скобы предложено заменить ее на швеллер с двумя выемками [236]. И так, сочетание двух торцов элементов полурам выполняют с помощью швеллера с двумя выемками, приваренного к торцевой закладной детали ригеля левой полурамы, и отрезка стержня, устанавливаемого в выемках швеллера и детали ригеля правой полурамы, которая приваривается к торцевой, заставной детали (рис. 2.36).

НАУ (с участием автора) совместно с заводом ЖБК одесского Агростроя разработана эффективная конструкция конькового узла [236]. Сопряжение двух торцов ригелей полурам выполняют с помощью трех гнутых элементов – полутруб, (причем две приварены к торцевой закладной детали левой полурамы, а другая к правой) и отрезка стержня, устанавливаемого между тремя элементами полутруб (рис. 2.37).

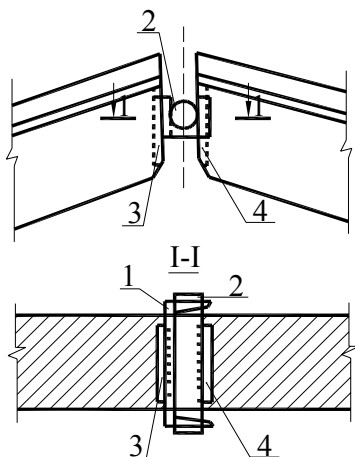


Рис. 2.36. Коньковый шарнир железобетонной рамы [236]:
1 – швеллер с выемками; 2 – отрезок стержня; 3, 4 – торцевые закладные детали

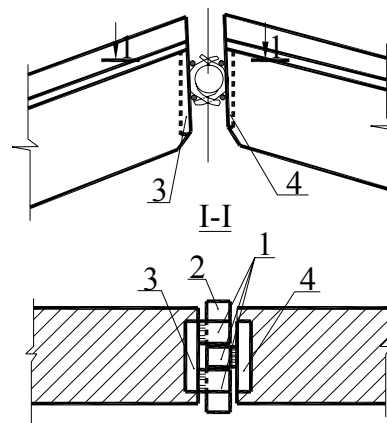


Рис. 2.37. Коньковый шарнир железобетонной рамы [236]:
1 – полутрубы; 2 – отрезок стержня; 3, 4 – торцевые закладные детали

2.7. Разработка номенклатуры конструкций полурам

Полурамы типа РЖ и РЖС являются наиболее экономичными по затратам бетона и стали при меньшей массе (рис. 2.38). При разработке номенклатуры полурам были учтены результаты испытаний рамных каркасов и опыт их изготовления [116, 118, 236]. В настоящее время не существует единой точки зрения по вопросу, которому решению отдать предпочтение: составной или сплошной конструкции полурамы. Поэтому оба варианта решения железобетонных полурам приняты для внедрения в сельскохозяйственном производственном строительстве (табл. А.2.1, А.2.2).

2.8. Усиление рамных конструкций

Постоянное усиление имеет целью увеличение несущей способности рамной конструкции на весь период ее эксплуатации. Усиление нужно для установления несущей способности и долговечности рамной конструкции, ослабленной из-за различного рода дефектов (снижение прочностных характеристик материалов, дефекты узловых соединений, пропуски арматуры, ошибки в расчетах), а также когда нужно увеличить несущую способность конструкций в связи с увеличением нагрузки и изменением расчетных схем [198].

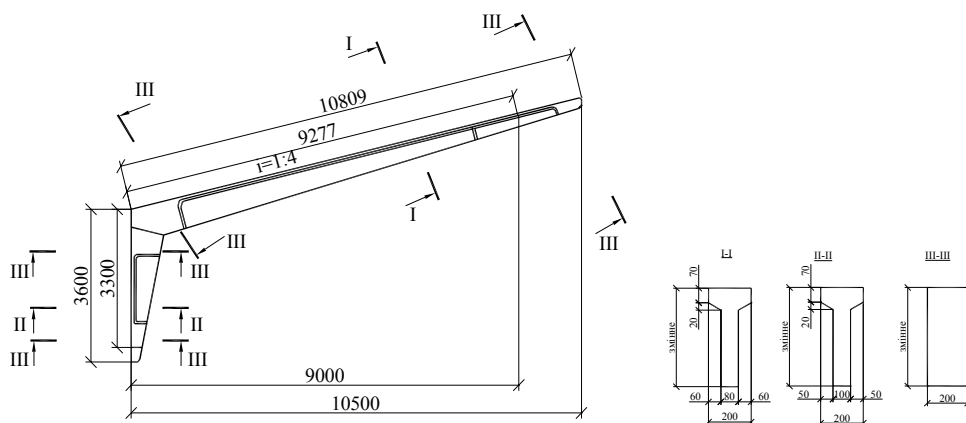


Рис. 2.38. Опалубочные размеры полурам таврового сечения

Принят вариант с усилением сжатой зоны путем установки металлических двух уголков 63×3 , приваренных к существующим закладным деталям в соединении ригеля со стойкой, и связанным с ригелем предварительно напряженными хомутами. Усиление растянутой зоны выполнено введением предварительно напряженной дополнительной арматуры с напряжением до 100 МПа (2 диаметром 22 класса А-П) (рис. 2.39).

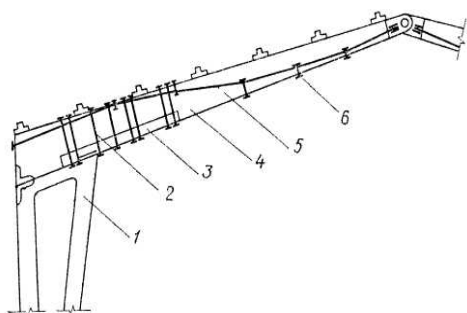


Рис. 2.39. Усиление полуригеля рамы РУР-21/6: 1 – стойка рамы; 2 – предварительно напряженные хомуты; 3 – уголки усиления; 4 – полуригель рамы; 5 – поперечные напряженные стержни усиления; 6 – натяжные болты

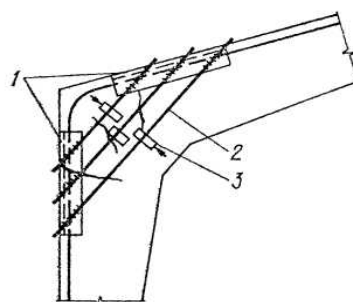


Рис. 2.40. Усиление карнизного узла Г-образной рамы: 1 – колодки из уголков, 2 – дополнительная арматура, 3 – плоские клинья для напряжения

На рис. 2.40 показано размещения арматуры в узле, трещины в бетоне, которые не перекрыты арматурой, и приведена пример усиления этого узла дополнительными стержнями. Стержни усиления можно ввести в работу путем оттягивания, подводя под них плоские клинья [146].

2.9. Напряженно-деформированное состояние рамы в зависимости от конфигурации и условий эксплуатации

Особенностью работы рамных конструкций, в которых ригель жестко соединен со стойками, является перераспределение части пролетного момента на карнизный узел. При этом может быть получена рамная конструкция, в которой максимальные значения карнизного и пролетных момента равны друг другу или имеют коэффициент пропорциональности не выше отношение моментов сопротивления сечений в этих же точках.

Проблема проектирования рамных каркасов на сегодня сводится к определению эффективной по затратам бетона и стали конструктивной формы при заданной топологии и генеральных размерах поперечной рамы, типах поперечных сечений ее элементов, условиях закрепления на опорах, схемах и величинах расчетных нагрузок с учетом требований строительных норм и специфики ее проектирования.

Направления развития методов эффективного проектирования характеризуются высокими достижениями математического программирования и строительной механики при использовании средств вычислительной техники. Фундаментальные исследования в направлении решения актуальных задач поиска лучшей конструктивной формы плоских и пространственных стержневых конструкций, развитие общих теоретических подходов с помощью методов эффективного проектирования, поиск рациональных параметров конструкций, способствовал выявлению действительного напряженно-деформированном состоянии рамных конструкций внесли ряд ученых [267, 269, 270, 271, 272, 273, 274, 275, 276, 277, 278, 298, 302,303], которые провели значительные фундаментальные исследования в разработку и развитие теории расчета на прочность и устойчивость каркасов зданий.

С целью выбора эффективного варианта конструкции рамы проводили сравнительный анализ эпюр моментов 3 вариантов рам. Конструктивные схемы рамных конструкций зданий приняли нагруженными равномерно распределенной нагрузкой. Расчет рамы в ПК ЛИРА. Пролет рамы 21 м.

Для того, чтобы сократить затраты материалов, сечение ригеля принято переменным (с увеличением пропорционально увеличению момента). Уклон ригеля принят 0,25 или 1:4. Рама состоит из двух Г-подобных полурам. Рама имеет переменное сечение, элементы полурамы поделили на части с разными сечениями (рис. 2.41).

Снеговая нагрузка $S_m = 1622$ Па; ветровая нагрузка: $W_{m1} = 552$ Па, $W_{m2} = 412$ Па. Собственный вес конструкции, снеговая и ветровая нагрузка принята как равномерно распределенная.

Влияние изменения конфигурации сечения на напряженно-деформированное состояние рамы. С целью выбора эффективной конструкции рамы, выполнили сравнительный анализ эпюр изгибающих моментов, поперечных и продольных сил по трем вариантам. Сравнение стоимости расходов на изготовление полурам таврового (составные и сплошные) и прямоугольного сечений показывает, что при почти равной стоимости и затратах на их изготовление (включая укрупнительную сборку), рамы таврового сечения выгодно отличаются от прямоугольных по массе (62 %), стоимости транспортировки (48 %), а также по расходам на электроэнергию (58 %) и электроэнергии (57 %) на их изготовление.

Для исследования использовали железобетонную раму с пролетом 21 м с переменным по высоте сечением и наклоном ригеля 1:4 (рис. 2.42). Разработаны таблицы жесткостей для стержней прямоугольного (табл. А.2.3), таврового (табл. А.2.4) и двутаврового (табл. А.2.5) сечений.

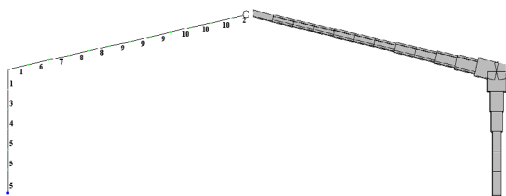


Рис. 2.41. Расчетные сечения элементов рамы

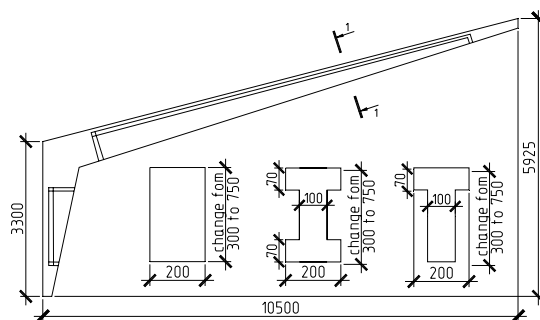


Рис. 2.42. Железобетонная полурама с различными типами сечений

Ниже приведены сравнительные таблицы 2.6, 2.7, 2.8 полученных результатов с процентным соотношением величины усилий M , N , Q , возникающих в элементах рам. Эффективные варианты эпюр (рис. 2.43, 2.44, 2.45) приведены сразу после таблиц.

Таблица 2.6

Сравнение максимальных значений изгибающих моментов M

M_y	Прямоугольник		Двутавр		Тавр	
Максимальное усилие (тм)	11,426	100 %	8,944	78,27 %	8,488	74,28 %
Эффективный вариант	При тавровом сечении					

Что касается изгибающего момента, то наименьшие моменты возникают при тавровом сечении, которые на 25,72 % меньше максимального момента из исследуемых вариантов.

Таблица 2.7

Сравнение максимальных значений поперечных сил Q

Q_z	Прямоугольник		Двутавр		Тавр	
Максимальное усилие (т)	4.680	100 %	3.776	80.68 %	3.543	75.72 %
Эффективный вариант	При тавровом сечении					

Наименьшая величина Q_z возникает при тавровом сечении, что на 24.28% меньше максимально полученного значения для прямоугольного сечения.

Таблица 2.8

Сравнение максимальных значений продольных сил N

N	Прямоугольник		Двутавр		Тавр	
Максимальное усилие (т)	6,854	100 %	4,459	65,07 %	4,183	61,03 %
Эффективный вариант	При тавровом сечении					

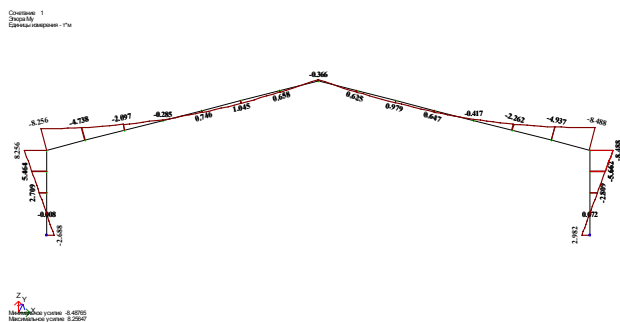


Рис. 2.43. Эпюра изгибающих моментов

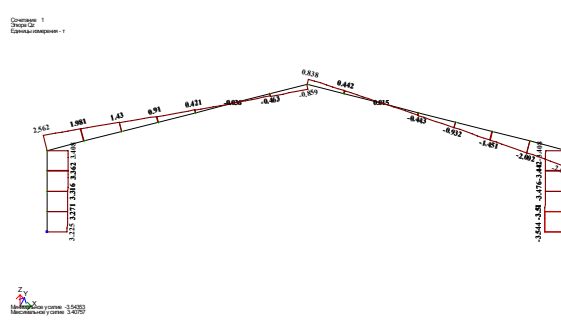


Рис. 2.44. Эпюра поперечных сил

Эффективная эпюра продольных сил N тоже возникает при тавровом сечении. Значение усилия N меньше на 38,97 % от максимально полученного для прямоугольного сечения.

Таким образом, наиболее эффективным вариантом является таврового сечение, все величины усилий которого значительно отличаются от максимально полученных.

Влияние конфигурации статической схемы на напряженно-деформированное состояние рамы. Рамы могут быть бесшарнирные (с жестким защемлением опор), одношарнирные (с шарниром в коньковом узле), двухшарнирная (с шарнирным опиранием на фундамент) и трехшарнирные, в которых кроме двух шарниров на опорах еще один посередине пролета в коньковом узле (рис. 2.46). Шарнирное соединение стойки с фундаментом, как правило, осуществляют путем устройства шарнира. Сечение стойки здесь уменьшают в 2 ... 3 раза, так что моментом, который воспринимается таким уменьшенным сечением, как и сопротивлением поворота стойки, можно пренебречь. Глубину заложения стойки в фундамент при жестком соединении принимают не меньше, чем зона анкеровки сжатой арматуры в сжатом бетоне.

Для исследования используем железобетонную раму пролетом 21 м с переменным по высоте тавровым сечением, который был признан самым эффективным в предыдущем разделе.

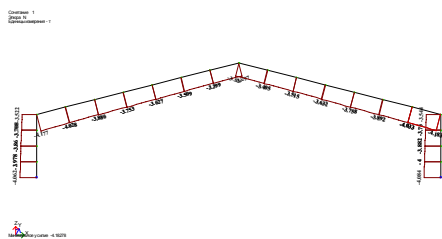


Рис. 2.45. Эпюры продольных сил

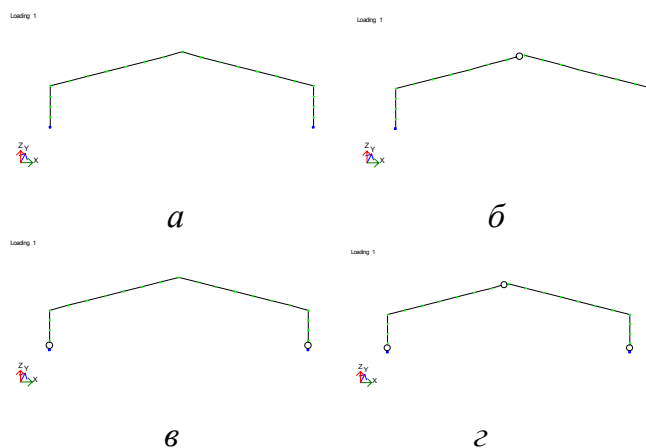


Рис.2.46. Конструктивные схемы рам:
а – бесшарнирные; б – одношарнирные,
в – двухшарнирные; г – трехшарнирные

Ниже приведены сравнительные таблицы 2.9, 2.10, 2.11 полученных результатов с процентным соотношением величины усилий, возникающих в элементах рам. Эффективные варианты эпюр (рис. 2.47, 2.48, 2.49) приведены сразу после таблиц.

Таблица 2.9

Сравнение эпюр изгибающих моментов

M_y	бесшарнирная		одношарнирная		двухшарнирная		трехшарнирная	
Максимальный момент (тм)	8,488	87,42 %	8,361	86,12 %	9,656	99,46 %	9,709	100 %
Эффективный вариант	Одношарнирная рама							

По изгибающему моменту, небольшие моменты возникают в одношарнирной раме, которые на 13.78% меньше максимального момента по сравнению с трехшарнирным вариантом.

Таблица 2.10.

Сравнение эпюр поперечных сил

Q_z	бесшарнирная		одношарнирная		двухшарнирная		трехшарнирная	
Максимальное усилие(т)	3,543	100 %	3,455	97,5 %	2,994	84,5 %	2,975	83,97 %
Эффективный вариант	Трехшарнирная рама							

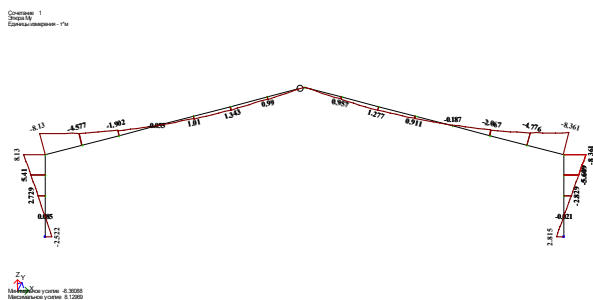


Рис. 2.47. Эпюра изгибающих моментов

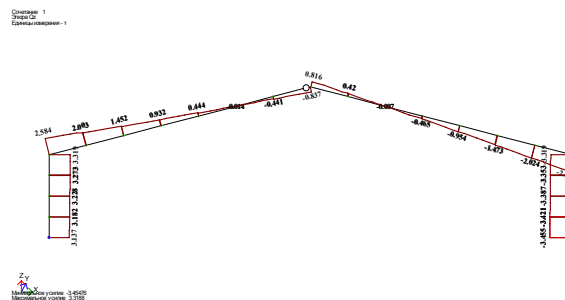


Рис. 2.48. Эпюра поперечных сил

Наименьшая величина Q_z возникает в трехшарнирной раме и составляет на 16,0 % меньше максимально полученного значения для бесшарнирные варианта.

Таблица 2.11

Сравнение эпюр продольных сил

N	бесшарнирная		одношарнирная		двухшарнирная		трехшарнирная	
Максимальное усилие (т)	4,183	100 %	4,097	97,94 %	4,098	97,97 %	4,095	97,90 %
Эффективный вариант	Трехшарнирная рама							

Составлено 1
Этап 10
Единицы измерения: т

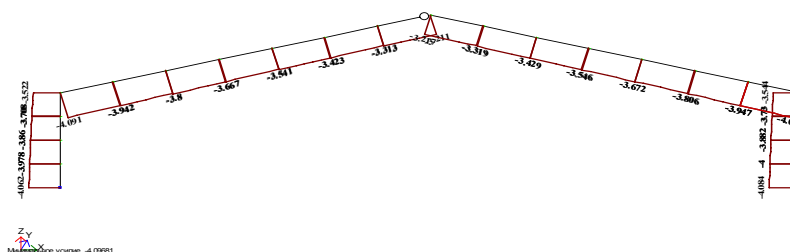


Рис. 2.49. Эпюра продольных сил

Эффективная эпюра N возникает в трехшарнирной раме. Значения величин N варьируется в пределах 2 %. Таким образом эффективной следует считать трехшарнирную раму по Q_z и N , исключая значение M_y .

Бесшарнирные рамы особенно чувствительны к неравномерным осадкам опор, поэтому их проектируют только на надежных основаниях, не допускают таких просадок. Двухшарнирные рамы менее чувствительным к небольшим осадкам почвы по сравнению с бесшарнирными.

Трехшарнирные рамы еще менее чувствительны к неравномерным осадкам, однако распор в них еще больше, чем в двухшарнирных и бесшарнирных. Важное преимущество трехшарнирных рам заключается в том, что их можно заранее изготавливать из двух одинаковых частей и монтировать простым соединением в шарнирах. При шарнирном соединении возможна независимая типизация ригелей и стоек. Поэтому для дальнейшего анализа использовали трехшарнирную раму, поскольку она наиболее универсальна.

Влияние осадки фундаментов на напряженно-деформированное состояние двухпролетной рамы. Ниже приведены сравнительные таблицы 2.12, 2.13, 2.14 полученных результатов с процентным соотношением величины усилий, возникающих в элементах рам при осадках фундаментов стоек на 10 мм. Варианты эпюр (рис. 2.50, 2.51, 2.52) приведены сразу после таблиц.

Таблица 2.12

Сравнение эпюр изгибающих моментов

M_y	Максимальное усилие (тм)		M_y макс. при варианте
Без осадки фундаментов	9,749	98,47 %	Оседания фундаментов крайних стоек
Оседания фундамента средней стойки	9,602	96,99 %	
Оседания фундамента левой стойки	9,761	98,59 %	
Оседания фундамента правой стойки	9,674	97,71 %	
Оседания фундамента крайних стоек	9,900	100 %	

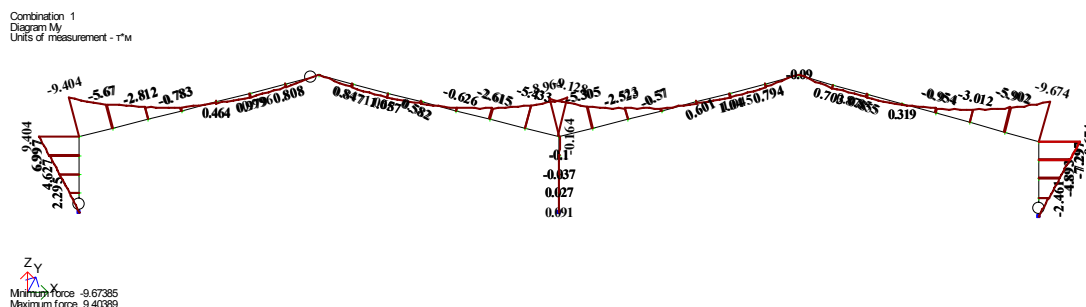


Рис. 2.50. Эпюры изгибающих моментов M_y

Таблица 2.13

Сравнение эпюр поперечных сил

Q_z	Максимальное усилие (т)		Q_z макс. при варианте
Без осадки фундаментов	3,022	98,5 %	Оседания фунда- ментов крайних стоек
Оседания фундамента средней стойки	2,978	97,06 %	
Оседания фундамента левой стойки	3,026	98,62 %	
Оседания фундамента правой стойки	2,999	97,76 %	
Оседания фундамента крайних стоек	3,068	100 %	

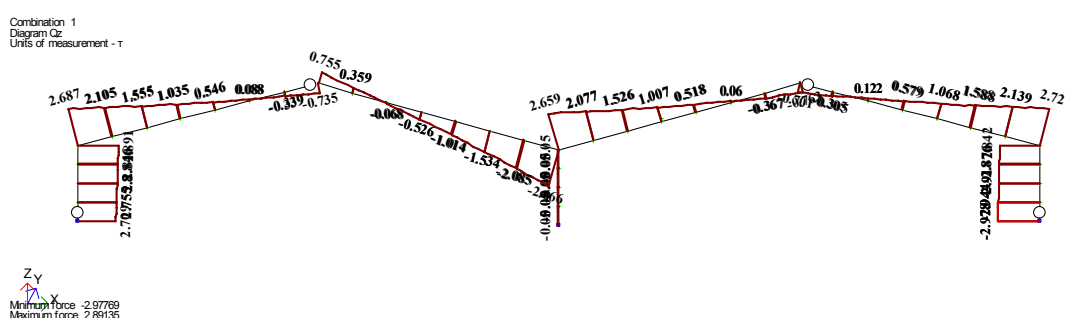
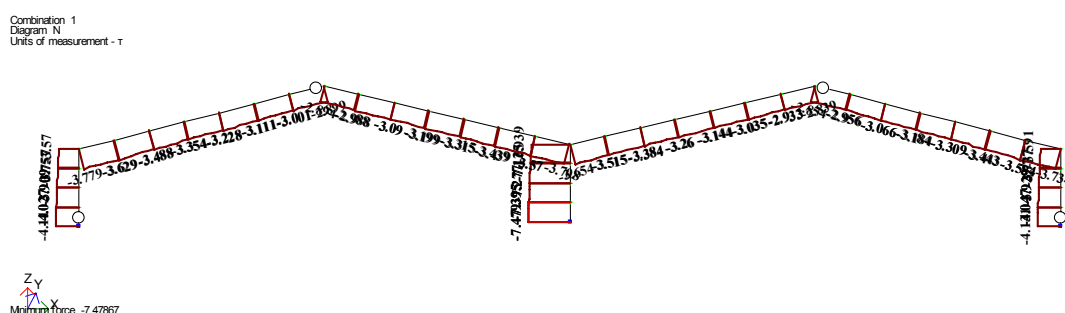
Рис. 2.51. Эпюры поперечных сил Q_z

Таблица 2.14

Сравнение эпюр продольных сил

N	Максимальное усилие (т)		N макс. при варианте
Без осадки фундаментов	7,563	98,89 %	Оседания фундаментов крайних стоек
Оседания фундамента средней стойки	7,648	100 %	
Оседания фундамента левой стойки	7,549	98,71 %	
Оседания фундамента правой стойки	7,535	98,53 %	
Оседания фундамента крайних стоек	7,479	97,79 %	



Таким образом осадки фундаментов стоек на 10мм влияет на напряженно-деформированное состояние M_y , N , Q_z двухпролетной рамы в пределах 3 %.

Влияние размещения по высоте стяжки на напряженно-деформированное состояние рамы.

Для исследования использовали железобетонную раму пролетом 21 м и переменным по высоте тавровым сечением, который был признан эффективным. При наличии шарниров возникла ситуация, при которой по напряженно-деформированному состоянию наиболее эффективной определена трехшарнирная и одношарнирная рама, поэтому были проанализированы усилия в рамах как с тремя, так и с одним шарнирами. Рассмотрены пять вариантов: рама без стяжки и четыре варианта установки стяжки по высоте, а именно на отметках +0,000, +1,650, +3,300, и 4,150.

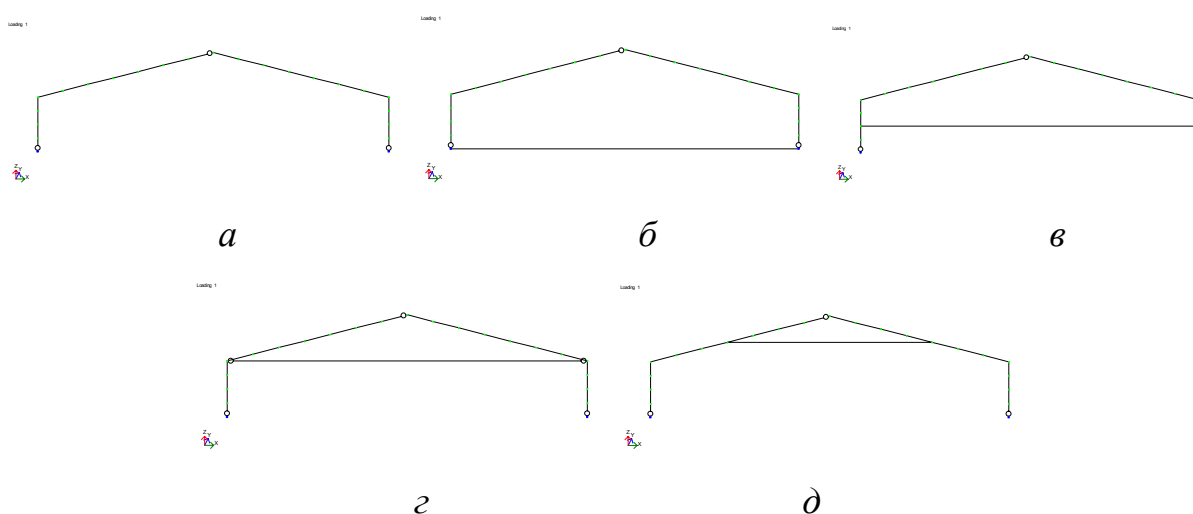


Рис. 2.53. Расположение стяжки по высоте рамы:

a – без стяжки; $б$ – стяжка на уровне +0,000; $в$ – стяжка на уровне +1,650;
 $г$ – стяжка на уровне +3.300; $д$ – стяжка на уровне +4.150

Ниже приведены сравнительные таблицы 2.15–2.20 полученных результатов с процентным соотношением величины усилий, возникающих в элементах рам. Варианты эпюр приведены сразу после таблиц (рис. 2.54–2.56).

Таблица 2.15.

Сравнение величин изгибающих моментов

M_y	Максимальное усилие (тм)			
	С одним шарниром		С тремя шарнирами	
Без стяжки	8,361	86,5 %	9,709	93,35 %
Стяжка на уровне +0.000	8,361	86,5 %	9,709	93,35 %
Стяжка на уровне +1.650	5,841	60,42%	5,803	55,79 %
Стяжка на уровне +3.300	9,054	93,67 %	5,565	53,51 %
Стяжка на уровне +4.150	9,666	100 %	10,400	100 %

Таблица 2.16

Сравнение величин изгибающих моментов

M_y	Максимальное усилие (тм)		Эффективный вариант
Без стяжки с одним шарниром	5,840	100 %	Стяжка на уровне +3,300 с тремя шарнирами
Стяжка на уровне +3,300 з тремя шарнирами	5,565	95,28 %	

Наименьший момент возникает, когда стяжка находится на уровне +3,300 с тремя шарнирами, он в этом случае на 46,5 % меньше, чем максимально получен.

Таблица 2.17

Сравнение величин поперечных сил

Q_z	Максимальное усилие (т)			
	С одним шарниром		С тремя шарнирами	
Без стяжки	3,455	80,04 %	3,010	68,81 %
Стяжка на уровне +0.000	3,455	80,04 %	3,010	68,81 %
Стяжка на уровне +1.650	4,316	100 %	4,374	100 %
Стяжка на уровне +3.300	3,496	80,99 %	1,686	38,55 %
Стяжка на уровне +4.150	3,998	92,63 %	3,269	74,73 %

Таблица 2.18

Сравнение величин поперечных сил из двух выбранных

Q_z	Максимальное усилие, (т)		Эффективный вариант
Без стяжки с одним шарниром	3,455	100 %	Стяжка на уровне +3.300 с тремя шарнирами
Стяжка на уровне +3.300 с тремя шарнирами	1,686	48,81 %	

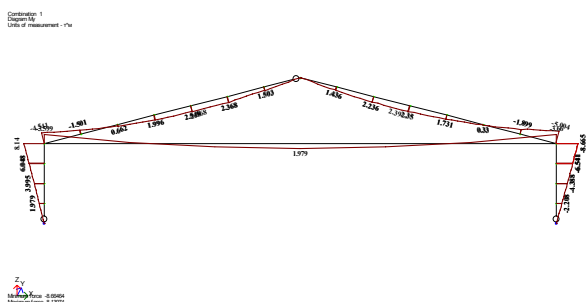


Рис. 2.54. Эпюра изгибающих моментов

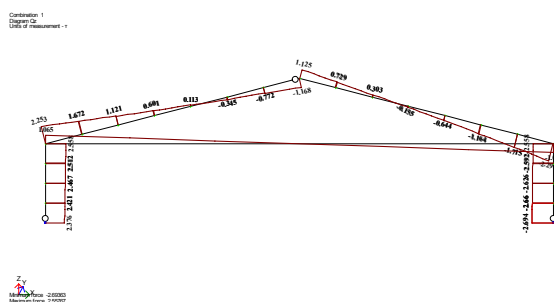


Рис. 2.55. Эпюра поперечных сил

Наименьший Q_z возникает, когда стяжка расположена на уровне +3.300 с тремя шарнирами, что на 41,5 % меньше, чем максимально полученный.

Таблица 2.19

Сравнение величин продольных сил

N	Максимальное усилие (т)			
	С одним шарниром		3 тремя шарнирами	
Без стяжки	4,097	74,31 %	4,098	79,32 %
Стяжка на уровне +0,000	4,097	74,31 %	4,098	79,32 %
Стяжка на уровне +1,650	5,513	100 %	5,166	100 %
Стяжка на уровне +3,300	5,160	93,61 %	3,382	65,47 %
Стяжка на уровне +4,150	4,775	86,62 %	4,100	79,35 %

Таблица 2.20

Сравнение величин продольных сил с двух выбранных

N	Максимальное усилие, (т)		Эффективный вариант
Без стяжки с одним шарниром	4,097	100 %	Стяжка на уровне +3,300 с тремя шарнирами
Стяжка на уровне +3.300 с тремя шарнирами	3,382	82,56 %	

Все плоские распорные конструкции имеют достаточную жесткость в своей плоскости. Но в другом направлении – из плоскости – такой жесткости они не имеют. Поэтому на практике их раскрепляют. Рассмотрены такие варианты: ригель рамы без раскрепления из плоскости, раскрепление ригеля через 1.5 и через 3 м. Ниже приведена сравнительная таблица 2.21 с полученным результатом с процентным соотношением величины усилий, возникающих в элементах рам. Варианты эпюр (рис. 2.57–2.59) приведены сразу после таблицы.

Таблица 2.21

Сравнение эпюр изгибающих моментов, поперечных сил

M_y, Q_z, N	Без раскрепления		Раскрепления через 1,5 м		Раскрепления через 3 м	
Максимальное усилие M_y (тм)	8,361	100 %	8,361	100 %	8,361	100 %
Максимальное усилие Q_z (т)	3,455	100 %	3,455	100 %	3,455	100 %
Максимальное усилие N (т)	4,097	100 %	4,097	100 %	4,097	100 %

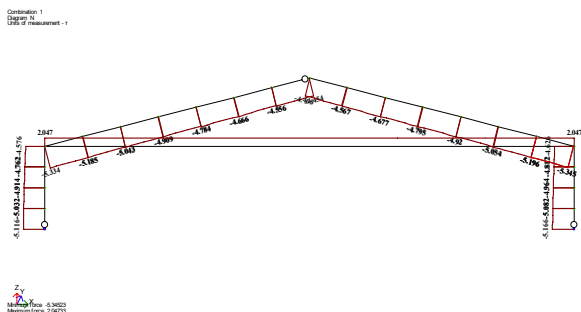


Рис. 2.56. Эпюры продольных сил

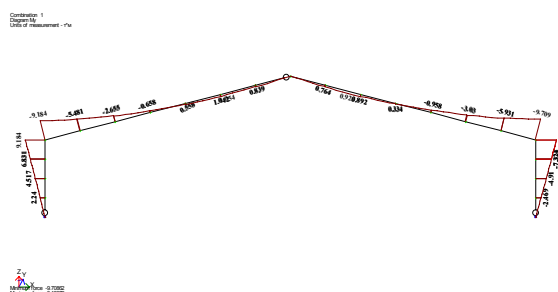


Рис. 2.57. Эпюры изгибающих моментов

По изгибающему моменту M_y , то полученные значения – одинаковы. Эпюра поперечных Q_z и продольных N сил тоже остается неизменным.

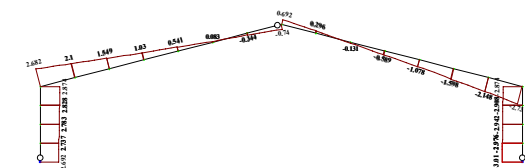


Рис. 2.58. Эпюры поперечных сил

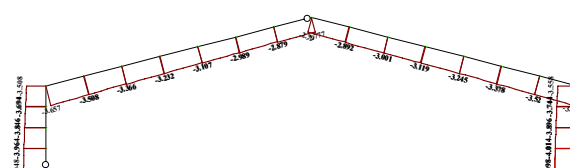


Рис. 2.59. Эпюры продольных сил

Поэтому можно сделать вывод, что раскрепление ригеля рамы из плоскости через 1,5 и 3,0 м по расчетам ПК ЛИРА не влияет на напряженно-деформированное состояние рамы, подтверждаются экспериментами [236]. Зависимость напряженно-деформированного состояния рамы от величины угла наклона ригелей рамы.

Исследованы [32] влияние угла наклона ригеля рамы на расходы стали и бетона с учетом ограждающих конструкций. Установлено, что на расходы материалов конструкций каркаса влияют две противоположные тенденции. С одной стороны, увеличение угла наклона уменьшает расчетный изгибающий момент в карнизном узле и увеличивает расчетную длину стойки рамы, а с другой стороны с ростом угла наклона увеличивается длина ригеля и площадь покрытия [32]. Кроме того, есть возможность, используя элементы постоянного и переменного сечения, достигать рационального распределения материала по длине конструкции, а за счет дополнительных эффектов приблизить

конструктивную форму рамы рационального строительного объема к рациональной конструктивной формы по расходам стали и бетона [32].

2.10. Расчеты рамы с учетом деформированной схемы

Теоретические разработки по определению действительного напряженно-деформированного состояния конструктивных элементов переменного сечения при работе в системе рамного каркаса требуют создания новых методов. Эти методы определяют рациональные генеральные размеры и используют расчеты по прочности, устойчивости и деформациями для определения закономерностей влияния конструктивной формы на напряженно-деформированное состояние элементов рам. Создание таких теоретических подходов открывает возможность разработать рациональные энергосберегающие каркасы зданий.

Рамы из элементов переменной жесткости позволяют получить дополнительно экономию стали по сравнению с аналогичными элементами постоянного сечения в среднем до 10 ... 15 %. (Металлоемкость зависит от габаритных размеров рамы, наличия нагрузки на покрытие и т.д.). Узловые соединения обычно принимают в таких рамах на свариваемых закладных деталях рабочей арматуры, способствует снижению трудозатрат при монтаже.

Остается открытым вопрос влияния на прочность сменности высоты ригеля. Известно, что в прямоугольных ригелях, балках переменного сечения характер изменения по высоте сечения касательных и нормальных напряжений зависит от угла наклона граней балки [265, 266]. Поэтому необходимо также решить задачу влияния угла наклона полок тавра с переменной высотой стенки на закономерность изменения касательных и нормальных напряжений. Фактически от этих исследований и зависит возможность использования рабочих гипотез устойчивости тонкостенных стержней постоянного сечения для изучения пространственной устойчивости тавров переменного сечения.

Как уже было сказано ранее, в сортамент рам серии РЖУ входят 16 типов рам, которые изготавливают в общей оснастке с разной длиной ригеля и стойки под разные нагрузки. При этом пролет полуригеля составляет 10,5; 9; 6; и 4,5 м, а высота стойки - 3,6; 4,2; 5,1 и 5,7 м. Рамы выполняют в двух вариантах – сплошном и составном.

Установлено, что при испытании рам с высотой стоек 5,1 и 5,7 м характер их работы имеет особенности, связанные с их повышенной деформативностью. При расчетном нагружении при пролетах полуригеля 10,5 и 9 м вертикальные перемещения конькового узла составляют 260–320 мм, а перемещения стойки по горизонтали в карнизном узле-60-90мм [258]. В результате значительных перемещений меняется расчетная схема рамы и увеличиваются действующие усилия (M , N , Q), особенно изгибающий момент, который возрастает от 5 до 30 % по длине ригеля и стойки.

Таким образом, перемещение рам с увеличенной высотой стоек влияет на несущую способность конструкций. Расчет таких рам нужно проводить по деформированной схеме с учетом как геометрической, так и физической нелинейности элемента.

Для решения задач проектирования рамных каркасов серии РЖУ был разработан практический метод расчета по деформированной схеме [258]. При этом принимается во внимание длительность действия нагрузки. Вследствие ползучести бетона жесткость конструкции уменьшается, что приводит к увеличению перемещений.

Сначала определяют перемещения и положения конструкций при длительном воздействии постоянных временных нагрузок. Рассматривают различные сочетания этих нагрузок с кратковременными и для каждого из них строят деформированную схему и определяют действующие усилия. По максимальным значениям усилий строят обводные эпюры M , N , Q . Для практических расчетов принята деформированная схема конструкции, отвечающей максимальным перемещением элемента. Для рам серии РЖУ принимают нагружением их симметричной вертикальной нагрузкой с ветром слева [258].

Деформированную схему строят экспериментально-теоретическим способом, который составляет основу практического метода расчета. Исходными данными являются результаты испытаний конкретного типа рамы при наибольшем расчетной нагрузке. По результатам испытаний строят графики перемещений (рис. 2.60) при кратковременном воздействии нагрузки.

Длительность действия нагрузки находят расчетом. По графику выделяют уровень, соответствующий постоянной и длительной нагрузке (рис. 2.60).

Зная величину перемещений, строят деформированную схему и находят величину усилия в сечениях рамы. По формулам СНиП [177] для кривизны определяют их жесткость при кратковременной и длительной действиях нагрузок. По полученным жёсткостям определяют перемещения узлов конструкций соответственно при длительных и кратковременных действиях нагрузок. Соотношение между этими величинами составляет 1,8–2. Уровень продолжительности действующей нагрузки в рамах становить 0,6–0,65 от полного.

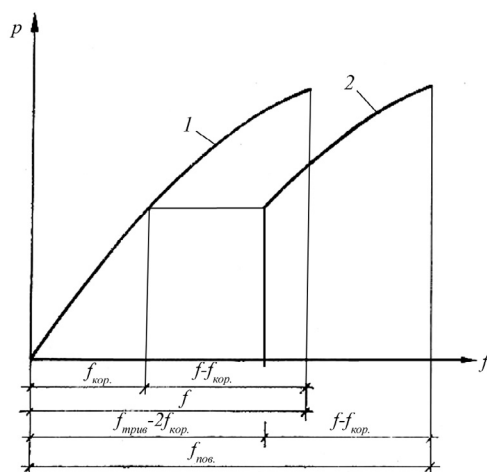


Рис. 2.60. График зависимости нагрузки-прогиб:

1 – кривая, полученная при кратковременных испытаниях; 2 – кривая с учетом продолжительности действия нагрузки; f – величина перемещений при кратковременном воздействии расчетной нагрузки; $f_{кор.}$ – величина перемещений при кратковременном воздействии постоянной и длительной нагрузки; $f_{трив.}$ – величина перемещений при длительном воздействии постоянной и длительной нагрузки; $f_{повне}$ – величина полных перемещений при расчете по деформированной схеме

Таким образом, при длительном воздействии постоянных и длительных нагрузок перемещения рам растут в два раза по сравнению с кратковременным действием. На рис. 2.60 эти перемещения отвечают горизонтальной прямой.

Экспериментальная проверка этого метода расчета рам серии РЖУ пролетом 10,5 и 9 м и высотой стоек 5,7 м показала достаточный степень сходимости между экспериментальной и расчетной несущей способности конструкций. Методика была использована при проектировании рам серии РЖУ пролетом 18 и 21 м с высотой стойки 5,1 и 5,7 м.

2.11. Выбор размеров конструктивных элементов рам по различным критериям рациональности

Среди критериев рациональности при определении параметров наиболее эффективной конструкции рам предложено использовать четыре критерия: критерий минимальной разницы строительного и функционального объемов, критерий соотношения изгибающих моментов в характерных расчетных сечениях, критерий минимума затрат стали, критерий минимума приведенных затрат [29]. Применение каждого из критериев определит влияние тех или иных конструктивных параметров каркаса на форму рамы.

Влияние использования элементов переменного и постоянного сечения, которые не только открывают возможность распределить материал по длине элемента в зависимости от эпюры изгибающих моментов или напряжений, а и изменить геометрию расчетной схемы таким образом, чтобы выявить дополнительные разгрузочные эффекты, изменить эпюру изгибающих моментов в необходимом направлении, а также определить новые расчетные сечения с меньшими усилиями.

Разработана физико-математическая обобщенная модель расчетной схемы однопролетных рамы с низкими и высокими стойками [29]. Рамные системы с небольшим по размерам стойками, низ которых объединен стержнем (балкой), называют арками покрытия, их используют в качестве

несущих конструкций покрытий зданий, опертых на колонны или стены. Конструкции, которые опираются на фундаменты, принято называть рамными конструкциями [29].

Разработан обобщенный критерий рационального проектирования рам; определены геометрические параметры рам, влияние конструктивных параметров узлов рам на перераспределение изгибающих моментов и напряженно-деформированное состояние элементов конструкции [29]. Одним из существенных внешних усилий, которое воспринимает рамная конструкция, является изгибающий момент, который меняется по продольной оси элементов полуригелей. Поэтому для выбора рациональной формы рамы используют критерий рациональности, как отношение значений изгибающих моментов в различных характерных сечениях ригеля и стойки. За последние годы появилась возможность использовать элементы рам, как постоянного, так и переменного сечения из сварных металлических двутавров с перфорированной стенкой и тонкостенные профили симметричного и несимметричного сечений [29]. Поэтому стало актуальным обобщение аналитических исследований формообразования рам по критерию рациональности.

$$k_p = M_{mp} / M_{kp}, \quad (2.12)$$

где M_{mp} – изгибающий момент в сечении с координатой – z_m ;

M_{kp} – изгибающий момент в сечении – z_n .

Для элементов с постоянным сечением отношение изгибающих моментов в характерных точках для рациональной конструктивной формы может быть близким к единице, а для элементов с переменным сечением это отношение может быть заранее задано проектировщиком, исходя из сменности геометрической формы элемента, или по результатам исследований рациональной конструктивной формы. По характерной точке принято принимать: точку сечения осей полуригеля и стойки (карнизного узла), точку пролета полуригеля, где возникает наибольший изгибающий

момент, и точку сечения осей в полуригеле в коньковом узле. Предлагается в дальнейшем в качестве критерия рациональности принять отношение (k_p) максимального изгибающего момента в пролете полуригеля (M_{mp}) и в карнизном узле (M_{2p}), коэффициент $k_p = M_{mp}/M_{2p}$. Моменты M_{mp} , M_{2p} – принимают в соответствии с максимальными из двух значений от симметричной нагрузки и комбинации симметричного и несимметричного нагрузки.

Если задать значение параметра $k_p \approx 1$, то лучшей форме полуригеля следует считать элементы постоянного сечения. При значении $k_p < 0,8$ выгодной формой полуригелей следует считать элементы с переменным сечением, при $k_p > 1,1$ возможен вариант конструкции с использованием элементов с переменным сечением, если при этом общая топология системы не меняется, потому что возникает рост изгибающего момента M_{mp} через перелом оси полуригеля [29].

Разработана расчетная схема рамы (рис. 2.61) без влияния сменности сечения поясов (рис. 2.62). Рассматривают трехшарнирную расчетную схему (рис. 2.61) пролетом L с наклоном к горизонту двух полуригелей под углом α_r ($\text{tg}\alpha_r = 2f_1/L$). Трехшарнирная система стойки высотой f_2 . В коньковом узле передача усилия от одного полуригеля ко второму осуществляется с эксцентриситетом f_3 , который расположен ниже точки сечения осей полуригелей. Высоту верхней части трехшарнирной системы обозначено через $f_1 = 0,5L \cdot \text{tg}\alpha_r$ [29].

При *симметричной равномерно распределенной нагрузке* q опорные реакции (R_a ; R_b , H) составляют (рис. 2.61):

$$R_a = R_b = qL / 2; \quad T = qL^2 / [8(f_1 + f_2 \pm f_3)] = M_B / f_a; \quad (2.13)$$

$$f_2 = k_2 f_1; \quad f_3 = k_3 f_2 = k_3 \cdot k_2 \cdot f_1; \quad f_a = f_1 + f_2 \pm f_3; \quad (2.14)$$

где балочный изгибающий момент обозначен через $M_B = qL^2 / 8$. Изгибающий момент в карнизном узле обозначен через $M_2 = T \cdot f_2$.

Изгибающий момент, который возникает в коньковой узле, обозначен через $M_3 = T \cdot f_3$.

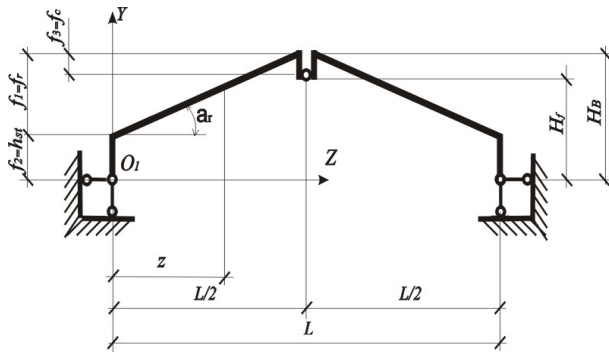


Рис. 2.61. Общая схема рамы

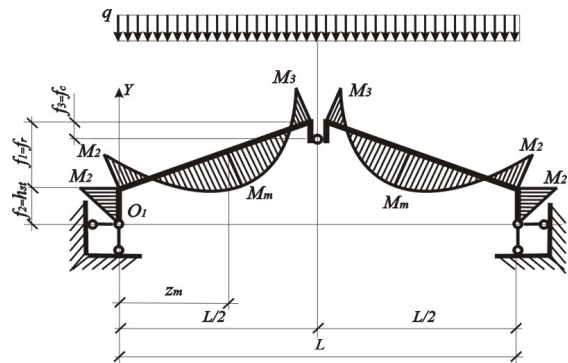


Рис. 2.62. Эпюра изгибающих моментов при симметричной нагрузке рамы

Записывают условие равновесия любой части полуригеля, где обозначают через M_z изгибающий момент в сечении полуригеля с координатой z :

$$M_z + T \cdot f_2 + Tz \cdot \operatorname{tg} \alpha_r - R_a z + qz^2 / 2 = 0; \quad \operatorname{tg} \alpha_r = 2f_1 / L; \quad (2.15)$$

$$M_z = -T \cdot f_2 - Tz(2f_1 / L) + R_a z - qz^2 / 2; \quad (2.16)$$

$$-T(2f_1 / L) + R_a - qz_m = 0; \quad T(2f_1 / L) + R_a - qz_m = 0; \quad (2.17)$$

$$-(2f_1 / L)L^2 / [8(f_1 + f_2 \pm f_3)] + L / 2 - z_m = 0; \quad (2.18)$$

$$-(f_1 / [4(f_1 + f_2 \pm f_3)] + 1 / 2 - z_m / L = 0; \quad (2.19)$$

$$-(f_1 / [(f_1 + f_2 \pm f_3)] + 2 - 4z_m / L = 0. \quad (2.20)$$

Тогда из условия экстремума $M_z : dM_z / dz = 0$, находят координату сечения полуригеля z_m , где возникает максимальный изгибающий момент M_m :

$$z_m = (L / 4)[(2 - f_1 / f_1 + f_2 - f_3)] = 0, \quad f_a = f_1 + f_2 \pm f_3; \quad (2.21)$$

$$k_m = (2f_a - f_1)^2 / (4f_a \cdot f_2) - 1 = [(2k_a - 1)^2 / (4k_2 \cdot k_a) - 1]; \quad (2.22)$$

$$k_m = f_a / f_1; \quad (2.23)$$

$$M_m = k_m \cdot Tf_2 = [(2k_a - 1)^2 / (4 \cdot k_a^2) - k_2 / k_a] \cdot M_B. \quad (2.24)$$

$$k_m = M_m / Tf_2 = M_m / M_2. \quad (2.25)$$

Записывают значение изгибающего момента сечения с координатой z_m :

$$k_m \cdot T f_2 + T f_2 + T z_m \cdot \operatorname{tg} \alpha_r - R_a z_m + q z_m^2 / 2 = 0. \quad (2.26)$$

Замена угла наклона полуригелей через параметры рамы приводит к квадратному уравнению.

$$f_2^2 + f_1 f_2 / (1 - k_3) - f_1^2 / [4(1 - k_3)(k_m + k_3)] = 0; \quad (2.27)$$

$$k_2 = \frac{1}{2(1 - k_3)} \left[\sqrt{\frac{(k_m + 1)}{(k_m + k_3)}} - 1 \right]; \quad f_2 = \frac{f_1}{2(1 - k_3)} \left[\sqrt{\frac{(k_m + 1)}{(k_m + k_3)}} - 1 \right]. \quad (2.28)$$

С помощью последней формулы можно определять высоту карнизного элемента рамы при различных значениях коэффициентов k_m и k_3 .

При *несимметричной нагрузке* на раму (равномерно распределенная полезная нагрузка q_k расположенное слева) соответствующие усилия и реакции, которые возникают, составляют:

$$R_{an} = 3q_k L / 8; \quad R_{bn} = q_k L / 8; \quad T_n = q_k L^2 [16(f_1 + f_2 \pm f_3)]. \quad (2.29)$$

Здесь приняты следующие обозначения: изгибающий момент в карнизном узле $-M_{2n}$, в коньковом $-M_{3n}$, в сечении, где возникает максимальный изгибающий момент, в левом полуригеле $-M_{mn}$. Координата z_{mn} выбрана так, чтобы удовлетворить условие $dM_z / dz = 0$:

$$M_{mn} = k_{mn} \cdot T f_2; \quad M_{1n} = T f_2; \quad M_{3n} = T f_3; \quad (2.30)$$

$$k_{mn} = (3f_a - f_1)^2 / (8f_a \cdot f_2) - 1; \quad (2.31)$$

$$M_z + T f_2 + T z \cdot \operatorname{tg} \alpha_r - R_a \cdot z + q \cdot z^2 / 2 = 0;$$

$$z_{mn} = (L / 8) [(3 - f_1) / (f_1 + f_2 \pm f_3)] = 0; \quad (2.32)$$

$$k_{mn} = (3f_a - f_1)^2 / (8f_a \cdot f_2) - 1 = (3k_a - 1)^2 / (8k_2 \cdot k_a) - 1; \quad (2.33)$$

$$M_{mn} = k_{mn} \cdot T_n f_2 = [(3k_a - 1)^2 / (16k_a^2) - k_2 / 2k_a] M_{БК}. \quad (2.34)$$

Уравнения (2.36) ... (2.43) показывают связь между изгибающими моментами, которые возникают под действием симметричного и несимметричного нагрузок, и геометрическими параметрами системы относительно балки с пролетом L . Варьируя последовательно геометрическими параметрами системы ($k_3 = f_3 / f_2$, $k_2 = f_2 / f_1$) можно

проследить их влияние на напряженное состояние системы, выявить диапазон рациональных решений.

Тип рамы с высокой стойкой [29]. Принятая расчетная схема рамы показана на (рис. 2.63). Такая схема рамы позволяет провести анализ влияния конькового эксцентриситета на напряженно-деформированное состояние конструкций рам при расположении в коньковом узле точки передачи усилий, сдвинутой вверх: $f_a = f_1 + f_2 + f_3$ или сдвинутой вниз: $f_a = f_1 + f_2 - f_3$ при топологии конструкции, которая характеризуется параметром (рис. 2.63).

Для симметричной нагрузки при $k_a = f_2 / f_1 = 0,12 \dots 0,25$ показано, что можно достичь (табл. 2.22) равномерного распределения изгибающего момента по длине полуригеля при различных комбинациях нагрузки [29].

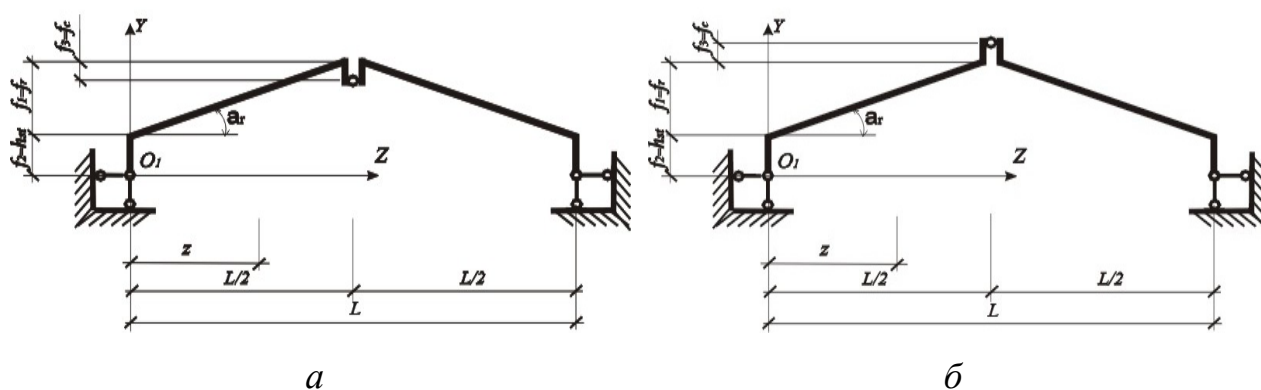


Рис. 2.63. Рациональная конструктивная схема рамы:

a – с эксцентриситетом передачи усилия сдвинутой вниз в коньковой узле,
б – с эксцентриситетом передачи усилия сдвинутой вверх в коньковом узле

Так, при $k_a = f_2 / f_1 = 0,25$; $f_3 = 0$ имеем $M_2 / M_B = 0,2$;
 $(M_m + 3M_{mn}) / 4M_B = 0,1919$; а при $f_3 = -1$; $k_2 = f_2 / f_1 = 0,154$ имеем
 $M_2 / M_B = 0,154$; $(M_m + 3M_{mn}) / 4M_B = 0,1538$, (рис. 2.64, 2.65). Кроме того, достигается небольшое уменьшение высоты конструкции, но увеличиваются затраты стали на связи покрытия.

В конструкциях рам покрытия $f_2 = 0,154 f_1 \div 0,2 f_1$ и при $k_3 = f_3 / f_2 = -1,0$ (знак минус означает, что точка передачи усилий в

коньковом узле сдвинута вниз), (табл. 2.22, расчеты 9,10, рис. 2.64, 2.65) критерий рациональности близок к единице.

Введение эксцентриситета, сдвинутого вниз в коньковой узле, в рамах покрытия значительно уменьшает значение изгибающего момента рамы (табл. 2.22, расчеты 10...12). То есть подтверждено, что есть существенный эффект от смещения вниз шарнира в коньковом узле рам покрытия при $f_2 \leq 0,2f_1$.

Аналогичные исследования (табл. 2.22, 2.23, расчеты 12, 13) проведены при $f_3 = -0,5f_2 = -0,085f_1$, где показано, что при $f_2 = 0,19f_1$ можно получить также эффективную конструктивную форму. Этот вариант следует использовать с целью упрощения конструкции конькового узла.

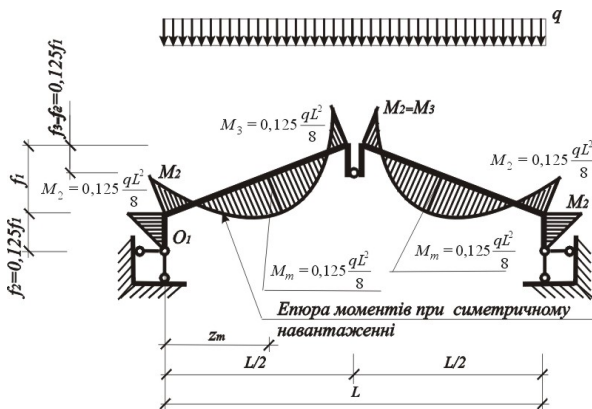


Рис. 2.64. Рациональная расчетная схема ($f_2 = 0,125 \cdot f_1$; $f_3 = -0,125 \cdot f_1$) рамы при симметричной нагрузке. Эпюра изгибающих моментов

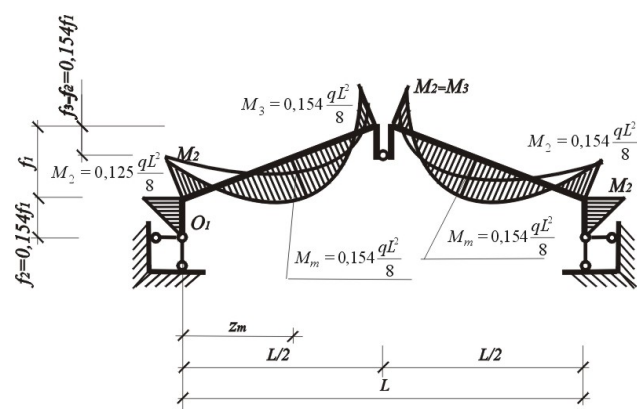


Рис. 2.65. Рациональная расчетная схема рамы ($f_2 = 0,154 \cdot f_1$; $f_3 = -0,154 \cdot f_1$) при комбинации симметричной и несимметричной нагрузки. Эпюра максимальных изгибающих моментов

Таким образом, в отличие от рам в арках покрытия этот эксцентриситет должен быть сдвинут вниз, а не вверх. При $f_2 = 0,25f_1$ и $k_2 = f_3 / f_2 = -0,5$ критерий рациональности $k_p = 0,66 < 1$, то есть наиболее выгодной формой является элементы с переменным сечением (табл. 2.23, расчет 13).

Решена задача выбора рациональной конструктивной схемы рамы при расположении точки передачи усилий между полуригелями рамы в коньковом узле выше точки сечения осей полуригеля (рис. 2.66): $f_a = f_1 + f_2 + f_3$, и выявлен ряд эффектов для рамных конструкций.

Исследовали только рамные конструкции при $k_2 = f_2 / f_1 = 1,0 \dots 2,0$. Проведенные в этом направлении исследования рам показали, что в конструкции конькового узла с эксцентриситетом, сдвинутым вверх, возможно уменьшение расчетного изгибающего момента в карнизном узле рамы на 5...12 % ($M_2 = 0,5 M_B$, где $M_{2Г} = 0,444 M_B$, то есть $M_{2Г}/M_2 = 0,444/0,5 = 0,89$). А по сравнению с конструкцией, которая имеет $M_{2Г}/M_2 = 0,444/0,5 = 0,89$ (табл. 2.23, расчет 13...16), снижение расчетного изгибающего момента достигает 20 %.

Таблица 2.23

Значения изгибающих моментов при симметричном и несимметричном нагрузках для рам с коньковым шарниром, сдвинутым вверх

ξ_i	Параметр	Симметричная нагрузка		Несимметричная нагрузка		Комбинация нагрузок		k_p
	$k_2 = \frac{f_3}{f_2}$	$\frac{M_2}{M_B}$	$\frac{M_m}{M_B}$	$\frac{M_{2н}}{M_{БК}}$	$\frac{M_{mn}}{M_{БК}}$	$\frac{M_2 + 3M_{2н}}{4M_B}$	$\frac{M_m + 3M_{mn}}{4M_B}$	
			$k_2 = f_2/f_1 = 1,0;$					
8	0	0,5	0,0625	0,25	0,1406	0,3125	0,1211	0,242
13	-0,25	0,571	-0,0612	0,286	0,083	0,3571	0,047	0,5
14	0,25	0,444	0,1605	0,222	0,186	0,2778	0,1796	0,5
			$k_2 = f_2/f_1 = 2,0;$					
15	-0,15	0,741	-0,07068	0,37	0,0618	0,463	0,0272	0,5
16	0,15	0,606	0,1139	0,303	0,1516	0,3788	0,1421	0,5

Исследованиями доказано, что для рам покрытия, в которых высота стойки меньше высоты рамы ($k_2 = f_2 / f_1 = 0,1 - 1,0$), рациональными конструктивными схемами являются рамы со смещением точки передачи усилий в коньковом узле ниже точки пересечения осей полуригелей. Для рам с высокой опорной стойкой $k_2 = f_2 / f_1 > 1,0$ рациональная конструктивная схема имеет такую особенность, когда в коньковом узле усилия передаются с эксцентриситетом, то точка передачи усилий находится выше точки пересечения осей полуригелей (рис. 2.66).

Таким образом, эксцентриситет передачи усилий в коньковом узле рам со стойкой большой высоты подъема полуригеля ($f_2 \geq f_1$) от одного полуригеля к другому оправдан только в том случае, если этот эксцентриситет находится выше точки пересечения осей полуригелей [29].

Исследованиями доказано [29], условно рамы и арки можно разделить по отношению высоты стойки до высоты подъема полуригеля $k_2 = f_2 / f_1$. Так к аркам покрытия следует отнести конструкцию при параметре $k_2 = f_2 / f_1 < 0,35 \dots 0,5$.

А к рамным конструкциям – включить конструкции при параметре $k_2 = f_2 / f_1 \geq 1$. Конструкции с отношением параметра k_2 в диапазоне $0,35 \dots 0,5 \leq k_2 = f_2 / f_1 \geq 1$ следует называть арки-рами.

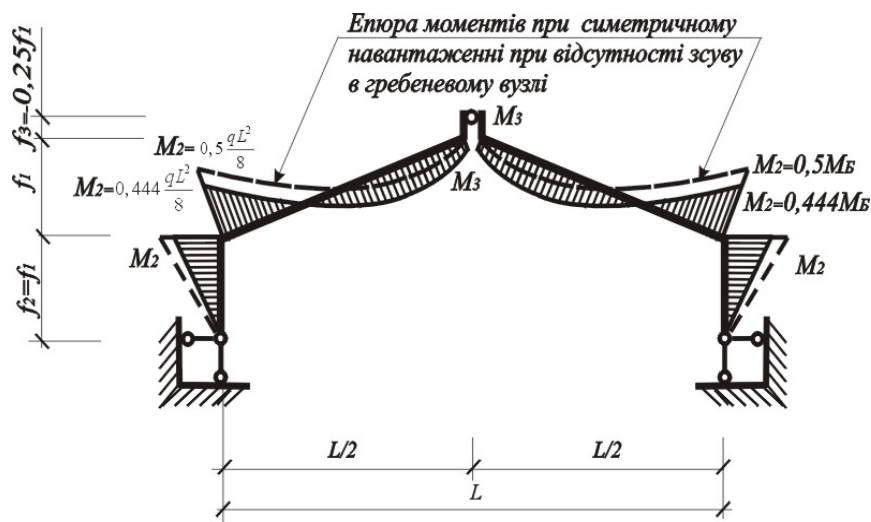


Рис. 2.66. Рациональная расчетная схема рамы ($f_2=0,25f_1$; $f_3=-0,25f_1$) при симметричной нагрузке. Эпюра изгибающих моментов

Результаты теоретического поиска рациональных конструкций рам и арок показали, что есть средства совершенствования этих традиционных конструкций.

Предлагаемые конструктивные меры и формулы позволяют правильно выбрать оптимальные параметры конструкции в зависимости от действующей нагрузки, учитывая комбинацию симметричного и несимметричного нагрузок, и снизить расчетный изгибающий момент в полуригелях рам до 12 % (табл. 2.24).

2.12. Теория расчетов стержневых конструкций переменного сечения

Расчеты стержневых и балочных конструкций переменного сечения проводили различными приближенными методами (метод дискретизации стержней на участках постоянной жесткости и др.). Сейчас широко применяют стержневые конструкции переменного поперечного сечения: односкатные и двускатные балки покрытий, Г-образные железобетонные рамы, металлические рамы со стержнями с перфорированными стенками, арочные и балочные конструкции пролетных строений мостов и др.

Таблица 2.24

Сравнение конструктивных решений рам

№	Конструкция	Расчетный изгибающий момент в карнизном узле M_2 , кН	Сравнение конструкций по вариантам
1	Рама с стойками постоянного сечения	576	100 %
2	Рама с стойками с переменным сечением стенки	533	92 %
3	Рама с стойками с переменным сечением стенки и эксцентриситетом в коньковом узле	514	88 %

Дальнейшее развитие теории сооружений связан с нелинейными методами расчетов и эффективным проектированием конструкций переменного сечения.

Методы расчета строительных конструкций базируются на использовании ЭВМ и метода конечных элементов, который внедрены в вычислительный комплекс ЛИРА в виде матриц жесткости и свободных членов от равномерно и неравномерно распределенных нагрузок для стержней постоянного и переменного поперечных сечений. Выведены формулы для определения моментов инерции составленных профилей типа тавра, двутавра и других профилей, позволили применить сформированные матрицы жесткости и податливости [205].

Впервые в расчетах стержневых конструкций переменного сечения осуществлено точное интегрирование известного приближенного уравнения изогнутой оси стержней простых профилей: прямоугольника, квадрата,

круга, что позволило сформировать матрицы жесткости и податливости таких стержней с учетом всех членов формулы Мора для перемещений, в том числе скручивания и сдвига [205].

Выявлены характерные особенности при определении прочности и деформативности железобетонных балок переменного сечения. Доказанные места расположения вдоль пролета опасных сечений при расчетах прочности и сечения с максимальной кривизной для односкатных и двускатных балок прямоугольного сечения [205].

Основные отличия современного проектирования зданий заключается в том, что они должны обеспечивать максимальную гибкость и необходимое маневрирование в проектировании, способствовать разработке наиболее рациональных, экономических и перспективных конструкций и конструктивных схем зданий. Нужно применять конструкции, соответствующие четкой статической схеме, в которой материалы распределены в строгом соответствии с характером усилий, возникающих в них, искать конструктивные схемы, которые бы были эффективными по затратам выбранного материала.

В проектировании зданий нужно исходить из единства четырех основ создания эффективных конструктивных форм [205]: проектировочного (конструкция должна иметь достаточную прочность и надежность); технологического (минимальная трудоемкость изготовления и технологичность монтажа); производственного (обеспечение простоты и быстроты монтажа); экономического (минимальные затраты труда и материалов).

В литературе можно найти совсем мало примеров расчета конструкций рам со стержнями переменного сечения. Чуть больше задач с определением устойчивости отдельных стержней переменного сечения. Это связано с тем, что известные и предложенные отдельными авторами приближенные методы расчета не отличаются достаточной точностью. Реализация этих методов не

дает ответа, как получить точное решение, хотя бы в упругой постановке задачи.

Анализ расчетов показывает, что уточнение результатов идет из расчетов среднего арифметического жесткости стоек к расчетам с членением стоек по длине на 2, 4 и 8 частей. Расчет, выполненный Шандруком П. П. [205], является наиболее точным, поскольку переменная по длине жесткость стоек задавалась точным законом. Исходными данными для расчета по программе РАМАПС служили только размеры поперечных сечений стержней (в начале и конце) и модуль упругости.

Расчет по ПК ЛИРА [80, 81] выполнен с использованием конечного элемента № 6 (стержень переменного сечения с учетом смещения). Для определения переменной жесткости этого элемента нужно задавать 30 цифр: площади сечений, моменты инерции и скручивания в трех сечениях (в начале, середине и на конце стойки), обратные величины площадям сечений относительно двух осей, модуль упругости, коэффициент Пуассона и другие. Переменный по длине момент инерции стержней переменного сечения аппроксимируются по параболе 2-й степени.

В расчетах рам Здор В. С. [267] определил эпюру изгибающих моментов. Изменение моментов инерции вдоль пролета задавал кубической параболой, а расчет велся с членением по длине на участках постоянной жесткости. Различие с точными расчетами, определенных по программе РАМАПС, достигают более чем вдвое.

Методы расчета и классификация. Расчеты строительных конструкций характеризуются широким применением метода конечных элементов с помощью ЭВМ, получивший наиболее широкое распространение в расчетах разнообразных и сложных задач.

Методы расчета стержневых конструкций с переменной вдоль пролета жесткостью можно разделить на 4 группы [205], основанные на:

- 1) членение стержней вдоль пролета на участки постоянной жесткости [267, 269, 270, 271, 272, 273, 274, 275, 276, 277];

2) разложении одиночных эпюр изгибающих моментов в степенные ряды [278, 279, 280, 281];

3) аппроксимации переменных моментов инерции вдоль пролета различными (в основном степенными) функциями [267, 272, 279, 281, 282, 283, 284, 285, 286, 287, 288, 289, 290, 291, 292, 293, 294, 295, 296, 297];

4) введении различных коэффициентов передачи и сводных геометрических характеристик [267, 268, 274, 298, 299, 300, 301].

Все методы носят приближенный характер, и не все учитывают профиль поперечного сечения. Они пригодны для расчетов только плоских задач и, в основном, не пригодны для расчетов на ЭВМ [205].

Близкими по точности методами приведены в [278, 298, 302, 303]. Методика [303] пригодна для расчетов стержней прямоугольного сечения с линейно растущей высотой для приближенных расчетов плоских рам и не учитывает деформации сдвига и скручивания.

Итак, известные методы расчетов стержневых конструкции переменного сечения приближенные и не позволяют получить точный результат даже для однопролетной балки в упругой постановке. Большинство нелинейных методов расчета строительных конструкций и все методы теории оптимальности, надежности и динамики базируются на точных результатах статических (динамических) расчетов. Качество статических расчетов определяют уровень, на котором могут быть решены нелинейные задачи и задачи теории надежности или оптимизации [205].

Расчеты по прочности и трещиностойкости нормальных сечений железобетонных стержневых элементов переменного сечения сегодня проводят так как для стержней постоянного сечения [280, 304, 305]. Эти расчеты базируются на гипотезе плоских сечений и в них не учитываются касательные напряжения.

В ригелях и стойках рам переменного сечения эпюра касательных напряжений мало влияет на прочность и трещиностойкость нормальных сечений, поскольку угол наклона одной до другой невелики и составляет

5–15°. Интенсивность изменения высоты сечения незначительна, нормальные напряжения по вертикальному сечению допустимо определять общепринятым в сопротивлении материалов способом - с учетом гипотезы плоских сечений [306].

Если изменения высоты сечения более 15° нормальные напряжения следует находить по цилиндрическим сечениям, используя при этом формулы сопротивления материалов и основанные на них формулы теории железобетона. Высоты сечения при этом следует принимать длину дуги, которая образует цилиндрическое сечение. Касательные напряжения можно находить по известным формулам сопротивления материалов, вводя условную поперечную силу [205, 307].

В расчетах по прочности и трещиностойкости наклонных сечений касательные напряжения играют более заметную роль. Наклонные трещины возникают у опор, где поперечная сила имеет максимальное значение. Поэтому слагаемые, которые зависят от касательных напряжений, формулы главных сжатых и растянутых напряжений значительно возрастают.

Анализ результатов расчетов наклонных сечений по приближенным [307] с выполнением условной поперечной силы и точным по цилиндрическим сечениям способа можно считать, что упрощенный расчет наклонных сечений можно применять при интенсивности изменении высоты сечения до 25°. При большей интенсивности нормальные касательные, главные сжимающие и растянутые напряжения следует определять по формулам гипотезы цилиндрических сечений.

В работе [308] расчеты по прочности элементов с переменной высотой по нормальным и наклонным сечениям базируется на разработанных физических и расчетных моделях на основе метода предельных состояний. Получены новые формулы для вычисления внутренних усилий в элементах на стадии предельного состояния, усилия в бетоне сжатой зоны, нагельного усилия в продольной арматуре и сил сцепления, позволяет определенно

учитывать напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов с переменной высотой.

Таким образом, разработана теория расчетов стержневых конструкций переменного сечения методом конечных элементов на статические и динамические нагрузки [305]. Сформированы матрицы жесткости и податливости таких стержней с учета всех деформаций формулы Мора, включая скручивания и смещение.

2.13. Современные методы расчета сечений рам по деформационной теории

За последние годы, в связи с интенсивным развитием экспериментально-теоретических исследований в области теории железобетона получили распространение деформационные методы расчета [309,310]. Эти методы позволяют достаточно точно оценивать не только напряженно-деформированное состояние железобетонных конструкций, но и несущую способность в целом. Другие методы расчета во многих случаях не способны дать достоверные результаты оценки как количественных, так и качественных параметров конструкций.

В основу расчетной деформационной модели положены следующие положения: уравнения равновесия внешних и внутренних усилий в нормальном сечении; усредненное сечение; условия деформирования материалов в виде линейного распределения деформаций по высоте сечения, то есть принятие справедливости гипотезы плоских сечений; полные диаграммы деформирования бетона и арматуры, которые устанавливают связь между напряжениями и деформаций при нагрузке до разрушения.

Диаграмму деформирования бетона при кратковременной нагрузке описывают различными способами, которые предлагают разные авторы. В работе Карпенко Н.И. [310] предложена зависимость, которая описывает деформирования бетона при центральном сжатии, в виде

$$\epsilon_b = \sigma_b / (E_b^0 \cdot V_b) \quad (2.35)$$

где $\varepsilon_b, \sigma_b, E_b^0$ – соответственно относительные деформации, напряжения, начальный модуль упругости бетона; V_b – коэффициент изменения секущего модуля.

Приведенные параметры по возможности, обоснованные статистически, но только для частных случаев определенных классов и составов бетонов.

В основе указанной модели положен коэффициент изменения секущего модуля деформаций бетона, который соответственно зависит от уровня напряжения и предельных деформаций бетона, соответственно связанные с физико-механическими характеристиками бетона. Подробные сведения о способах вычисления коэффициента V_b в зависимости от деформаций в вершине диаграммы ε_b и уровней напряжения η приведены в работе [310].

Другой группой обоснованных и статистически подтвержденных предложений следует считать предложения Бамбуры А. М., Бачинским В. Я. [311]. Диаграмму деформирования бетона описывают полиномиальной функцией

$$\sigma_b = R_b \sum_{k=1}^5 a_k \eta^k, \quad (2.36)$$

где σ_b – напряжения в бетоне; R_b – прочность бетона при осевом сжатии (призменная прочность); ε_b – деформации бетона, соответствующие напряжению σ_b ; ε_{bk} – деформация бетона, соответствующей призменной прочности R_b (т.е. в вершине диаграммы); a_k – коэффициент полиномиальной зависимости, $\eta = \varepsilon_b / \varepsilon_{bk}$. Все параметры соотношения (2.36) статистически определены и могут быть вычислены по формулам, которые приведены в [312].

Работы, которые проводятся по созданию общей теории железобетона, базируется на четких физических гипотезах с использованием полных диаграмм механического состояния бетона и арматуры. Особенно актуально использование такой теории для расчета конструкций, испытывающих как силовые, так и не силовые (деформационные, температурные и др.)

воздействия [260, 261]. Методы общей теории железобетона позволяют с высокой точностью оценить не только напряжённо-деформированное состояние конструкции, а и несущую способность в целом. Несмотря на то, что есть целый ряд предложений из расчета железобетонных элементов на основе реальных диаграмм «напряжение-деформации», использование их в практике проектирования задерживается из-за отсутствия надежных экспериментальных данных и их параметров.

Таким образом, можно констатировать, что разрабатываемый деформационный метод расчета на основе реальных диаграмм деформирования бетона и арматуры позволяет с достаточной точностью определить несущую способность изгибаемых и внецентренно сжатых обычных и предварительно напряженных железобетонных элементов при кратковременном, длительном и не многократно повторном нагружении на основе простого и плоского напряженного состояния бетона и влияния продольного градиента напряжения, а также позволяет определить момент трещинообразования, ширину раскрытия нормальных трещин и прогибы в любой момент существования конструкции.

Предложенный подход положен в основу национальных норм по проектированию бетонных и железобетонных конструкций (рис. 2.74) [313], а также присутствует в нормах России [315].

В общем случае для определения несущей способности, кривизны, перемещений, перераспределения усилий в статически неопределимых конструкциях необходимо исходить из напряженно-деформированного состояния железобетонных сечений, определенного на основе использования нелинейной диаграммы «напряжение-деформации» [313]. Зависимость между σ_c и ε_c показана на рис. 2.74 (напряжения сжатия и деформации показаны в абсолютных величинах) для кратковременной осевой нагрузки, что описывается уравнениями типа (2.59) или (2.60):

$$\frac{\sigma_c}{f_{(ck),(cd)}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta}, \quad (2.37)$$

где $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$, ε_{c1} – деформации при максимальных нагрузках, которые при расчете по первой группе предельных состояний принимают $\varepsilon_{c1,cd}$, по второй группе предельных состояний – $\varepsilon_{c1,ck}$ по таблице [313].

$$k = 1,05 E_{cd} \times \varepsilon_{c1,cd} / f_{cd} \text{ и } k = 1,05 E_{ck} \times \varepsilon_{c1,ck} / f_{ck,prism},$$

соответственно, при расчете по первой и второй группам предельных состояний.

$$\sigma_c = f_{(ck),(cd)} \sum_{k=1}^5 a_k \eta^k, \quad (2.38)$$

где a_k – коэффициенты полинома, которые определяют с использованием параметров, приведенных в таблице [313]. Для расчетов по двум группам предельных состояний значения коэффициентов a_k приведены в приложении [313].

Соотношение (2.37) и (2.38) справедливы при $0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cu1}|$, где ε_{cu1} – номинальные предельные деформации бетона.

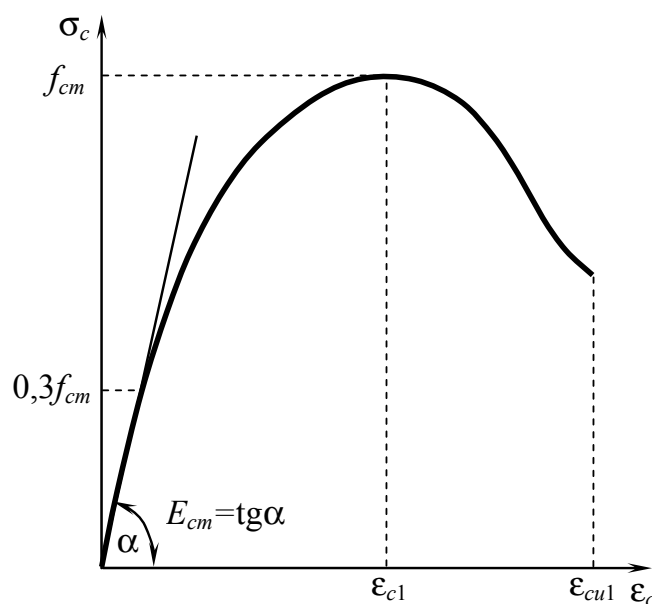


Рис. 2.74. Диаграмма «напряжение-деформации» бетона

2.14. Проектирование рамных каркасов мало энергоёмких зданий

Проектирование рамных каркасов мало энергоёмких зданий с позиций поиска лучшего конструктивного решения достаточно сложная задача в силу значительного количества независимых переменных проектирования [30]. *Задача первого этапа проектирования* – это получение эффективного проектного решения габаритных размеров конструкции по

аппроксимирующему критерию, который описывает геометрическую форму рамы. Таким обобщенным критерием может выступать критерий экономичности или ограничения условий проектирования: архитектурные, функциональные и технологические.

На втором этапе выполняют проектирование эффективной конструкции на основе требований условий прочности, жесткости и устойчивости с учетом обобщенных параметров компоновки сечения. Задача второго этапа - поиск эффективного конструктивного решения конструкции по обобщенным критерием рациональности при выполнении необходимых требований условий прочности, устойчивости, обеспечения жесткости и трещиностойкости конструкции.

В качестве критерия *второго этапа проектирования* может выступать обобщенный критерий расхода материалов, стоимости конструкций, приведенных затрат, который объединяет поиск геометрической формы конструкции в данном диапазоне изменения с целью снижения расчетных усилий и нагрузки, поиск сечений элементов рамы в соответствии с необходимыми ограничениями требований несущей способности, поиск геометрической формы отдельных элементов с целью эффективного распределения материала по конструкции и выявлению разгрузочных эффектов. Лучшее эффективное решение характеризуется параметрами, при которых заданный критерий приобретает минимального значения для каждого варианта конструкций.

На третьем этапе уточняют окончательно эффективную рамную конструкцию с учетом масштабности конструкции узлов, а также на основании окончательного расчета конструкции по более совершенной программой с учетом максимального количества конструктивных элементов.

Такой подход по проектированию конструкций имеет свои преимущества, поскольку позволяет исследовать более подробно конструктивные особенности выбранного типа конструкции и понять влияние каждого условия проектирования. Кроме того, такой подход при

применении к различным конструктивным схемам позволяет принять решение в большей области проектных решений.

Одним из направлений развития теории эффективного проектирования является поиск такой рамной конструкции каркаса, при которой расходы стали, стоимость и расходы на эксплуатацию здания были бы минимизированы [29, 30]. В этом случае в общем виде обобщенным критерием эффективного проектирования конструкции может выступать функция цели стоимости здания с учетом эксплуатационных расходов:

$$C_B = C_K + C_{sp} + C_E, \quad (2.39)$$

где C_K – стоимость конструкций каркаса с учетом монтажа, материалов и изготовления; C_{sp} – стоимость конструкций ограждения каркаса с учетом монтажа, материалов и изготовления; C_E – сводные эксплуатационные расходы.

Стоимость конструкций рамного каркаса можно записать:

$$C_K = C_{K1} \rho \sum l_i A_i, \quad (2.40)$$

где l_i и A_i – длина и площадь сечения i -того элемента каркаса;

C_{K1} – стоимость 1 тонны конструкций «в деле» с учетом изготовления, транспортировки и монтажа.

Стоимость конструкций ограждения рамного каркаса зависит от площади стен и кровли. На одну модульную единицу, шириной, равной шагу рам, стоимость ограждения имеет простой вид:

$$C_{sp} = \sum C_{Пj} l_j B_p \quad (2.41)$$

где l_j и B_p – длина ограждения i -го элемента и шаг рам;

$C_{Пj}$ – стоимость 1 кв.м конструкций ограждения стен или кровли «в деле» с учетом изготовления, транспортировки и монтажа.

Сводная стоимость эксплуатационных расходов зависит как от строительного объема, который перекрывает рамная конструкция, так и от текущих годовых эксплуатационных затрат на 1 куб. м строительного объема за год – C_{1E} :

$$C_E = C_{1E} V_B \sum_{t=1}^T \frac{1}{(1 + R_0)^t} = \frac{C_{1E} V_B}{R_0}, \quad (2.42)$$

где через $V_B = B_p S_B$ обозначено строительный объем, B_p – шаг рам, S_B – площадь поперечного сечения рамного каркаса, описанного вокруг строительного объема, через $1/R_0$ – мультипликатор перевода текущих расходов эксплуатации за год до текущих затрат на оценке с учетом всех рисков и типичной доходности, R_0 – ставка капитализации для типовых или индивидуальных условий строительства по инвестиционному проекту, принимается как приложение учетной ставки Нацбанка и возможных рисков при эксплуатации здания.

При таком подходе в общем виде задача минимизации затрат на строительство объекта формулируется по содержанию, как задача минимизации разницы между строительным и функциональным объемом здания [30].

Также разработана методика [30] определение габаритов здания с минимальной поверхностью ограждающих конструкций. С точки зрения рациональной поверхности ограждающих конструкций определены рациональный угол наклона полуригелей рамы. Отмечено, что при значительном изменении угла наклона ригеля к горизонту изменение площади ограждающих конструкций здания меняется в пределах 6 %...8 %. Разработанный подход позволяет рекомендовать общие генеральные размеры здания с любым каркасом.

2.15. Выводы к разделу 2

1. Анализ статической схемы рамного каркаса здания позволил сделать выбор и обоснование преимущества варианта трехшарнирной рамы по сравнению с бесшарнирной, одно и двухшарнирной рамами.

2. Проведенный выбор и обоснование объемно-планировочных и конструктивных решений рамных каркасов зданий показал, что наименее материалоемкими и наиболее эффективными конструкциями являются железобетонные рамы пролетом 18 м и 21 м с шагом 6 м и высотой стояка 3,3 и 3,6 м.

3. При расчете трехшарнирных железобетонных рам нужно учитывать физическую и геометрическую нелинейность работы конструкций, а именно, влияние прогибов ригелей и стоек под нагрузкой, пренебрежение этим приводит к неточным результатам расчета.

4. Обоснование расчетных схем нагрузок и совершенствование методики расчета трехшарнирных рам для каркасных зданий по прочности, жесткости, трещиностойкости с учетом деформированной схемы, геометрической и физической нелинейности следует проводить по программе ПК ЛИРА [80, 81].

5. Проведен выбор и обоснование составных и сплошных полурам, класса бетона В30, формы сечений ригелей и стоек полурам таврового сечения, упрощенного армирования полурам с учетом изготовления их в кассетных формах.

6. Армирование узла сопряжения ригеля со стойкой составных и сплошных полурам значительно упрощается при применении отдельного способа армирования с использованием гнутой закладной детали [5].

7. Разрезка полурам в узле сопряжения ригеля со стойкой, которая совершена с целью упрощения технологии изготовления и транспортировки составных элементов, приводит к дополнительной операции по укрупнительной сборке. Вместе с тем в Украине применяют оба типа железобетонных полурам – сплошные и составные, которые имеют свои преимущества и недостатки.

8. Разработаны рабочие чертежи и номенклатура 24 марок сплошных и составных полурам РЖ и РЖС таврового сечения для каркасных зданий шириной 18 и 21 м с высотой стойки 3,3 и 3,6 м под нагрузки ригеля 7,5; 13,5; 16,0 кН/м.

9. В соответствии с планом внедрения новой техники Укрмежколхозстроем и Минсельстроем Украины построено 9.850.000 кв.м производственных зданий в рамных конструкциях. Трехшарнирные железобетонные рамы РЖ и РЖС внедрены на объектах Украины в проектировании и строительстве с общим экономическим эффектом соответственно 0,412 и 2,940 млн. руб.

РАЗДЕЛ 3

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ТРЕХШАРНИРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РАМ

Испытания трехшарнирных железобетонных рам, собранных из сплошных и составных полурам типа РЖ и РЖС, проводили с целью определения их фактической несущей способности, устойчивости, жесткости, трещиностойкости, характера и мест разрушения, а также для сравнения результатов испытания с данными расчета. При этом предполагалось, что результаты испытаний позволят оценить правильность принятой методики расчета железобетонных рам и выявить численные значения инженерных параметров для оценки качества и надежности конструкций.

3.1. Краткая характеристика конструкций полурам

Рамы для испытания типа РЖ и РЖС пролетом 18 и 21 м, состоят из двух Г-образных полурам, шарнирно соединены в коньковой узле и узлах опирания стоек – пятах. Поперечное сечение ригеля и стойки полурам приняты тавровыми с полкой, расположенной по внешнему контуру рамы. Узел сопряжения ригеля со стойкой полурамы выполнен без вута с помощью электросварки выпусков арматурных стержней из стойки и закладной детали ригеля по внешнему контуру.

Высота сечения ригеля для пролета 21 м менялась от 250 мм в коньковом узле до 735 мм в карнизном узле, для пролета 18 м – от 340 мм до 735 мм. Размеры сечения стоек высотой 3,3 м для рам обоих пролетов одинаковы.

Полурамы армируются двумя плоскими каркасами, в качестве растянутой рабочей арматуры использовалась сталь класса А-III диаметром 25 и 22 мм. Проектный класс бетона – В30.

Ригели и стойки составных полурам РЖС изготавливали на заводах железобетонных конструкций Укргростроя по отработанным для

длинномерных изделий технологическим схемам в металлическом оснащении с максимальным использованием оборудования: бетоноукладчика, вибростолов, пропарочных камер и тому подобное. Для изготовления бетона использовали цемент марки не ниже 400 в соответствии с ГОСТ. При максимальной крупности заполнителя 20 мм было рекомендовано использование двух фракций 5–10 и 10–20 мм в отношении 30–40 % и 70–60 %. При проектировании состава бетона нормировали такие параметры: водоцементное отношение 0,40 и менее; подвижность бетонной смеси в момент заключения 10–40 мм; жесткость 15–25 с. Расход цемента составлял 300–480 кг/м³ в зависимости от его активности и характеристики заполнителей.

Арматурные каркасы и сетки изготавливали из арматурной стали периодического профиля класса А-III и горячекатаной гладкой арматуры класса А-I. Сварная арматура и закладные детали были приняты в соответствии с ГОСТ. Продольные арматурные стержни каркасов ригелей соединяли с помощью контактной стыковой сварки. Каркасы и сетки изготавливали с использованием кондукторов или шаблонов в соответствии с проектом основных габаритных размеров. Для обеспечения заданной толщины защитного слоя бетона устанавливали фиксаторы.

Ригели и стойки составных железобетонных полурам РЖС изготавливали в стальных формах с откидными бортами. После заключения арматурных каркасов в формы проверяли заданную толщину защитного слоя бетона и положения закладных деталей, предназначенных для укрупненной сборки ригеля со стойкой и образования конькового шарнира. При бетонировании ригелей и стоек особое внимание уделяли плотности бетона в закладных деталях. Бетонную смесь уплотняли на вибростолах или на вибротумбах.

Транспортировали ригели и стойки полурам только при вертикальном положении стенок тавровых сечений. При перевозке их автотранспортом использовали полуприцепы, предназначенные для перевозки длинномерных

грузов, которые оснащены специальными устройствами не допускающие перемещение ригелей и стоек при перевозке (рис. 3.1). Для сборки полурам использовали комплект оснастки, состоящий из стойки и двух струбцин. Стойку устанавливали в вертикальном положении. С помощью крана ригель опирают одним концом на стойку, другой конец опирается на грунт (рис. 3.2).

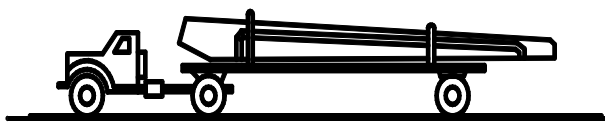


Рис. 3.1. Схема транспортирования ригелей составных полурам



Рис. 3.2. Схема сборки полурам

Струбцины служат для фиксации стойки полурамы по отношению к ригелю в процессе ее сборки. После окончания сборки полураму устанавливают в проектное положение при монтаже каркаса здания. Снимать полураму и класть ее на грунт площадки категорически запрещается.

Закладные детали рам имеют антикоррозийное покрытие согласно СНиП [175]. Детали ригеля и выпуска арматуры стойки в карнизном узле покрывают цинковым протекторным грунтом, после чего бетонируют цементно-песчаным раствором М200 по металлической сетке.

Сборные железобетонные полурамы РЖС соответствуют техническим требованиям и рабочим чертежам.

Перед началом выполнения арматурных работ, предназначенных для изготовления арматурных каркасов сплошных полурам РЖ, проводили отбор образцов и испытания арматурной стали. Плоские арматурные каркасы сваривали на машине для контактной сварки МТП-200/1200, что позволяет проварить крестообразные соединения стержней максимальных диаметров 22 и 10 мм (табл. 3.1).

Сборник плоских каркасов на кондукторе проводили дуговой сваркой электродом типа Э42-Ф с покрытием типа УОНИ 1345 диаметрами 4 и 5 мм. Особое внимание обращали на недопущение ожогов и подрезов. Плюсые допуски при сборке пространственного арматурного каркаса на кондукторе

не допускались. При изготовлении полурам в кассетных формах на 7–10 полурам использовали бетон класса В30 с осадкой конуса не более 60 мм (рис. 3,3; 3,4; 3,5; 3,6).

Таблица 3.1

Рекомендуемый режим сварки для машины МТП-200/1200

Диаметр стержней, которые свариваются	Процесс		
	сжатие	сварка	проковка
Ø22 + Ø10	12	13	11
Ø22 + Ø8	8	6	5
Ø14 + Ø8	8	8	5

Подавали бетон в предварительно разогретую до температуры 45°C металлическую форму. В первую очередь бетонировались стойки полурам, а затем ригели. Использовали следующий режим тепловой обработки полурам: подъем температуры до 85°C; изотермический выдержка – 3 ч; охлаждения – 2 ч.

Для контроля прочности бетона одновременно с бетонированием полурам изготавливали кубы 100×100×100 мм. Кроме этого, дополнительно прочность бетона в день испытания контролировалась с помощью молотка Кашкарова и неразрушающим способом. После извлечения полурамы из опалубки проводился тщательный осмотр на предмет выявления усадочных трещин. Сплошные железобетонные полурамы соответствуют нормам технических требований и рабочим чертежам.

В настоящее время широко используется способ монтажа полурам, включающей предварительную сборку их на специальном механическом кондукторе, а затем перенос на монтажную вышку для установки в проектное положение. Недостатком этого способа является необходимость дополнительного изготовления кондуктора, выверки его на месте установки, перемещения на следующую ось сооружения и т.п., то есть кроме монтажной

вышки используют еще и дополнительное оборудование, что почти в два раза увеличивает трудозатраты монтажа.

НАУ (с участием автора) разработан способ монтажа рамных каркасов по а.с. № 1738979 [14]. Способ монтажа рамных каркасов (рис. 3.7) включает оборудование для сборки полурам 1 и 2, раздвижные ложе 3 и 4, опоры для ригеля 5 и 6, опорные площадки монтажной вышки 7 и 8, укрупненная сборка элементов полурам и установки их в проектное положение непосредственно с помощью монтажной вышки.

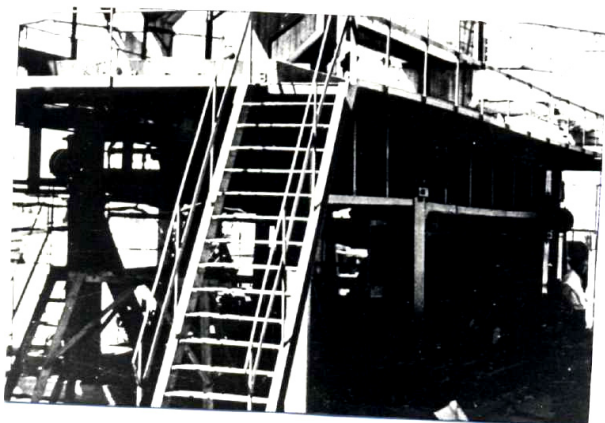


Рис. 3.3. Кассетная форма для изготовления сплошных полурам РЖ на заводе железобетонных конструкций

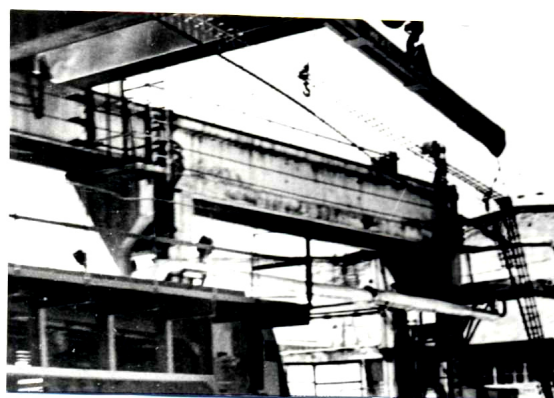


Рис. 3.4. Монтаж арматурного каркаса полурам в кассетную форму

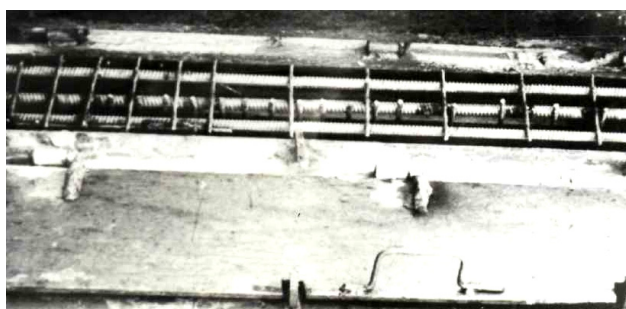


Рис. 3.5. Опалубка с арматурными каркасами перед бетонированием



Рис. 3.6. Выемка полурамы из кассетной формы

На рис. 3.8 приведена схема укрупненной сборки и монтажа полурам. Существенным отличием является то, что укрупненная сборка ригеля и

стойки полурам выполняют непосредственно на монтажной вышке с использованием двух раздвижных накладных опорных устройств.

Монтаж элементов производится следующим образом. После выверки монтажной вышки в середине пролета сооружения в створе первой пары фундаментов по оси А на опорных площадках вышки 1, 2 начинают сборку полурам (I этап). Сначала устанавливают стойки полурам в ложе вышки 3, 4, после чего на верхние пяти стоек 5, 6 укладывают ригели полурам, коньковые концы которых упираются в фундамент. После сварки стыковых соединений полурамы переносят в створ оси Б, что соответствует проектному (этап II), причем пяти стоек полурам устанавливают в стаканы фундамента, а коньковую часть ригелей опирают на опорную площадку монтажной вышки.

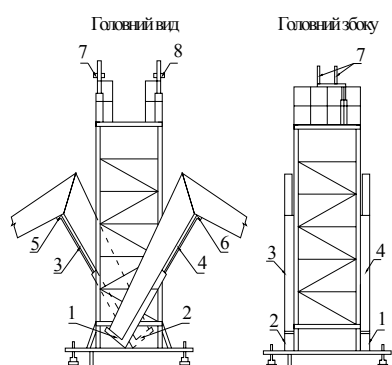


Рис. 3.7. Устройство с монтажной вышкой:
1, 2 – устройство для сборки полурам;
3, 4 – раздвижное ложе устройства;
5, 6 – опора устройства ригеля; 7, 8 –
опорная площадка монтажной вышки

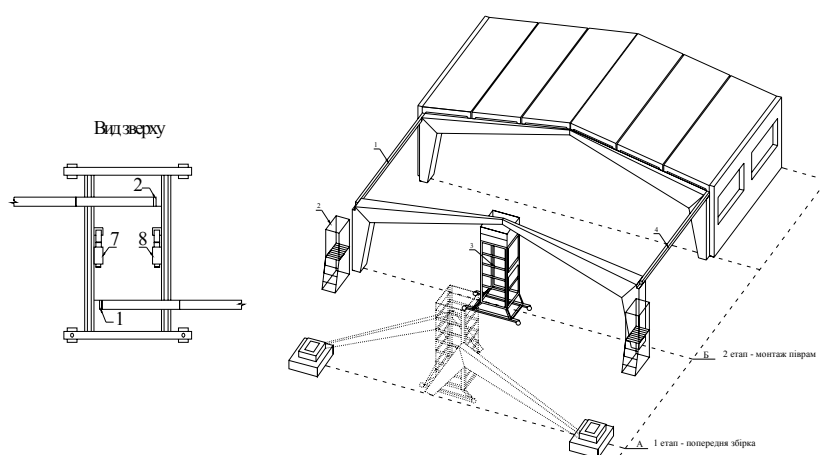


Рис. 3.8. Схема укрупненной сборки и
монтажа полурам: 1 – раскос;
2 – площадка монтажника; 3 – свес;
4 – распорка

После выверки обоих полурам, осуществляют монтаж конькового шарнира, а пяти стоек устанавливают в стаканы фундаментов. После монтажа связей, прогонов и плит секция считается смонтированной и монтажную вышку переносят на следующую ось. Использование данного способа монтажа рамного каркаса сооружения сокращает трудоемкость строительства на 25 %.

3.2. Методика и техника исследований

В настоящее время применяют различные методы испытания рамных конструкций: с помощью грузовой системы с погрузкой отдельными грузами (рис. 3.9; 3.10); с помощью подвешенных к ригелю рамы баков с водой (рис. 3.11) и др. грузов; путем стягивания полурам по линии, соединяющей пяту стойки с нулевой моментной точкой ригеля или коньковым шарниром; с помощью фундаментных блоков, которые укладываются на сборные железобетонные перекрытия.

Следует отметить, что испытания путем стягивания не в полной мере соответствуют действительной работе полурам в каркасе здания. Нагрузка ригеля рамы железобетонными блоками также не совсем целесообразна, поскольку плиты покрытия не обеспечивают свободного перемещения конструкции в процессе испытания, а по результатам эксперимента появляются погрешности. Кроме того, нахождение грузов на покрытии опасно с точки зрения техники безопасности при проведении испытаний. Наиболее удачным в полевых условиях является загрузка рамы с помощью рычажной системы.

При участии автора разработаны конструкции стендов для испытания рамных каркасов, на которых проводили испытания сплошных и составных полурам РЖ и РЖС (рис. 3.9, 3.10, 3.11, 3.12, 3.13, 3.14).

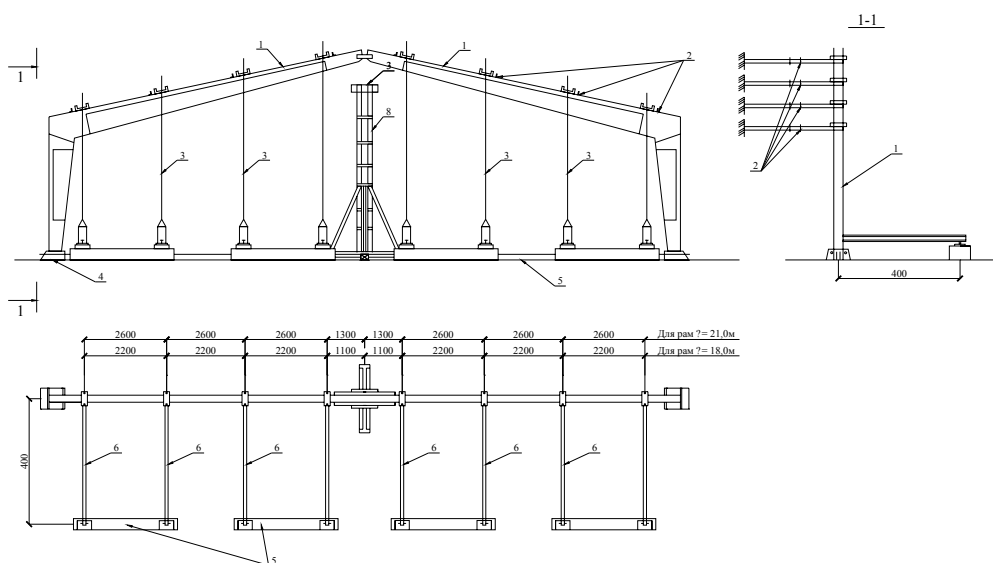


Рис. 3.9. Схема стенда для испытаний рамных каркасов:

1 – рамный каркас; 2 – связи из уголков; 3 – подвески Ф25А1; 4 – опорный башмак; 5 – стяжка Ф36А1; 6 – опорные балки № 24 длиной 4200 мм; 7 – опорные бетонные блоки; 8 – монтажная вышка с домкратом

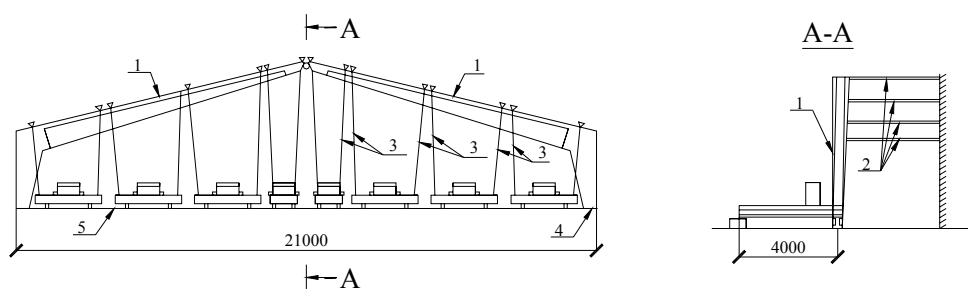


Рис. 3.10. Схема стенда для испытаний рамных каркасов:
1 – рамной каркас; 2 – связи из уголков; 3 – подвески Ф25АIII; 4 – опорный башмак; 5 – металлическая стяжка

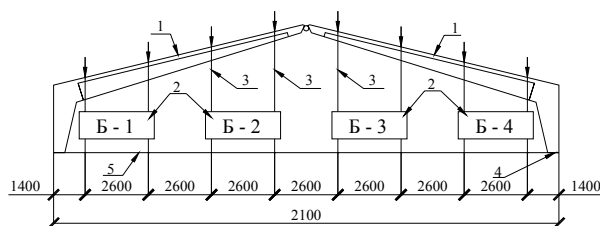


Рис. 3.11. Схема стенда для испытаний рамных каркасов: 1 – рамный каркас; 2 – емкость (баки) для воды; 3 – подвески Ф25АIII; 4 – опорный башмак; 5 – металлическая стяжка

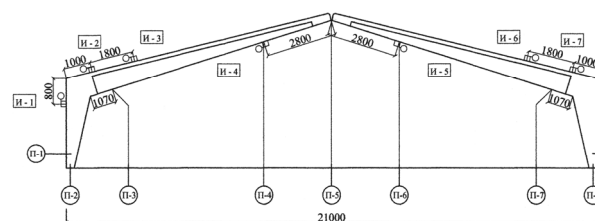


Рис. 3.12. Схема размещения приборов (И – индикатор, П – прогибомер)



Рис. 3.13. Начало испытания рамы РЖС-21-1350

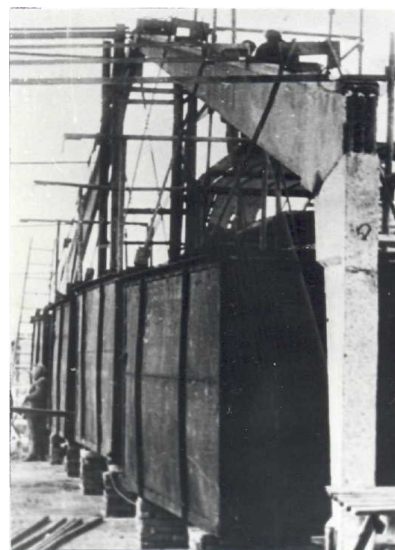


Рис. 3.14. Железобетонная рама перед испытанием

Перед началом испытания определяли предел прочности бетона в полурамах по результатам испытания контрольных кубов (табл. 3.2, 3.3) и неразрушающим методом (табл. 3.4), а также предел текучести стали по

результатам механических испытаний арматурных стержней (табл. 3.5). До и после проведения испытаний измеряли расстояния между опорными шарнирами, а также высоту до конькового шарнира. Определяли фактические размеры сечений ригелей и стоек, а также толщина защитных слоев бетона. Дополнительно проверяли качество контактной стыковой сварки арматурных стержней.

Рамы РЖ и РЖС испытывали кратковременным временной нагрузкой на заводах ЖБИ.

Таблица 3.2

Результаты испытаний образцов бетона (Евдокиевский ДЗССК Донецкого Облмежколхозстроя)

Номер образцов кубов 150 мм	Марка полурам	Класс бетона	Возраст, сутки	Условия твердения	Результаты испытания кубов		Приведенная прочность
					МПа	(средняя) МПа	
1	РД-21 – 1500	В30	28	Пропаривание	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

Рамы для испытаний устанавливали параллельно с блоком, состоящим из двух раскрепленных между собой рам, или вдоль каркасной стены промышленных сооружений.

Таблица 3.3

**Акт на изготовление рамных конструкций РЖС-18 (ригель и стойка)
и испытание образцов - кубов на прочность при сжатии**

Марка	Це- мент кг	Ще- бень кг	Песок кг	В/Ц	Проч- ность 28.08	Кубов 24.09	При 24.0	Сжа- тии 24.10	МПа 24.10	Сред- ний
РРЖС-18 (стойка -2шт.)	600	1200	500	0,4	228,9 28,9	338,9	—	442,0 41,2	—	441,6
РРЖС-18 (ригель -1шт.)	600	1200	500	0,4	330,0 31,0 30,8	339,8	339,3	442,3	443,1	442,7
РРЖС-18 (ригель -1шт.)	600	1200	500	0,4	228,6 29,0 31,5	—	—	441,5 42,3	440,8	441,5

Таблица 3.4

**Результаты определения прочности бетона неразрушающим
методом (молотком Кашкарова). Ригель (левый) РЖС-21-1600;
(Винницкий завод ЖБК)**

№	ДД _б	ДД _с	ДД _б /Д _с	Р _б
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	1,60	240
7	68	44	1,56	255
8	63	43	1,46	290

Среднее значение 280 кг/см²

Таблица 3.5

**Результаты механических испытаний арматурных образцов
на растяжение (Винницкий завод ЖБК Облмежколхозстрой)**

№	Марка образцов	Предел прочности, МПа	Предел текучести, МПа
1	Сталь класса А-III Ø18	59,4	40,5
2	Сталь класса А-III Ø18	61,7	40,5
3	Сталь класса А-III Ø18	61,3	40,1
4	Сталь класса А-III Ø25	63,1	41,5
5	Сталь класса А-III Ø25	63,1	41,5
6	Сталь класу А-III Ø25	63,1	41,5

Ригели железобетонных рам раскрепляли на уровне покрытия металлическими распорками из уголков через 1,5 м [133, 214] и через 3 м [135]. Пяты железобетонных полурам устанавливали в металлические башмаки, которые располагали на бетонном полу и соединяли между собой стяжкой из двух арматурных стержней.

Загрузку ригеля рам проводили восемью сосредоточенными силами по схемам, приведенным в альбомах рабочих чертежей рам РЖ и РЖС, по 4 на каждом полупролёте. Рычажная система нагружения состояла из стальных тяг. К тяге одним концом подвешивали металлические балки, а второй их конец укладывали на металлические опоры, расположенные на подставках из бетонных фундаментных блоков. В качестве грузов использовали предварительно взвешенные железобетонные перемычки или фундаментные блоки.

Согласно ГОСТ [78] конструкцию для испытания загружали ступенями, не превышает 20 % от нормативной нагрузки. Рамный каркас загружали нагрузкой с выдержкой на каждой ступени, необходимым для снятия показаний приборов. При нормативной нагрузке выдержка составляет – 1–2 часа.

Основными являются степени нагрузки, которые: соответствуют величине собственного веса ригеля 150 кгс/м; имитируют собственный вес покрытия; соответствуют нормативной нагрузке на одном полупролете рамы; соответствуют нормативной нагрузке на всем пролете рамы; соответствуют расчетной нагрузке на раму; соответствуют величине разрушающей нагрузки на раму.

В процессе испытания измеряли: прогибы в коньковой шарнире и в сечениях ригеля на расстоянии 2,8 м от шарнира; осадки и горизонтальное перемещение пят стоек рамы; деформации рабочей арматуры в характерных сечениях; ширину раскрытия трещин.

Для измерения прогибов и осадки опор были использованы прогибомеры системы Аистова с ценой деления 0,01 мм. Деформации арматуры измерили индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм. Ширину раскрытия трещин в процессе испытания рамы измеряли с помощью

микроскопа МПБ-2 с 24-кратным увеличением и ценой деления 0,05мм. После разрушения опытных образцов рам их фотографировали, замеряли фактические размеры поперечных сечений и величину защитного слоя бетона, вырезали образцы арматуры для определения ее действительных механических характеристик.

В целях сокращения сроков проведения испытаний и уменьшения необходимой для испытания количества полурам проводили испытания полурам на Жулянском заводе ЖБК Киевского Облмежколхозстроя (Вишневое) на специально спроектированном стенде (рис. 3.15). Стенд разработан трестом Оргтехстрой Укрмежколхозстроя и предназначен для испытания железобетонных полурам до 21 м [52].

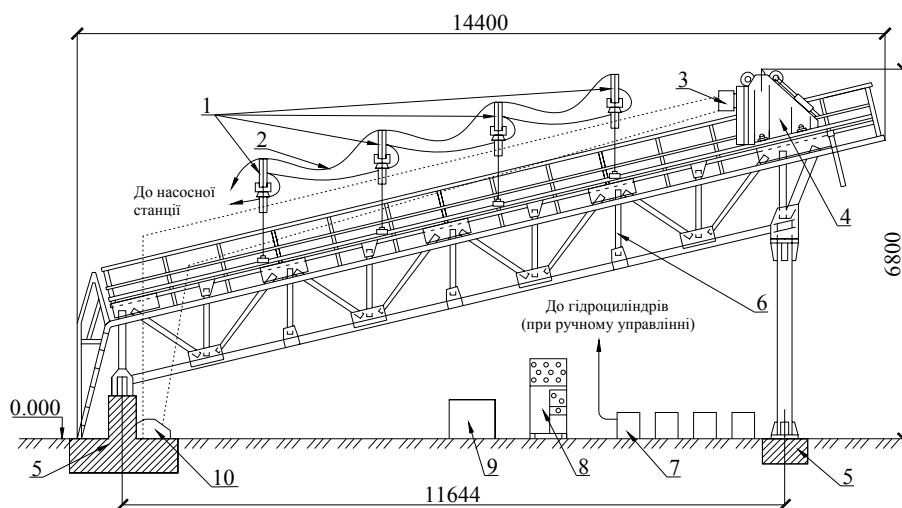


Рис. 3.15. Стенд для испытаний рамных конструкций:

- 1 – станция (ручной привод); 2 – гидроразводка; 3 – тележка; 4 – контрфорс;
- 5 – фундамент; 6 – пространственная ферма с площадками обслуживания;
- 7 – насосная; 8 – пульт управления; 9 – насосная станция; 10 – башмак

Техническая характеристика стенда: габаритные размеры 14,4×24×6,8 м; рабочее давление в гидросистеме до 20 МПа; максимальная нагрузка на одним гидродомкрат до 157 кН; ход штока гидродомкрата 520мм; масса металлоконструкции 8,0т; обслуживающий персонал 2 чел; продолжительность испытания одного элемента 1,5–2 часа.

Загрузка полурамы осуществляют с помощью 1,5 т гидравлических домкратов, подключенных к маслостанции. Отличием данного стенда является возможность проведения испытания одной полурамы, которую

упирают коньковым шарниром в точку с возможностью передвигаться по вертикальной грани контрфорса (рис. 3.15). Жесткость полурам из плоскости обеспечивается жесткостью конструкции домкратов, которые устанавливают с шагом 3 м и 1,5 м в коньке – всего в 5 точках.

3.3. Оценка результатов экспериментальных исследований рам

Разработке рабочих чертежей железобетонной составной полурамы предшествовало экспериментальное испытание образца узла сопряжения ригеля со стойкой, а также конькового узла, проверенного ЦНИИЭПсельстроем. Методика испытаний предусматривала схему нагружений, при которой работа опытных образцов узлов отвечала их работе в каркасе здания. На основе результатов проведенных испытаний узел сопряжения ригеля со стойкой был доработан, после чего результаты испытания показали, что он надежный, поэтому его конструкция была использована без изменений при разработке составных полурам РЖС-21 и РЖ-18.

Результаты испытания всех трех узлов сопряжения ригеля со стойкой показали, что как и в сплошных так и в составных полурамах указанный узел может разрушаться только в результате раздробления бетона под гнутой закладной деталью. При этом величину разрушающей нагрузки достаточно точно определяют, исходя из предположения, что под гнутой закладной деталью напряжение в бетоне достигают его призмочной прочности.

Для того, чтобы не допустить разрушения узла сопряжения ригеля со стойкой, размеры гнутой закладной детали должны удовлетворять условию

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

где A_q – площадь проекции закладной детали на плоскость, проходящую через ее концы; R_b – призмочная прочность бетона; R_s – расчетное сопротивление арматуры, приваренной к гнутой закладной детали; A_s – площадь поперечного сечения всех стержней, приваренных к гнутой закладной детали; α – угол загиба гнутой детали.

Все испытуемые полурамы изготовлены в натуральную величину без существенных отклонений их размеров от опалубочных.

Оценку результатов испытания железобетонных рам проводили с учетом фактических физико-механических характеристик бетона и арматурной стали. Расчетная схема рамы и размеры сечений принимали по данным обмеров конструкции в натуре. Во всех рамах, прошедшие испытания типа РЖС трещины начинали появляться одновременно в карнизных узлах и растянутых зонах ригеля при нагрузке, равной собственному весу покрытия.

Оценки прочности конструкций рам проводили по значению нагрузки, вызывающей одно из состояний, которое свидетельствует об исчерпании сопротивления конструкции действию этой нагрузки:

- текучесть стали продольной растянутой арматуры в нормальном сечении до начала раздробления бетона сжатой зоны ($c = 1,25$);
- то же, в наклонном сечении ($c = 1,4$);
- разрыв продольной растянутой арматуры ($c = 1,6$);
- раздробление бетона сжатой зоны в нормальном и наклонном сечениях до начала текучести стали ($c = 1,6$),

где c – коэффициент отношения величины исследовательской разрушающей нагрузки к расчетному, установленному нормами [78].

Оценку жесткости конструкции рам проводили по значениям отношения фактического прогиба от контрольной нагрузки до контрольного прогиба с учетом отношения проектного прогиба до допустимого [177].

Отношение исследовательского значения прогиба при нормативной нагрузке до величины пролета не должно превышать допустимого прогиба согласно СНиП [177], равного $1/300$ пролета для данного типа конструкции.

Оценку трещиностойкости конструкции рам проводили по значениям ширины раскрытия трещин на уровне центра тяжести арматуры при нормативной нагрузке не должна превышать [78]: допустимую ширину

раскрытия временных кратковременных трещин 0,20–0,25 мм; контрольную ширину раскрытия трещин – 0,15 мм.

Ниже рассмотрены результаты испытаний 42 трехшарнирных железобетонных рам (табл. Д.3.6).

Испытания рам проводили в таких лабораториях заводов железобетонных конструкций и изделий: г. Винница, завод ЖБИ Облмежколхозстроя; м. Бахчисарай, завод ЖБИ Крымомежколхозстроя; м. Симферополь, завод ЖБИ треста Крымсельстрой; г. Днепропетровск, Баловская промбаза Облмежколхозстроя; г. Киев, НИИСК; г. Донецк, завод Сельстройкомплект Облмежколхозстроя; г. Черкассы, завод ЖБИ Облмежколхозстроя; полевые условия, одесский Облмежколхозстрой; николаевский обл. трест Николаевсельстрой; сумская обл., Сумской Облмежколхозстрой; г. Апрелевка Московской обл., лаборатория ЖБК ЦНИИЭПсельстрой; завод ЖБК Киевского Облмежколхозстроя; г. Вишневое, Жулянский ЖБИ ОНИЛ КИСИ.

Конструкции испытательных рам имели такие характеристики (табл. А.3.6):

- пролет 21 м (рамы № 1, 2, 3, 4, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 16, 17, 18, 19, 22, 23, 24, 30, 31, 32, 33, 34, 35, 36, 37, 38 – 28 шт.);
- пролет 18 м (рамы № 5, 6, 20, 21, 25, 26, 27, 28, 29, 39, 40, 41, 42 – 13 шт.);
- пролет 12 м (рама № 15 – 1 шт.);
- сплошные рамы (№ 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 25, 26, – 18 шт.);
- составные рамы (№ 1, 2, 3, 4, 5, 6, 16, 24, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 33, 34, 35, 36, 37, 38, 39, 40, 41, 42 – 24 шт.);
- коньковый узел (№ 25 – 3 шт.);
- рамы таврового сечения (№ 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 33, 34, 35, 36, 37, 38, 39, 40, 41, 42 – 26 шт.);
- рамы прямоугольного сечения (№ 12, 13, 14, 15, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23 – 11 шт.);

- рамы, ригель тавровый стойка прямоугольна (№ 11 – 1 шт.);
- рамы, ригель прямоугольный, стойка гранчаста (№ 16 – 1 шт.);
- рамы двутаврового сечения (№ 24, 25, 26 – 3 шт.).

Раскрепление ригеля рам из плоскости действия момента по длине ригеля проводили:

- через 1,5 м (1,8; 1,92 м) (рамы № 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 14, 15, 16, 17, 25, 26 – 16 шт.);
- через 3,0 м (рамы № 11, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 33, 34, 35, 36, 37, 38, 39, 40, 41, 42 – 23 шт.).

Испытания рам проводили по схемам:

- рис. 3.9 – рамы № 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 15, 18, 19, 25, 26, 27, 28, 29, 30 – 17 шт.;
- рис. 3.10 – рамы № 14, 16, 17, 20, 21, 22, 23, 24 – 8 шт.;
- рис. 3.11 – рамы № 1, 2, 3 – 3 шт.;
- рис. 3.15 – рамы № 31, 32, 33, 34, 35, 36, 37, 38, 39, 40, 41, 42 – 12 шт.;
- рис. 3.25 – рамы № 12, 13 – 2 шт.

Составные **рамы № 1, 2, 3** (рис. 2.38; 3.47) (табл. А.3.6) пролетом 21 м предназначены под расчетную нагрузку 13,2; 15,7 кН/м с характеристиками (см. соответственно рамы № 4, 13 табл. А.1.4). Испытания рам проводили по схеме рис. 3.11.

Максимальное раскрытие трещин в ригелях и стойках рам вблизи карнизного узла в месте перехода прямоугольного сечения в тавровое при нормативной нагрузке составило: для рамы № 1 – 0,12 мм, № 3 – 0,15 мм, что меньше 0,15 мм по требованиям ГОСТ [78], а для рамы № 2 – 0,2–0,22 мм, что превышает по требованиям норм [78].

Вертикальное перемещение конькового шарнира при нормативной нагрузке, за исключением влияния собственного веса рамы и загружаемого оборудования, составило: для рамы № 1 – 50,2 мм или 1/418, № 2 – 55,9 мм или 1/376, № 3 – 52,0 мм или 1/404 пролета рамы, что меньше 1/300

соответственно требованиям СНиП [177]. Общее горизонтальное перемещение опор рамы при нормативной нагрузке – 8,4 мм.

Наибольшая нагрузка на ригель, достигнутое при испытании трех рам составило соответственно 18,9; 20,7; 20,6 кН/м ригеля [135, 214]. При таких нагрузках произошло разрушение одной из стоек рамы в сечении, примыкающем к карнизному узлу в месте перехода прямоугольного сечения в таврового. Разрушение произошло вследствие текучести стали продольной растянутой арматуры в нормальном сечении к началу раздробление бетона сжатой зоны (рис. 3.16, 3.17) [232, 236]. Коэффициент с отношения разрушающей нагрузки рам к расчетному составляет соответственно 1,43, 1,32; 1,31, что больше 1,25 согласно ГОСТ [78].

Раскрепление ригеля рам выполнено через 1,5 м. Потери местной или общей устойчивости элементов рамы не наблюдалось.

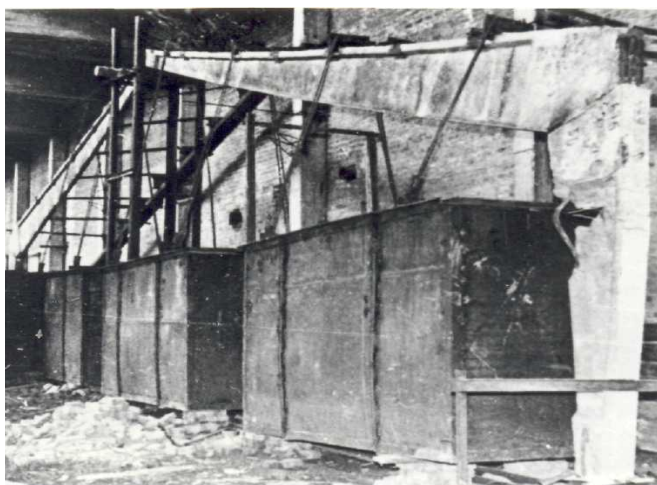


Рис. 3.16. Рама после испытаний



Рис. 3.17. Тавровая стойка полурамы после испытаний

Таким образом, **рамы № 1, 2, 3** соответствуют требованиям норм [78, 177] по прочности, жесткости и трещиностойкости, в связи с чем они рекомендованы к применению в каркасах сельскохозяйственных промышленных сооружений, с раскреплением ригеля рамы из плоскости через 1,5 м по скату, исключая трещиностойкость рамы № 2.

Ширина раскрытия нормальных трещин после выдержки под нормативной нагрузкой в ригели рамы № 2 составляло 0,12–0,20 мм, в стойках – 0,17–0,22 мм. Испытания прочности бетона неразрушающим

методом (с помощью молотка Кашкарова) позволило выявить значительную его неоднородность в правой стойке рамы (27,5–28,9 МПа против 30 МПа по проекту), что и вызвало увеличение раскрытия трещин до 0,22 мм, превышающую допустимое 0,15 мм. Согласно ГОСТ [78] рама № 2 (РЖС-21-1600), которая не соответствует требованиям по трещиностойкости, может быть использована под сниженную расчетную нагрузку 14,7 кН/м вместо 15,7 кН/м с учетом расчетной собственного веса ригеля 1,47 кН/м. В этом случае, данная рама № 2 (РЖС-21-1600) соответствует нормам ГОСТ [78] по прочности, жесткости и трещиностойкости, что дает возможность применять ее в каркасах сельскохозяйственных промышленных сооружений при расчетной нагрузке 14,7 кН/м.

Составные **рамы № 4, 5, 6** (рис. 2.38; 3,47) (табл. А.3.6) пролетом 18, 21 м предназначены под расчетную нагрузку 13,2; 15,7 кН/м с характеристиками (см. соответственно рамы № 4, 13 табл.А.1.4). Испытания рам проводили по схеме рис. 3.9. Конструктивное решение рам № 5, 6 (РЖС-18-1600) основано на опыте испытаний рамы № 4 (РЖС-21-1350). Уменьшение длины ригеля в рамах РЖС-21-1600 достигается за счет укладки в формы вкладыша со стороны конькового шарнира.

Максимальное раскрытие трещин в ригеле и стойках **рамы № 4** при нормативной нагрузке после выдержки не превышает 0,13 мм, в одном из стоек рамы № 5 – 0,16 мм, что меньше 0,15 мм [78], а в одном из стоек рамы № 6 – 0,20 мм, в вуте – 0,30 мм, что не соответствует требованиям норм [78].

Вертикальное перемещение конькового шарнира при нормативной нагрузке (без собственного веса рамы), раскрепляющих и загрузочных устройств составило: для рамы № 4 – 54,0 мм или 1/389 пролета рамы, (общее горизонтальное перемещение опор рамы – 8 мм); для рамы № 5 – 38 мм или 1/474 пролета рамы, для рамы № 6 – 60 мм или 1/300 пролета рамы, меньше 1/300 [177].

Наибольшая симметричная нагрузка, достигнутая при испытании рамы № 4 – 16,97 кН/м. До разрушения рама № 4 не доводилась. Максимальная

нагрузка была $16,97/13,24 = 1,28$, что больше 1,25 по СНиП [177] (рис. 3.18, 3.19). Таким образом, железобетонная рама № 4 (РЖС-21-1350) соответствует нормативным требованиям по прочности, жесткости и величине раскрытия трещин [78, 177].

Наибольшая нагрузка на раму № 5 составило 24,2 кН/м, коэффициент $c = 24,2/15,7 = 1,54$. При такой нагрузке произошло разрушение одной из стоек рамы в сечении, примыкающем к карнизному узлу в месте перехода прямоугольного сечения в таврового вследствие текучести продольной растянутой арматуры до начала раздробление сжатой зоны (рис. 3.20).

Рама № 5 соответствует требованиям по несущей способности, жесткости, и трещиностойкости, в соответствии с требованиями норм [78, 177]. При принятом раскреплении ригеля рам № 4, 5, 6 из ее плоскости через 1,5 м явление потери устойчивости ригеля не наблюдалось [232, 236].

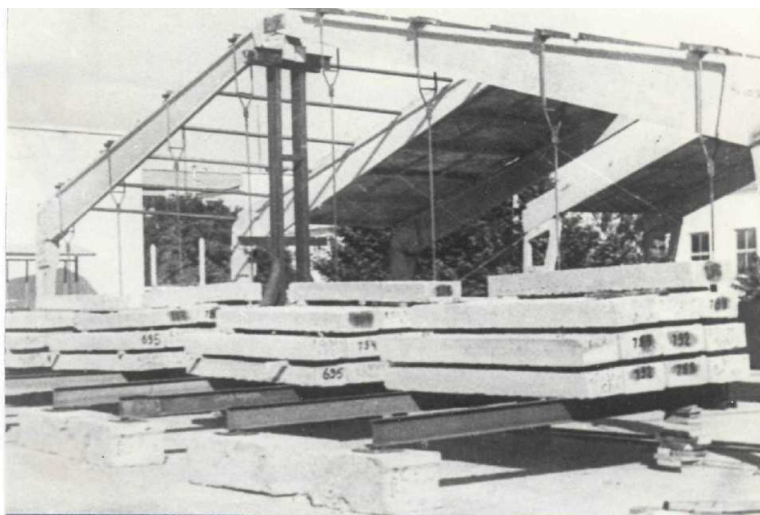


Рис. 3.19. Загружение рамы РЖС-21-1600 штучными грузами

Наибольшая нагрузка, достигнутое при испытании рамы № 6 – 17,5 кН/м, коэффициент $c = 17,5/15,7 = 1,12$. При такой нагрузке происходит разрушение карнизного узла по месту раскрытия трещины, бетон под гнутой закладной деталью в месте соединения трех стержней $22\varnothing$ А-III сминается, трещина является сквозной [232, 236]. Разрушение происходит в результате раздробления сжатого бетона в карнизном узле под гнутой закладной деталью. Проведены дополнительные расчеты прочности бетона в карнизном узле рамы показали, что прочность бетона составляет 15,7 МПа против

30 МПа по проекту, что является причиной преждевременного разрушения карнизного узла.

Таким образом железобетонная **рама № 6** не соответствует нормам ГОСТ [78,177] по несущей способности и величине раскрытия трещин, после чего принято решение провести новые испытания.

Рамы № 7, 8, 9, 10 (рис.2.14; 3,47) (табл. А.3.6) пролетом 21 м состоят из двух сплошных полурам таврового сечения и предполагалась под погрузку 13,2 кН/м. Испытания рам проводили по схеме рис. 3.9. Рамы № 7, 8, 9, 10 изготовлены по одному проекту, но в разное время, а затем испытаны.



Рис. 3.18. Рама
РЖС-21-1350 после испытаний



Рис.3.20. Стойка рамы
РЖС-18-1600 после испытаний

Вертикальное перемещение конькового шарнира рам № 7, 8, 9, 10 при нормативной нагрузке (10,9 МПа), кроме влияния собственного веса ригеля рамы, загрузочных и раскрепляющих устройств для испытания [232, 236], составило соответственно: 28,5 мм или 1/737 пролета рамы № 7; 23 мм или 1/913 пролета рамы № 8; 25,5 мм или 1/823 пролета рамы № 9; 36,0 мм или 1/583 пролета рамы № 10, что меньше 1/300 пролета рамы, согласно требованиям норм [177].

При нормативной нагрузке 10,6 кН/м рамы № 7 трещины в ригеле увеличились до 0,2 мм, а в карнизных узлах полурам до 0,3 мм, что больше 0,15 мм, согласно требованиям [78]. При достижении расчетной нагрузки 13,2

кН/м появилось скалывание бетона в зоне конькового узла в верхней части под наклонной трещиной левой полурамы. Наибольшая нагрузка составляла 17,4 кН/м, коэффициент $c = 17,4/13,2 = 1,31$, что меньше 1,6 согласно требований ГОСТ [78, 177]. Таким образом рама № 7 (РЖ-21-1350) таврового сечения не соответствует нормам по прочности и трещиностойкости, в связи с чем были проведены повторные испытания (рис. 3.47).

Непосредственно перед загрузкой рамы № 8 (РЖ-21а-1350) был проведен визуальный осмотр, в результате которого обнаружены трещины в обеих полурамах в узле сопряжения ригеля со стойкой (0,2 мм). Ширина раскрытия трещин, зафиксированных при нормативной нагрузке в узле сопряжения ригеля со стойкой – 0,35 мм, на уровне растянутой арматуры – 0,15 мм.

При нагрузке 16,7 кН/м произошло разрушение левой полурамы вблизи конькового узла по наклонному сечению, совпадающим с наклонными трещинами. Одновременно разрушилась и правая полурама. Осмотр места разрушения показал, что трещина разрушения пересекла три хомута, один из которых был оторван от продольной арматуры в месте его соединения электросваркой. В правой полураме поперечных стержней, оторванных от продольной арматуры, не было. Учитывая, что при нормативной нагрузке ширина раскрытия трещин в одной из полурам в коньковой части достигла 0,6 мм, а также характер разрушения и недостаточный запас прочности, полученный при испытаниях, рама № 8 (РЖ-21а-1350) до выявления причин недопустимой ширины раскрытия трещин не была рекомендована к применению.

Таким образом, рама №8 не удовлетворяет условиям по прочности с коэффициентом $c = 1,26 < 1,6$, не соответствует по трещиностойкости в карнизных узлах, поскольку $0,35 > 0,15$ мм.

Рама № 9 (РЖ-21-1350) (рис. 2.14; 3,47) (табл. Д.3.6). При нормативной нагрузке максимальное раскрытие трещин в узлах перехода ригеля к стойке и в стойках рамы – 0,35 мм. При нагрузке 16,677 кН/м образовалась трещина в коньковом узле шириной 1 мм. Текучесть продольной растянутой арматуры

наступила при коэффициенте $c = 16,7/13,2 = 1,26$, что больше 1,25. Характер разрушения ригелей показан на рис. 3.21.

Таким образом, рама № 9 удовлетворяет условиям по прочности с коэффициентом $c = 1,26 > 1,25$, по жесткости $1/823 < 1/300$ и не отвечает по трещиностойкости в карнизных узлах, поскольку $0,35 > 0,15$ мм.

Рама № 10 (РЖ-21-1350) (рис. 2.14; 3.47) (табл. Д.3.6) пролетом 21 м предназначена под нагрузку 13,3 кН/м. Изготовление сплошных полурам таврового сечения проводили в металлической кассете на семь изделий. Максимальная ширина раскрытия трещин рамы № 10 на уровне арматуры составляет 0,16-0,17 мм, в середине карнизного узла – 0,25–0,3 мм (рис. 3.22).



Рис. 3.21. Ригели рам после испытаний



Рис. 3.22. Развитие трещин в карнизном узле

Наибольшая нагрузка рамы №10 составляет 21,1 кН/м с учетом веса ригеля. При этом происходит разрушение левой полурамы в месте перехода прямоугольного сечения карнизного узла в тавровую стойку (рис. 3.23, 3.24).

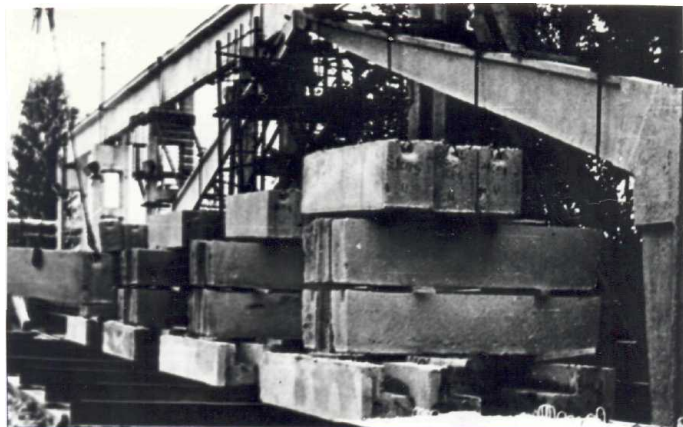


Рис. 3.23. Испытания рамы загрузкой штучными грузами



Рис. 3.24. Тавровая стойка рамы после испытаний

Разрушение произошло вследствие текучести продольной арматуры до начала раздробление бетона сжатой зоны. Фактическая разрушающая нагрузка превышает расчетную для полурамы в $c = 21,1/13,2 = 1,59$ раз.

Таким образом, результаты испытания показали, что рама № 10 соответствует требованиям норм [78, 177] по прочности, жесткости и не удовлетворяет по трещиностойкости в стойках и в карнизных узлах.

Анализ обзора **рам № 7, 8, 910**, а также их испытаний позволяют сделать выводы о причинах недопустимого раскрытия трещин, а именно:

- некачественная приварка поперечных стержней к продольным стержням арматурных каркасов ригелей вызвало преждевременное исключения поперечных стержней от работы, оказалось одной из причин неудовлетворительной работы участков ригелей, примыкающих к коньковому узлу;

- перекося закладных деталей, расположенных у торцов ригелей, вследствие чего при устройстве конькового шарнира его каток касается только края закладной детали ригеля рамы, в связи с чем продольное усилие передается на участки ригелей, примыкающих к коньковому узлу со значительным эксцентриситетом, вызывая их перенапряжение;

- некачественный подбор бетонной смеси и режимов ее термообработки приводит к тому, что после распалубки были зафиксированы технологические трещины, ширина раскрытия которых составляет 0,2–0,35 мм.

Испытанию рамы № 10 предшествовало изготовление арматурных каркасов и бетонирование рам. В процессе отработки технологии на заводе ЖБК треста Крымсельстрой были подобраны режимы контактной сварки арматурных каркасов, а также состав бетонной смеси.

Изготовленные опытные образцы полурам после распалубки были визуально осмотрены, в опытных образцах рамы №10 в зоне тавровой части ригелей у конькового узла и на прямоугольных участках карнизных узлов были технологические трещины, ширина раскрытия которых составляло

0,05–0,1 мм. После монтажа полурам на испытательном стенде был исправлен коньковый узел с помощью стальной прокладки, что ликвидировало перекося закладных деталей.

При загрузке рамы № 10 нормативной нагрузкой в тавровой части ригеля, примыкающей к коньковому узлу, были выявлены наклонные трещины, максимальная ширина раскрытия которых составляла 0,1–0,15 мм. При нормативной нагрузке в середине карнизного узла ширина раскрытия технологических и новых трещин – 0,25–0,3 мм. На уровне расположения растянутой арматуры максимальная ширина раскрытия трещин составляла 0,16–0,17 мм.

Вертикальное перемещение конька в раме №10 при нормативной нагрузке, как и в рамах № 7, 8, 9, не превышало 36 мм или 1/583 пролета рамы. При последующей загрузке в стойках рам в карнизных узлах, вблизи участков перехода таврового сечения в прямоугольный, появились новые трещины, которые при нагрузке от 19,3 до 19,6 кН/м ригеля рамы, раскрылись до 1,0–1,5 мм. При нагрузке 21,1 кН/м в указанной зоне произошло разрушение левой полурамы вследствие текучести растянутой арматуры до начала раздробления сжатой зоны бетона. Фактическая разрушающая нагрузка превысила расчетную в 1,59 раз ($c = 21,1/13,2 = 1,59$).

Таким образом, железобетонная **рама № 10** (РЖ-21-1350) соответствует требованиям норм [78, 177] по прочности и жесткости, но не соответствует требованиям только по ширине раскрытия трещин в середине карнизного узла, максимальная ширина раскрытия которых составляет 0,25–0,3 мм.

Результаты испытаний рамы № 10 показали, что при изготовлении арматурных каркасов в соответствии с СНиП [177] отработана технология термообработки бетонной смеси, доработано устройство конькового шарнира, примыкания к нему участков ригеля, по которым произошло разрушение рам № 7, 8, 9, полностью соответствуют требованиям ГОСТ [78]. В узле сопряжения ригеля со стойкой (карнизный узел) трудно ликвидировать технологические трещины, развивающиеся при загрузке

рамы, что и приводит к появлению трещин на уровне растянутой арматуры. При нормативной нагрузке ширина раскрытия максимальных трещин на уровне арматуры (2шт) достигает на двух из четырех поверхностях 0,16–0,17 мм. На двух других поверхностях – до 0,15 мм. Можно считать, что ширина раскрытия трещин на уровне арматуры в полурамах находилась в допустимых пределах.

Таким образом, испытания рама №10 не соответствовала требованиям ГОСТ [78] только по ширине раскрытия трещин в середине карнизного узла, максимальная ширина раскрытия которых была 0,25–0,3 мм.

Учитывая, что ликвидировать технологические трещины трудно, наряду с доработкой оптимального режима термообработки бетона полурам было рекомендовано усиления карнизного узла полурам РЖ-21-1350 путем установления дополнительных стержней в арматурную сетку.

По результатам испытаний **рам № 7, 8, 9, 10** и их анализе были сделаны определенные выводы и рекомендации:

1. Причиной невысокой несущей способности рам № 7, 8 на участках ригелей, примыкающих к карнизному узлу, оказалось отступление от требований СНиП [177] при изготовлении арматурных каркасов, недостаточная обработка технологии бетонирования, включая режим термообработки, некачественное изготовление конькового шарнира.

2. Рама № 10 соответствует требованиям ГОСТ [78] по прочности и жесткости, а по ширине раскрытия трещин на уровне растянутой арматуры находится в пределах допустимого (до 0,15 мм), за исключением двух максимальных трещин (0,16–0,17 мм), в середине карнизных узлов (0,25–0,3 мм) рама не соответствует заданным требованиям.

3. С целью предотвращения чрезмерного раскрытия трещин в карнизных узлах рекомендуется усиления их арматурной сеткой.

4. С учетом рекомендованного усиления карнизного узла, полурамы РЖ-21-1350 рекомендованы к серийному выпуску с учетом контрольных испытаний двух образцов рам в соответствии с требованиями ГОСТ [78].

Рама № 11 (РЖК-21-1600) (рис. 2.18; 3,47) (табл. А.3.6) пролетом 21 м состоит из двух сплошных полурам со стойками прямоугольного сечения и ригелем таврового сечения, предусмотрена под нагрузку 15,7 кН/м [133] с характеристиками (см. раму № 12, табл. А.1.4). Испытания рам проводили по схеме рис. 3.9. Железобетонные полурамы изготавливали по чертежам, разработанным институтами Укрколхозпроект и УкрНИИПграждансельстрой (с участием автора).

Нагружение ригеля рамы проводили 8-ми сосредоточенными грузами через 3 м, а у конька –1,5 м. Система нагружения состояла из тяг, грузовых платформ и распределительных траверс. В качестве грузов использовали бетонные блоки ФС-5.

Вертикальное перемещение конькового шарнира при нормативной нагрузке составило 51,5мм или 1/408 пролета рамы № 11. Общие горизонтальные перемещения опор при нормативной нагрузке – 8,7 мм. Максимальное раскрытие трещин при нормативной нагрузке после выдержки (0,5 часа) в карнизных узлах – 0,28–0,3 мм, на уровне арматуры – 0,15–0,17 мм. При достижении величины расчетной нагрузки в приопорных участках стоек и в коньковой узле структурных нарушений бетона замечено не было.

Разрушение рамы № 11 произошло в ригеле у правого карнизного узла в месте перехода таврового сечения ригеля в прямоугольный при нагрузке 20,4 МПа вследствие текучести продольной арматуры. Арматурные рабочие стержни были смещены относительно оси сечения на 5 мм, а величина защитного слоя сжатой арматуры равно 50 мм вместо 28 мм по проекту. Фактическая разрушающая нагрузка больше расчетной для рамы РЖ-21-1600 в 1,31 раз ($c = 20,4/15,7 = 1,31$).

Таким образом, результаты испытаний **рамы № 11** удовлетворяют требованиям норм [78, 177] по прочности, жесткости и не удовлетворяют по ширине раскрытия трещин в карнизном узле. Для предотвращения чрезмерного раскрытия трещин рекомендуется усиления карнизного узла

двумя сетками, аналогично раме № 10. Кроме того для устранения концентрации напряжений и предотвращения хрупкого разрушения рамы в месте перехода таврового сечения ригеля к прямоугольного предусмотрен вут длиной 1 м по горизонтали [133].

Рама № 12, 13 (РЖ-21-1500) (рис. 1.11; 3,47) (табл. А.3.6) пролетом 21 м прямоугольного сечения под нагрузку 14,7 кН/м испытаны НИИСК [60]. Полурамы изготовлены по проекту института ЦНИИЭПсельстрой на Рокитнянском заводе ЖБК в кассете на 11 изделий. Класс бетона по прочности на сжатие В30, арматура – А-II. Испытания рам проводили по схеме рис. 3.25.

Испытания образцов полурам проводили в горизонтальном положении таким способом (рис. 3.25). На первом этапе испытывали путем стягивания 50т домкратом пяты стойки и нулевой точки ригеля, где изгибающий момент равен нулю (рис. 3.25, а). При превышении нагружаемого усилия в 1,6 раза по отношению к расчетному, нагрузку снимали и проводили испытания второго этапа полурамы, которая включает стойку и часть примыкающего к ней ригеля полурамы. Испытывали аналогично методом стягивания в лежащем положении на боку по линии, соединяющей пяту стойки и точку оси ригеля, лежащие на линии равнодействующей опорной реакции, которая возникает в натурных условиях рамы при симметричной нагрузке (рис. 3.25, б). В процессе испытания второго этапа полурамы нагрузки доводили до разрушения конструкции. Третий этап испытания полурамы - участок ригеля у конькового шарнира отрезалась и проводилось испытание на внецентренное сжатие (рис. 3.25, в). Осевое усилие создавали с помощью 50 т домкрата и тяжей, изгибающий момент и поперечная сила создавались с помощью 10 т домкратов.

Средняя прочность бетона полурам № 12, 13 по результатам испытаний 4-х кубов с ребром 100 мм равна 27,4 МПа. Ширина раскрытия трещин при нормативной нагрузке в обеих полурамах – до 0,1 мм, что меньше контрольного значения 0,15 мм по ГОСТ [78]. Величина прогиба конька

полурамы – 50 мм или 1/400 пролета. Средняя часть ригеля обеих полурам (рис. 3.25, а) не разрушилась при усилиях, превышающих расчетные нагрузки в 1,6 раз.

На втором этапе полурама № 12 (рис. 3.27, б) разрушилась по ригелю в сечении, примыкающем к вуту узла, в результате раздробления сжатой зоны бетона при усилиях в 1,67 раз больше расчетного нагрузки ($c = 24,6/14,7=1,67$). На втором этапе полурама № 13 разрушилась от скалывания бетона по наклонному сечению стойки при усилиях в 1,61 раз больших усилия от расчетной нагрузки ($c = 23,7 / 14,7 = 1,61$).

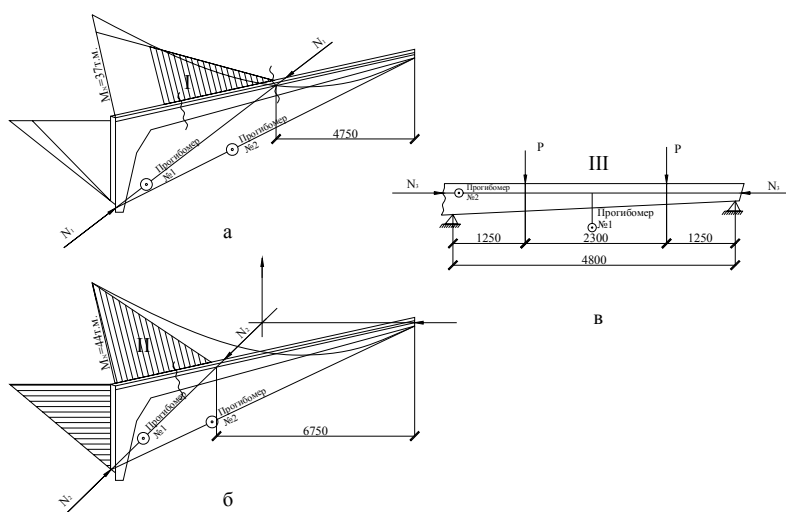


Рис. 3.25. Схема нагрузки и размещения приборов при испытании методом стягивания: а – 1-я часть; б – 2-я часть; в – 3-я часть полурам

На третьем этапе полурамы № 12, 13 (рис. 3.25, в) разрушились в одном из сечений от приложения поперечной нагрузки, что имеет меньшую рабочую высоту, в результате раздробления сжатого бетона. Разрушающая нагрузка превышало расчетную в полурамах № 12 в 2 раза, № 13 в 1,9 раз.

По результатам проведенных испытаний установлено, что сборные железобетонные полурамы № 12, 13 (РЖ-21-1500) удовлетворяют всем требованиям СНиП [177], ГОСТ [78] по прочности, жесткости и трещиностойкости и могут использоваться в строительстве сельскохозяйственных промышленных сооружений при нагрузке 14,7 кН/м с учетом собственного веса ригеля.

Рама № 14 (РЖ-21-1500) (рис. 1.11; 3,47) (табл. А.3.6) предназначена под расчетную нагрузку 14,7 кН/м с характеристиками (см. раму № 9 табл. А.1.4), пролетом 21 м состоит из двух Г-образных полурам, соединенных в коньке шарниром [113]. Прямоугольное сечение стоек и ригеля меняется в ригеле от 250 мм в коньковом узле до 735 мм в карнизном узле. Испытания рам проводили по схеме рис. 3.10.

Раму раскрепляли на уровне верха ригеля с помощью металлических распорок через 1,5 м из уголков с подрезкой, что обеспечивает вертикальное перемещение ригеля рамы (рис. 3.26). Нагружение ригеля рамы проводили 16-ю сосредоточенными силами по 8 на каждом полупролете. Вертикальное перемещение конькового шарнира при нормативной нагрузке – 22,3 мм или 1/942 пролета рамы. Средняя осадка обеих пят рам – 2,5 мм. Общая горизонтальное перемещение опор рамы при нормативной нагрузке – 3,4 мм.

Максимальное раскрытие трещин при нормативной нагрузке в растянутых зонах бетона равна 0,11–0,13 мм, исключая одной трещины в ригели правой полурамы на расстоянии 2 м от карнизного узла, ширина раскрытия которой составляет 0,17 мм. Защитный слой бетона верхней арматуры в месте развития максимальной трещины 45 мм, что больше проектного, равное 28 мм.

При достижении расчетной нагрузки 14,7 кН/м структурных разрушений не было. В опорах участка стоек рамы при нагрузке, близкой к разрушающей, замечено образования наклонных трещин. Наибольшая нагрузка, достигнутое при испытании рамы – 22,6 кН/м ригеля, при котором произошло разрушение ригеля правой полурамы вблизи карнизного узла вследствие текучести продольной растянутой арматуры до начала раздробление бетона сжатой зоны (рис. 3.27, 3.28). Фактическая разрушающая нагрузка больше в 1,54 раз расчетной нагрузки ($c = 22,6/14,7=1,54$).

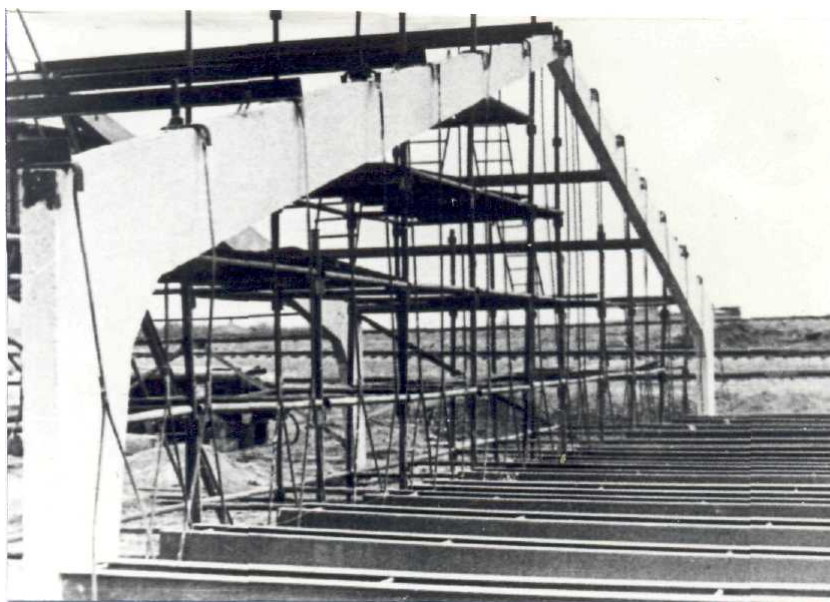


Рис. 3.26. Рама РЖС-21-1500 перед началом испытаний

Таким образом, **рама № 14** (РЖ-21-1500) соответствует требованиям ГОСТ [78] и СНиП [177] по прочности $c = 1,54 > 1,25$ и жесткости $1/942 < 1/300$. Максимальная ширина раскрытия трещин при нормативной нагрузке – $0,17 \text{ мм} > 0,15 \text{ мм}$, что требует ГОСТ [78]. С целью удобства укладки бетона и предотвращения чрезмерного раскрытия трещин в карнизном узле было принято целесообразным установление двух дополнительных стержней вместо одного по проекту. При этом при изготовлении конструкции необходимо строго соблюдать проектные размеры защитного слоя бетона.

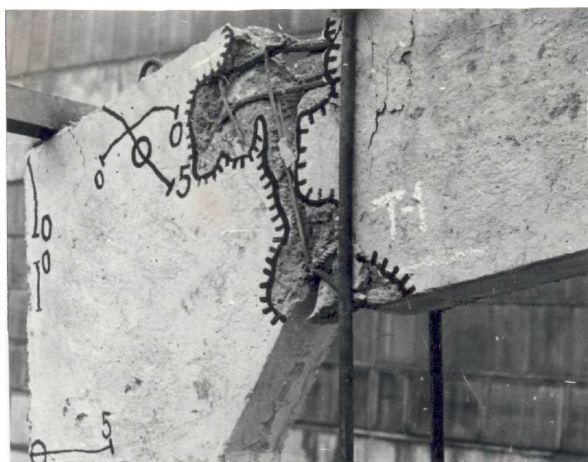


Рис. 3.27. Узел сопряжения ригеля со стойкой сплошной полурамы после испытаний



Рис. 3.28. Узел сопряжения ригеля со стойкой сплошной полурамы после испытаний

Рама № 15 (рис. 1,12; 3,47) (табл. Д.3.6) пролетом 12 м смонтирована из двух Г-образных полурам Р-1, соединенных между собой в коньковом шарнире [61] с характеристиками (см. раму № 20 табл. А.1.4). Прямоугольное сечение стоек и ригелей полурам – переменный. Высота сечения ригеля меняется от 250 мм в коньковом шарнире до 550 мм в карнизном узле, а высота сечения стоек от 250 мм в опорном узле до 600 мм – в карнизном. Ширина сечений стоек, ригелей полурам постоянны и равны 160мм. Изготовление опытных образцов полурам проводилось в кассетной металлической опалубке, что позволяет одновременно бетонировать в вертикальном положении 12 полурам. Испытания рам проводили по схеме рис. 3.9.

Рама раскрепили на уровне верха ригеля с помощью распорок из уголков 75×5 с подрезкой, обеспечивающих вертикальное перемещение ригеля рамы. Кроме этого, предполагалось страховая стяжка из двух стержней диаметром 28мм из стали А-III для соединения пят полурам.

Нагружение ригеля рамы проводили 8-ю сосредоточенными силами по 4 на каждом полупролете. Систему нагружения составляли стальные тяги, к которым подвешивали металлические балки из двутавра № 24. Вторым концом указанные балки опирались на опоры – блоки типа ФС. Загрузку рамы проводили штучными грузами – блоками ФС-5 и ФС-6 (рис. 3.29, 3.30, 3.31).



Рис. 3.29. Общий вид испытания рамы пролетом 12 м



Рис.3.30. Измерение деформаций ригеля рамы

Вертикальное перемещение конькового шарнира при нормативной нагрузке составило 38,5 мм или 1/312 пролета рамы № 15, средняя осадка обеих пяток рам – 2,5 мм. Общее горизонтальное перемещение опор рамы

при нормативной нагрузке – 3,4 мм. Максимальное раскрытие трещин при нормативной нагрузке равно 0,10–0,13 мм, наибольшая нагрузка – 39,0 кН/м, при которой произошло разрушение ригеля правой полурамы в месте примыкания к карнизному узлу на расстоянии 0,75–0,9 м от наружной грани стояки вследствие текучести продольной растянутой арматуры до начала раздробления бетона сжатой зоны. Фактическая разрушающая нагрузка рамы № 15 оказалась в 1,74 раза больше расчетной ($c = 39,0/22,5 = 1,74$) (рис. 3.31, 3.32).

Таким образом, данная железобетонная **рама № 15** пролетом 12 м соответствует требованиям ГОСТ [78] и СНиП [177] по прочности, жесткости и трещиностойкости.

Рама № 16 (Р-21-1) (рис. 1,9; 3,47) (табл. А.3.6) пролетом 21 м состоит из решетчатых стоек и сплошных ригелей переменного по длине сечения с характеристиками (см. раму № 5 табл. А.1.4).



Рис. 3.31. Рама пролетом 12 м после испытаний



Рис. 3.32. Сплошная полурама после испытаний

Сборку полурам проводят объединением стоек и ригеля с помощью монтажных болтов и последующим электросваркой закладных деталей.

Полурамы соединяют с помощью конькового шарнира. Ригель рамы раскрепляют железобетонными прогонами с шагом 1,8 м, приваренными через закладные детали. Фундаменты рамы связывают стяжкой [151]. Испытания рамы проводили по схеме рис. 3.10.

Нагрузка на ригель рамы передается через траверсы, которые размещены через 1,5 м и через распределительные балки длиной 4 м. В качестве грузов используют бетонные блоки. При нормативной нагрузке

8,3 кН/м трещины раскрываются шириной 0,08–0,1 мм в ригеле и 0,15–0,16 мм в стойке, что близко к нормируемым 0,15 мм.

Прогиб рамы № 16 в гребне при нормативной нагрузке после временной выдержки составило 36 мм или 1/583 пролета. За опытную разрушающую нагрузку было принято 16,1 кН/м, при котором замечена текучесть арматуры в растянутых зонах ригелей на расстоянии 2,5–3 м от конька. Раскрытие трещин в растянутых зонах стояков – 1,5–2,0 мм, до разрушения раму не доводили. Отношение условной разрушающей нагрузки к расчетной составляет $c = 16,1 / 10,0 = 1,6$.

На основе анализа сделан вывод о том, что составная трехшарнирная **рама № 16** соответствует требованиям ГОСТ [78] по прочности, жесткости и условно по трещиностойкости.

Рама № 17 (рис. 3,47) (табл. А.3.6) пролетом 21 м состоит из двух Г-образных элементов, соединенных в коньковой шарнире, сечение ригеля и стоек прямоугольные переменной высоты по длине. Ригель рамы раскреплен железобетонными прогонами через 1,92 м, приваренными к закладным элементам [151].

При нормативной нагрузке трещины в растянутых зонах ригелей на уровне рабочей арматуры раскрылись до 0,05–0,1 мм. Прогиб конька рамы при нормативной нагрузке 11,33 кН/м после 5-часового выдерживания составило 48,9 мм или 1/430 пролета рамы.

Разрушение рамы № 17 произошло при нагрузке 30,0 кН/м от разрыва растянутой рабочей арматуры в карнизном узле. Разрыв арматуры произошел без образования шейки. Отношение величины разрушающей нагрузки к расчетной равна $c = 30,0/19,1 = 1,57$, что около 1,6 по нормам [78]. Кроме этого на характер разрушения повлияло неправильное размещение рабочей арматуры по сечению: завышение защитного слоя в два раза привело к уменьшению соответственно плеча внутренней пары сил.

На основе опытов был сделан вывод, что **рама № 17** соответствует требованиям норм [78, 177] по прочности, жесткости и трещиностойкости.

Рамы № 18, 19 (рис. 3,47) (табл. А.3.6) пролетом 21 м состоят из Г-образных полурам прямоугольного сечения, изготовленные в вертикальном положении в металлической опалубке с характеристиками (см. раму № 10 табл. А.1.4). Испытания рам проводили по схеме рис. 3.9. Смонтированы три поперечника с шагом 6 м, которые опираются на пирамидальные сваи размером 0,6×0,8 м и длиной 3,6 м. Нагрузку создавали железобетонными блоками и передавали через систему балок и распределительных траверс по верху ригеля с шагом 3 м. Верх ригеля раскрепляли через 3 м распорками из двух уголков. Испытания проводили по двум схемам: симметричной и несимметричной нагрузкой.

Раскрытие нормальных трещин в ригели и стойке у карнизного узла рамы № 18 на уровне растянутой арматуры при нормативном симметричном и несимметричном нагружении составляла 0,10–0,12 мм, что меньше 0,15 мм для конструкций, эксплуатируемых в сооружениях в слабой и агрессивной среде. В ригеле у конька раскрытие нормальных трещин в отдельных случаях достигает 0,20 мм, что больше допустимого. Раскрытие трещин в середине карнизного узла в отдельных местах составляет 0,20 мм. Для снижения раскрытия этих трещин рекомендуется увеличение сечения конструктивной арматуры каркаса КР-1 вместо сетки С-1. В состав каркаса КР-1 введены дополнительные стержни, с заведением их за грани карниза на расстоянии не менее 30 диаметров.

Рама № 19 изготовлена с учетом результатов испытания рамы № 18 с внесением коррективов в рабочие чертежи. Раскрытие нормальных трещин на уровне растянутой арматуры при нормативной величине симметричного и несимметричного нагрузки в ригелях, стойках и карнизном узле равна 0,08–0,15 мм. Раскрытие нормальных и наклонных трещин в стойках, ригелях и карнизном узле не превышает 0,15 мм, что свидетельствует об эффективности проведения конструктивных мер по результатам испытаний рамы № 18.

Максимальное перемещение гребня рам при нормативной симметричной нагрузке: для рамы № 18 – 68 мм или 1/309 пролета рамы, для рамы № 19 – 66 мм или 1/318 пролета рамы. При загрузении несимметричной нормативной нагрузкой измеряли перемещения ригеля на расстоянии 2,6 м от конька, которые составили в раме № 18 – 27 мм, в раме № 19 – 24 мм (1/875). Разрушение рамы № 18 произошло при несимметричной нагрузке вследствие текучести растянутой арматуры наиболее нагруженного ригеля на расстоянии 3 м от конька с последующим раздроблением бетона сжатой зоны. Величина разрушающей нагрузки превысила расчетную и равна $c = 28,0 / 20,6 = 1,36$, что меньше 1,25.

Рама № 19 загружалась аналогично несимметричной нагрузкой, при этом разрушение ригеля рамы у конька не наблюдалось. Разрушение рамы произошло при симметричной нагрузке, что больше в 1,36 раз к расчетной. Вследствие текучести продольной растянутой арматуры исчерпана несущая способность рамы в стойке вблизи карнизного узла; раскрытие трещин достигало 0,8–1,0 мм с последующим раздроблением сжатой зоны бетона.

Таким образом, результаты испытания рамы № 18 показал, что раскрытие трещин при нормативной нагрузке в отдельных местах превышало допустимое. В раме №19 наоборот этого превышения не наблюдалось. Исходя из этого, конструктивные меры приняты при изготовлении рамы № 18 оказались эффективны для обеспечения необходимой трещиностойкости. Это позволяет считать, что рама № 18 выполнена с учетом дополнительных конструктивных решений, реализованных после испытания рамы № 19.

Результаты испытаний **рам № 18, 19** соответствуют требованиям норм [78, 177] по жесткости, прочности и трещиностойкость.

Рамы № 20, 21, 22, 23 (рис. 1,12; 3,47) (табл. А.3.6) пролетом 18, 21 м собираются из двух Г-образных элементов, соединенных шарнирно в коньке с характеристиками (см. раму № 20 табл. А.1.4). Испытания рам проводили по схеме рис. 3.10. Прямоугольное сечение стоек и ригеля по высоте

переменное. Высота сечения ригеля для пролета 21 м меняется от 250 мм в коньковом узле до 735 мм в карнизном узле, для пролетов 18 м – от 340 до 735 мм. Размеры сечения стоек для рам обеих пролетов одинаковые [101]. Изготовление опытных образцов полурам проводили в кассетной металлической опалубке, что позволяет бетонировать одновременно в вертикальном положении 6 полурам.

Загрузка рам проводилась через подвешенные к ним распределительные металлические балки, на которые укладывались фундаментные блоки. Рамы испытывались симметричной и несимметричной нагрузкой в такой последовательности: симметричное нагружение до уровня полной нормативной нагрузки; выдержка 10–12 часов, разгрузка до симметричной постоянной нагрузки; несимметричное нагружение до уровня нормативной нагрузки и далее до появления текучести арматуры в опасном сечении ригеля, разгрузка до нуля; симметричное нагружение до разрушения.

Такая схема нагружения связано с тем, что расчет рамы по прочности проводили, исходя из двух расчетных комбинаций постоянного и временного нагрузок: на действие полной расчетной нагрузки по всему пролету (эта комбинация является расчетной для стойки рамы и части ригеля, примыкающей к карнизному узлу); на действие полной расчетной нагрузки на одну полураму и постоянной части нагрузки на вторую полураму (эта комбинация является расчетной для части ригеля, примыкающей к коньковому шарниру).

Максимальная ширина раскрытия нормальных трещин при нормативных нагрузках на уровне рабочей арматуры равна 0,09–0,13 мм. Наибольшее значение ширины раскрытия трещин наблюдались в тех сечениях, где величина защитного слоя была завышена по сравнению с проектом. Поэтому измерили ширину раскрытия трещин фактически на уровне арматуры, в пределах защитного слоя бетона. Кроме того, было

отмечено значительное раскрытие трещин в карнизном узле – 0,27–0,4 мм, для уменьшения которого необходимо дополнительное армирование.

Максимальные величины прогибов в коньковом шарнире без учета собственной массы ригелей рам при нормативной нагрузке составляли: рама № 20 – 43,5 мм или 1/414 пролета; рама № 21 – 41,5 мм или 1/434 пролета; рама № 22 – 44,0 мм или 1/477 пролета; рама № 23 – 42,5 мм или 1/494 пролета. Эти величины меньше контрольного значения 1/300, согласно СНиП [177].

При испытании перемещений трехшарнирных железобетонных рам, определяющие эксплуатационное состояние конструкции, имеют место также собственные прогибы ригеля, полученные в эксперименте. Рассматривая вертикальные перемещения ригеля в коньковом шарнире как фиктивную осадку опор, при несимметричной нагрузке определены максимальные исследовательские прогибы ригеля в зоне действия максимальных моментов: для полурамы № 20 – 9,6 мм или 1/937 пролета; для полурамы № 22 – 24,2 мм или 1/434 пролета; для полурамы № 23 – 25,4 мм или 1/413 пролета меньше допустимого – 1/300.

При несимметричной нагрузке разрушения опытных образцов рам происходило вследствие достижения текучести продольной растянутой арматуры в нормальном сечении ригеля к началу раздробления бетона сжатой зоны. Разрушение ригеля происходило под вторым грузом от конькового шарнира (рамы № 20, 21) и под третьим – рамы № 22, 23. При полном разрушении ригеля он восстанавливался металлическим бандажом, а конструкцию загружали симметричной нагрузкой.

В стадии разрушения ширина раскрытия трещин вблизи карнизного узла достигала 1,0–1,5 мм. Разрушение рам происходят при симметричном нагружении в месте примыкания ригеля к карнизному узлу на расстоянии 1,2–1,4 м, в результате текучести стали продольной растянутой арматуры до начала раздробления бетона сжатой зоны, что подтверждается исследовательскими значениями деформации бетона и арматуры (рис. 3.33).

Отношение опытной разрушающей нагрузки при симметричной загрузке к расчетному: для рамы № 20 – $c = 27,0/18,6 = 1,45$; для рамы № 21 – $c = 28,0/18,6 = 1,50$; для рамы № 22 – $c = 28,3/18,6 = 1,52$; для рамы № 23 – $c = 27,4/18,6 = 1,47$, что больше 1,25 согласно требований ГОСТ [78].

Отношение опытной разрушающей нагрузки при несимметричной загрузке к расчетному: для рамы № 20 – $c = 29,8/18,6 = 1,6$; для рамы № 2 – $c = 25,5/18,6 = 1,37$; для рамы № 23 – $c = 25,7/18,6 = 1,38$, что больше 1,25 согласно требований ГОСТ [78].

Анализ результатов показал, что испытываемые образцы рам соответствуют требованиям прочности, жесткости и ширине раскрытия трещин на уровне арматуры в соответствии с требованиями ГОСТ [78] и СНиП [177]. Вместе с этим ширина наклонных трещин в карнизном узле не удовлетворяет требованиям норм (полученные 0,27 – 0,4 мм, значительно больше 0,15 мм). С целью обеспечения нужной трещиностойкости в карнизном узле принято решение установить два дополнительных плоских каркасы из 4-х диагональных стержней диаметром 12 мм класса А-III с шагом 120 мм, что повысило трещиностойкость в карнизном узле в соответствии с требованиями норм.

Рама № 24 (РЖР-211-III-3, 6-3) (рис. 1,21; 3,47) (табл. А.3.6) пролетом 21 м состоит из двух составных полурам с безсварным стыком под нагрузку 20,6 кН/м без учета собственного веса ригеля с характеристиками (см. соответственно раму № 22 табл. А.1.4). Испытания рам проводили по схеме рис. 3.9.

Безсварной узел сопряжения ригеля со стойкой впервые был разработан ЦНИИЭПсельстроем для разрезной рамы РЖС-21-1600. Разработки велись с учетом возможности изготовления ригелей и стоек в старой оснастке. На заводе ЖБК Винницкого Облмежколхозстроя изготовлено три образца, состоящие из стойки, к арматурным стержням которых приваривали два стальных шипа диаметром 10мм и длиной 100мм, а также фрагмента ригеля длиной 4,2 м (рис. 3.34). К концам изогнутых

стержней в карнизном узле и ригели также были приварены два шипа, как и в стойке.



Рис. 3.33. Характер разрушения ригеля рамы пролетом 21м от симметричной нагрузки



Рис. 3.34. Безсварное соединение ригеля со стойкой полурамы

Образцы испытывали в вертикальном положении на специальном стенде, который обеспечил соотношение изгибающего момента, поперечной и продольной сил соответственно действительной работе узла сопряжения ригеля со стойкой в рамном каркасе. Нагрузка на образцы создавали гидродомкратом.

Разрушение всех опытных образцов происходило вследствие текучести продольной растянутой арматуры в тавровом сечении ригеля к началу раздробление бетона сжатой зоны. Результаты испытаний позволили сделать вывод о достаточной надежности безсварного стыке ригеля со стойкой разрезной рамы.

Для изготовления арматурного каркаса стойки полурамы, что требует изгиба арматурных стержней класса А-III диаметром 28мм по радиусу 300 мм был изготовлен устройство, установленное на изгибающий станок С-146 (рис. 3.35). На этом станке разработана технология изгиба арматурных заготовок в соответствии с рабочими чертежами для изготовления каркасов опытных конструкций полурам. После этого была отработана технология изготовления плоской спирали из арматурной проволоки, которую использовали вместо хомутов в каркасах ригелей полурам (рис. 3.36).

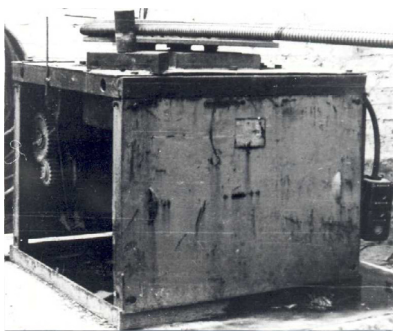


Рис. 3.35. Устройство для гибки арматуры диаметром 28 мм класса А-III

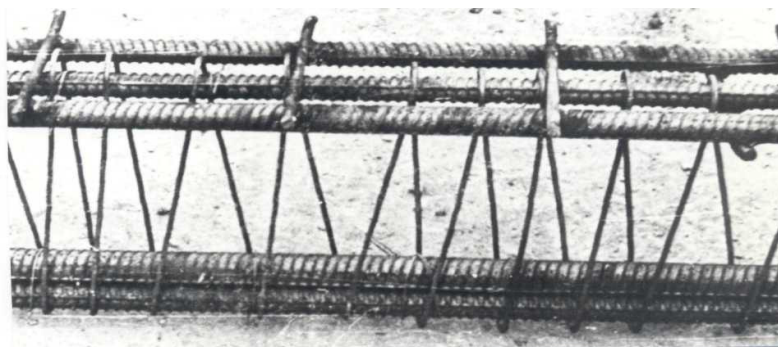


Рис. 3.36. Каркас ригеля рамы с использованием плоской арматурной спирали

Технология изготовления плоской спирали из арматурной проволоки диаметром 5 мм была отработана с помощью устройства на токарном станке ДИП-500. Устройство состоит из металлического диска толщиной 16 мм и диаметром 800 мм, на котором перпендикулярно плоскости диска приварены металлические пальцы диаметром 30 мм. Навивки проводили проволокой класса В-I, диаметром 5 мм виток к витку. После навивки необходимых размеров плоская спираль натягивалась на каркас ригеля и фиксировалось в отдельных местах вязальной проволокой (рис. 3.36). При этом сокращаются трудозатраты на изготовление арматурных каркасов, возрастает надежность их работы.

На Рокитнянском заводе ЖБК было проведено испытание стыков сварных соединений и фрагментов комбинированный узла. Были испытаны 5 стыков сварных соединений арматурной стали 35 ГС класса А-III диаметром 28 и 20 мм, выполненных ручной электродуговой сваркой электродами УОНИ 13/45 диаметром 5 мм. Испытания проводили на 50 т разрывной машине (рис. 3.37) (табл. 3.7).

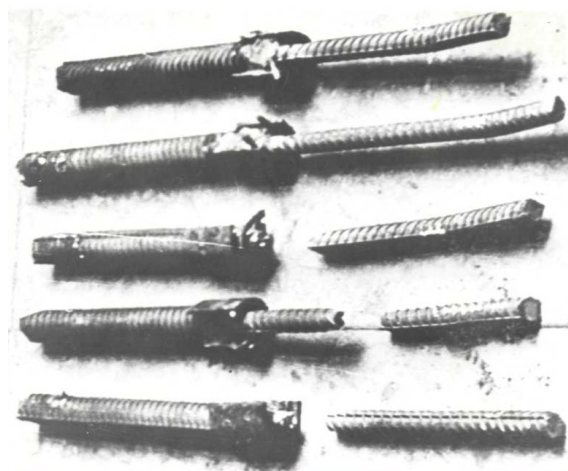


Рис. 3.37. Стыки арматурных стержней после испытаний

Итак, сварной стык арматурных стержней имеет достаточную по сравнению с меньшим диаметром стыкуемых стержней прочность.

Коньковый узел рамы согласно рабочим чертежам усиленный армированием, а для таврового сечения – еще и бетонированием. То есть усиление возникает за счет перехода таврового сечения в прямоугольный.

В конструкции рам РЖР таврового сечения предусмотрен коньковый шарнир, то есть усиления бетоном отсутствует. Вместе с тем усиление происходит за счет плоской арматурной спирали, толстой закладной детали с массивными анкерными стержнями (рис. 3.38). С целью определения фактической несущей способности таких узлов были проведены их испытания. Испытывали коньковый узел, обеспечивающий его работу под нагрузкой, аналогично работе в рамном каркасе. Фрагмент представляет собой отрезок ригеля таврового сечения длиной 600мм, усиленный в торце стальной пластиной, к которой в тавр приварены два продольных арматурных стержня (рис. 3.39).

Таблица 3.7

Результаты испытаний стыков арматурных стержней

№ п/п	Разрушающее усилие, кН	Картина разрыва	Примечание
1	215,8	Разрыв по краю шва возле стержня меньшего диаметра	Сваривание присадкой
2	215,8	Тоже самое	Тоже самое
3	206,0	Тоже самое	Тоже самое
4	203,1	Тоже самое	Тоже самое
5	213,9	Тоже самое	Тоже самое

Испытания проводили на гидравлическом прессе. При этом нагрузка на коньковых торцев ригеля передавали через стальной каток диаметром 32 мм. Было опробовано три фрагмента конькового узла таврового сечения, изготовленных в соответствии с рабочими чертежами полурам, которые отличались друг от друга толщиной закладной детали и классом бетона.

Поперечное армирование – плоская спираль из арматурной проволоки диаметром 5 мм с шагом 35–40 мм. Закладная деталь представляет собой пластину размерами 75×150 мм с двумя коротышами.

Образец УРК-1 (см табл. А.3.6, номер 25). Прочность бетона определялась по результатам испытания кубов 100×100×100 мм на гидравлическом прессе ПСУ-125–19,0 МПа. Первые трещины появились при нагрузке 176,6 кН и развивались под малым углом к продольной оси в местах перехода от полки к стене. Разрушение образца происходит при нагрузке 245,3 кН от смятия бетона под закладной деталью толщиной 14 мм.

Образец УРК-2 Прочность бетона по результатам испытания 5-ти кубов 100×100×100 мм – 27,8 МПа. Первые трещины образовались при нагрузке 255,1 кН и развивались аналогично первому образцу. Разрушение произошло при нагрузке 313,9 кН от смятия бетона под закладной деталью толщиной 20 мм (рис. 3.39).

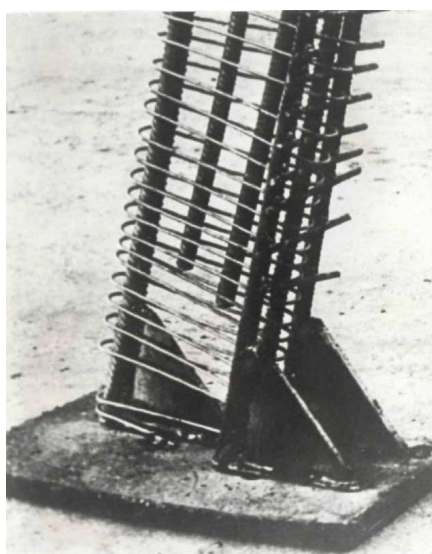


Рис. 3.38. Армирование опытного образца конькового узла ригеля полурамы



Рис. 3.39. Испытуемый образец конькового узла полурамы

Образец УРК-3, прочность бетона – 24,5 МПа. Первые трещины образовались при нагрузке 296,2 кН и развивались аналогично УРК-1. Разрушение при нагрузке 255,1 кН от смятия бетона под закладной деталью

толщиной 16 мм. Все три образца разрушились из-за одновременного раскалывания бетона и его смятия под закладной деталью (табл. 3.8).

Результаты испытания показали, что трещиностойкость и несущая способность конькового узла рамы в основном зависят от толщины закладной детали. При толщине 20 мм несущая способность рамы РЖР обеспечена.

С учетом отработанной технологии изготовления плоской спирали из арматурной проволоки и технологии изготовления изгиба рабочих стержней арматуры, а также результатов испытания сварных соединений и фрагментов карнизных и коньковых узлов на Рокитнянском заводе ЖБК были изготовлены в деревянной опалубке ригели и стойки полурам таврового сечения (рис. 3.40, 3.41, 3.42). Испытания проводили в стендовом зале лаборатории ЖБК ЦНИИЭПсельстрой по схеме (рис. 3.9). Нагрузка выполняли гидравлическими домкратами через стальные тяги и траверсы.

Таблица 3.8

Результаты испытаний образцов

№ п/п	Прочность бетона, МПа	Толщина закладной детали, мм	Нагрузка, кН		Характер разрушения
			образование трещин	разрушение	
1	19,0	14	176,6	245,3	Смятие бетона под закл. дет.
2	27,8	20	255,1	313,9	Тоже самое
3	24,5	16	196,2	255,1	Тоже самое

Ширина раскрытия трещин при нормативном одностороннем и полной нагрузке рамы № 24 не превышала 0,12 мм, что меньше 0,15 мм по ГОСТ [78]. Прогиб конька рамы № 24 при полной нормативной нагрузке – 63,1 мм или 1/333 пролета меньше 1/300 по СНиП [177].

При нагрузке 25,6 кН/м с учетом собственного веса ригеля в верхней части таврового сечения стойки зафиксированы значительные раскрытия трещин (около 1,0 мм) в растянутой зоне бетона. В процессе выдержки при этой нагрузке трещины развивались по высоте сечения, после чего произошло разрушение бетона сжатой зоны.



Рис. 3.40. Изготовленные ригели полурам (Рокитнянский завод ЖБК)

Анализ характера разрушения стойки рамы № 24 показала на наличии текучести стали продольной рабочей арматуры в нормальном сечении к началу раздробления бетона сжатой зоны. По результатам испытания установлено, что отношение разрушающей нагрузки к расчетной составляет $c = 25,6/20,6 = 1,243$, что почти 1,25 по ГОСТ [78], за счет снижения прочности бетона с 35,0 до 25,5 МПа.

На основе проведенного анализа сделаны выводы и рекомендации:

- результаты испытания рамы № 24 удовлетворяют требованиям ГОСТ [78] и СНиП [177] по ширине раскрытия трещин, по жесткости, по прочности;
- результаты испытания рамы подтвердили правильность теоретических основ расчета и конструирования;
- результаты испытаний коньковых и карнизных узлов показали, что их несущая способность достаточна;
- на первом этапе внедрения составных рам с безсварными стыками к накоплению положительного опыта их производства и применения, рекомендуется использовать под погрузку 17,7 кН/м без учета собственного веса ригеля.

ЦНИИЭПсельстрой испытал два опытных образца железобетонных рам № 25, 26 (РЖ-180-5) (рис. 1.21; 3,47) (табл. А.3.6) пролетом 18 м, рассчитанные под симметричную расчетную нагрузку 13,8 кН/м и несимметричную расчетную – 13,8–7,6 кН/м с учетом собственного веса ригеля [150] с характеристиками (см. раму № 22, табл. А.1.4).

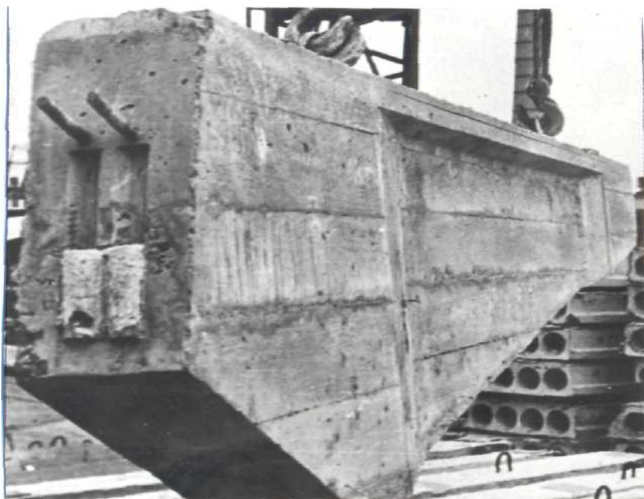


Рис. 3.41. Изготовленная стойка полурамы на Рокитнянском заводе ЖБК

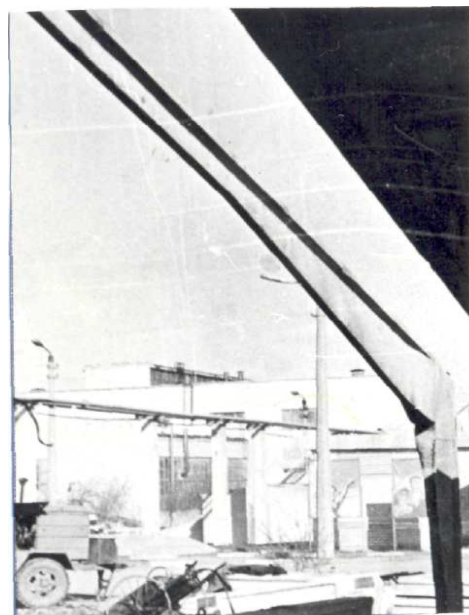


Рис. 3.42. Выставка рамных каркасов (Рокитнянский завод ЖБК)

Рамы состояли из двух Г-образных сплошных полурам двутаврового сечения, высота которых от 290 мм до 650 мм – в стойке и от 650 мм до 200 мм – в ригеле. Рамы испытывали симметричными и несимметричными нагрузками по схеме рис. 3.9.

При нормативной нагрузке отмечены максимальные раскрытия трещин: в стойках – 0,15–0,22 мм (нормальные), в стенках ригелей и стоек – 0,3–0,33 мм (наклонные), в вуте – 0,5 мм. С целью уточнения трещиностойкости карнизного узла проведены исследования восьми фрагментов рам. В образцах диаметр рабочей арматуры, шаг поперечной арматуры, армирование карнизного узла, длина прямоугольных участков в ригели и стойках, угол наклона вута являются переменными величинами. Нагрузку на фрагмент прикладывали в направлении равнодействующих опорных реакций. При нормативной нагрузке в четырех фрагментах максимальная ширина раскрытия нормальных и наклонных трещин в сечении двутавровой стойки равнялась 0,06–0,15 мм. Наклонные трещины в ригеле составляли 0,1–0,35 мм, в карнизном узле – 0,08–0,35 мм (рис. 3.43).

Для предотвращения чрезмерного раскрытия трещин в других четырех образцах был уменьшен шаг поперечной арматуры. При нормативной

нагрузке нормальные трещины составляли 0,1–0,15 мм, а наклонные – до 0,15 мм. Установлено, что при уменьшении шага поперечного армирования ригеля с 200–300 мм до 100 мм, ширина раскрытия наклонных трещин уменьшается с 0,3 до 0,15 мм.

Все опытные образцы разрушились в стойке вблизи карнизного узла вследствие текучести растянутой арматуры. Отношение разрушающих моментов к их расчетным значениям составляет от 1,44 до 1,78. Прогибы при нормативной нагрузке находятся в пределах 39,9–42,1 мм или $1/400$ – $1/428$, что меньше $1/300$ пролета рамы [177].

Разрушение опытных образцов рамы происходит при симметричной нагрузке в стойках рамы в месте перехода прямоугольного сечения в таврового и сопровождается раскрытием трещин в 1-2 мм, текучестью арматуры до начала раздробления бетона сжатой зоны. Отношение разрушающего момента до расчетного: при симметричной нагрузке рам № 25, 26 составляет 1,39 и 1,43, при несимметричной соответственно – 1,2 и 1,5.



Рис. 3.43. Общий вид стойки рамы после испытаний

Опытные образцы рам №25,26 обладают достаточной прочностью при симметричной нагрузке. При несимметричной нагрузке возникает необходимость усиления ригеля рамы в зоне действия максимального положительного момента.

По результатам проведенных исследований были сделаны выводы о том, что опытные образцы **рам № 25, 26** имеют достаточную прочность ($1,39; 1,43 > 1,25$) и жесткость ($1/400 - 1/428 < 1/300$) [78, 177]. Опытные величины нормальных и наклонных трещин превышали их теоретические значения (0,22 мм в ригелях и стойках, 0,5 мм в вутах $> 0,15$ мм по нормам), следовательно, трещиностойкость рам не удовлетворяет требованиям норм [78].

На фрагментах рам было выявлено влияние поперечного армирования на ширину раскрытия наклонных трещин и оптимальный характер армирования. По результатам испытаний были внесены коррективы в рабочие чертежи (постановка дополнительных стержней, сеток и т.п.).

Были испытаны **рамы № 27, 28, 29** (рис. 3,47) (табл. А.3.6) пролетом 18 м, составные таврового сечения. Конструктивные особенности полурам: поперечное армирование ригелей с плоской арматурной спирали, узел сопряжения ригеля со стойкой на сварке закладными деталями рабочей арматуры. Для предотвращения потери устойчивости ригели рам на стенде были раскреплены через 3 м. Рамы загружены сосредоточенными силами за счет действия домкратов. Испытания рам проводили по общей методики по схеме рис. 3.9.

Рама № 27 разрушилась в стойке в месте перехода таврового сечения в прямоугольный вблизи карнизного узла в связи с началом текучести продольной растянутой арматуры до начала раздробление бетона сжатой зоны с коэффициентом превышения разрушающей нагрузки над расчетной $36,0/21,8 = 1,65$.

Целью испытания рамы № 28 было определение характера работы замкового соединения в карнизном узле. Разрушение произошло из-за среза по ванной сварке замкового соединения (между коротышами и пластинами) одной из стоек при нагрузке $30,8/21,8 = 1,42$. Были внесены коррективы в части усиления конструкции замкового соединения.

Рама № 29 была собрана для испытания из двух полурам, оставшихся неразрушенными после испытания рам № 27 и № 28. Разрушение рамы № 29

аналогично раме № 27 при разрушающей нагрузке, превышающей расчетную в $38,3/21,8 = 1,76$ раз.

Превышение разрушающей нагрузки рам № 27, 28, 29 в 1,65; 1,42 и 1,76 раз по отношению к расчетному (эксплуатационному) против 1,25 по ГОСТ [78] с некоторым запасом достаточно при условии потери несущей способности рам вследствие достижения рабочей арматуры предела текучести. Повышенный запас прочности обусловлен повышенной прочностью бетона В50 против В35 по проекту.

Вертикальное перемещение конька рамных каркасов в зависимости от нагружения показывают [199], что при нормативной нагрузке жесткость всех трех рам № 27, 28, 29 была почти одинаковой (рис. 3.48) – 43-53 мм или от $1/419$ до $1/340$, что меньше $1/300$ пролета [177]. Итак, жесткость рам обеспечена.

Доведение рам до разрушения показало, что растянутая арматура перед разрушением достигла предела текучести, что подтверждается измерениями деформаций арматуры и раскрытием трещин до 1 мм (рис. 3.44; 3.45). Трещины образовались в тавровых сечениях ригелей и стоек вблизи карнизного узла. При нормативной нагрузке 18,2 кН/м максимальная ширина раскрытия составляла 0,14 мм, а при расчетной нагрузке – 0,15 мм. Трещины в ригели с постоянным сечением в зоне действия положительных моментов как нормальные, так и наклонные раскрывались по ширине не более 0,05 мм. Результаты испытаний показали, что трещиностойкость рам удовлетворяет нормам ГОСТ [78].

Таким образом, результаты испытания **рам № 27, 28, 29** показали, что данные рамы соответствуют нормам прочности, жесткости и трещиностойкости. В связи с повышением класса бетона В50 и по результатам испытаний в рабочих чертежах были установлены расчетные нагрузки до 19,6 кН/м.

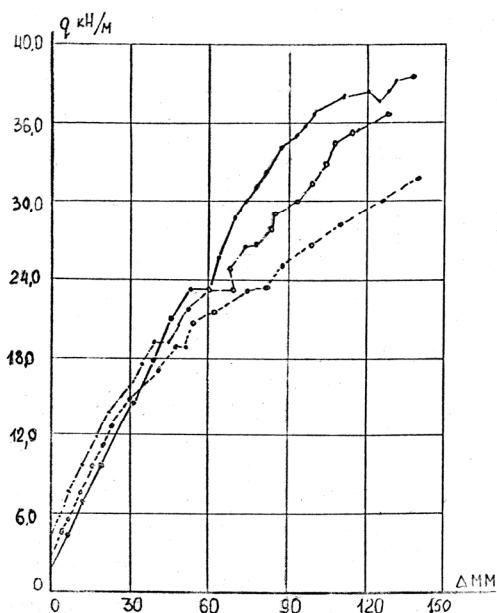


Рис. 3.44. Зависимость перемещения гребня рамы

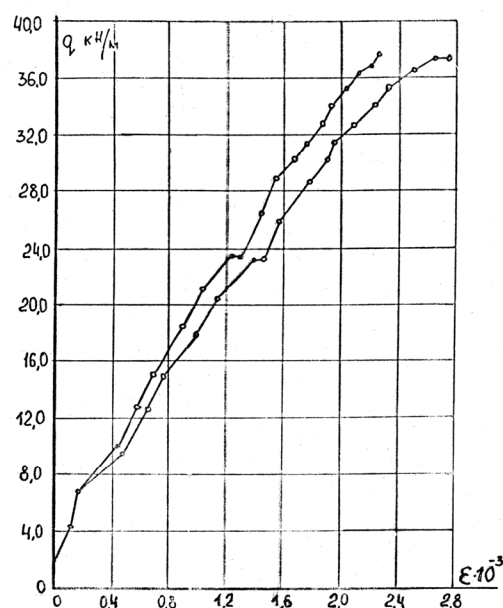


Рис.3.45. Зависимость деформаций растянутой арматуры стояка от нагрузки

Рама № 30 (рис. 3,47) (табл. А.3.6) пролетом 21 м включает две разрезные полурамы таврового сечения, предусмотренные под загрузку каждого ригеля рамы четырьмя сосредоточенными грузами [203]. Испытания рам проводили по схеме рис. 3.9.

При нормативной нагрузке наибольшая ширина раскрытия нормальных трещин в тавровой части ригеля и стойки равна 0,10 мм, что меньше 0,15 мм по ГОСТ [78], а при расчетном – 0,15 мм. В ригеле вблизи конькового узла ширина раскрытия трещин не превышает 0,1 мм. Наклонные трещины на приопорных участках стоек равны 0,5 мм.

Прогиб конька рамы при нормативной нагрузке составляет 48,6 мм или 1/432, что меньше 1/300 по сравнению с требованиями СНиП [177], а при расчетной нагрузке – 64 мм или 1/328 пролета рамы.

Разрушение рамы происходит в тавровой части ригеля рамы вблизи карнизного узла вследствие текучести арматуры в растянутой зоне до начала разрушения сжатой зоны бетона. Прочность бетона ригелей и стоек полурам по результатам испытаний кубов – 54,9 МПа вместо класса бетона В35 класса по проекту, предел текучести арматурной стали 28 мм А-III 392,4 МПа.

Кроме повышенного класса бетона не были соблюдены защитные слои: для сжатой арматуры – 5 мм вместо 35 мм по проекту (боковой защитный слой); для растянутой арматуры – 120 мм вместо 50 мм по проекту. Разрушающая нагрузка больше расчетного в $34,1/19,6 = 1,74$ раз, что объясняется авторами повышенной прочностью бетона ригеля и стоек полурам.

Таким образом, результаты испытания рамы № 30 показали, что данная рама соответствует нормам прочности ($1,74 > 1,25$), жесткости ($1/432 < 1/300$) и не соответствует нормам трещиностойкости ($0,5 \text{ мм} > 0,15 \text{ мм}$).

КНУБА было проведено испытание серии полурам (рис. 1,15, 3,47) на действие постоянной нагрузки, включая собственный вес ригеля и временного (снеговой) нагрузки [63] с характеристиками (см. раму № 40, табл. А.1.4). При этом предусматривались три схемы нагрузки: симметричная нагрузка (снег на обоих полурамах); несимметричная нагрузка (левая полурама, снег слева); несимметричная нагрузка (снег справа, левая полурама).

Сплошная железобетонная полурама № 31 (РЖУ-21-3,6-1) (рис. 1,15, 3,47) (табл. А.3.6) включает прямоугольную стойку сечением шириной 200 мм и высотой от 300 до 800 мм и ригель таврового сечения с переходом в прямоугольный в зоне карнизного узла. Высота сечения ригеля в зоне карнизного узла 750 мм, уменьшается на расстоянии 6,185 м до 300 мм и дальше постоянно 300 мм. Ширина полки тавра 200 мм, толщина стенки 100 мм. Загиб рабочей арматуры проводили на специальном стенде, состоящий из матрицы и пуансона, с помощью механического домкрата. Принятые класс бетона В35 и арматура класса А-III. Полурамы изготавливали в кассетных формах.

Испытания натуральных полурам проводили на специальном стенде (см. рис. 3.15). Нагрузку осуществляли с помощью гидродомкратов, подключенных к маслостанциям. Домкраты устанавливали в местах

опирания 3-метровых в пролете и 1,5-метровых в коньке плит покрытия и симметричные нагрузки моделировали приложением пяти сил вместо четырех, принятых в альбомах рабочих чертежей рам РЖ и РЖС. Жесткость полурам из плоскости, по мнению авторов [63], обеспечивается жесткостью конструкции домкратов, является спорным. Кроме того, авторами отмечено, что при испытании отдельных полурам появляются сложности при моделировании несимметричных нагрузок.

При симметричной нагрузке разрушение полурамы № 31 (табл. Д.3.6) происходит в результате текучести арматуры одновременно в зоне карнизного узла и на расстоянии 1,6 м от конькового шарнира с раскрытием трещин до 0,9 мм. Последнее связано с тем, что отдельный стержень не доведен к коньковому узлу на 1,6 м.

При испытании полурамы № 32 (табл. А.3.6) разрушение происходит в зоне карнизного узла в результате текучести арматуры с раскрытием трещин до 0,9 мм. Разрушение бетона сжатой зоны в обоих случаях не замечено. Превышение разрушающей нагрузки над расчетным в обоих случаях (полурамы № 31,32) – 1,5, что больше 1,25 по требованиям ГОСТ [78].

При испытании полурам № 31, 32 по симметричной схеме загрузки максимальный прогиб ригеля при нормативной нагрузке на расстоянии 1,3 м от конька оказался 85 мм или 1/247 и 79 мм или 1/266 пролета рамы. Прогиб гребня – 70 мм и 78 мм или 1/300; 1/269 пролета рамы.

При испытании полурамы № 33 (табл. А.3.6) по несимметричным нагружениям ширина раскрытия трещин в полурамах составляла 0,1 мм в ригели в 3 м от конькового шарнира и 0,15 мм – в ригели на расстоянии 1,5-2 м от карнизного узла.

Разрушение полурамы № 34 (табл. А.3.6) при испытании по несимметричной схеме загрузки (снег справа) произошло вследствие начала текучести арматуры одновременно в двух сечениях ригеля на расстоянии 1,5-2,0 и 4,5 м от верха карнизного угла с разрушением в первом сечении в

зоне вута ригеля с превышением над расчетным 1,4, что больше 1,25 по требованиям ГОСТ [78].

Таким образом, результаты испытаний **полурам № 31, 32, 33, 34** показали, что они удовлетворяют требованиям норм [78, 177] по прочности (1.5; 1.5; 1.6; 1,4>1,25), жесткости (1/300, 1/269, 1/396, 1/400<1/300), и трещиностойкости (0,15; 0,15; 0,10; 0,15<0,15 мм). Обращает внимание на получение заданного класса бетона В35 вместо В25, соблюдение проектного положения арматуры, качество выполнения ручной электросварки арматурных каркасов полурам. При испытании всех полурам замечено боковое выпучивание ригелей полурам из плоскости нагрузки за счет наличия начального прогиба ригелей и недостаточной жесткости упоров, ограничивающие боковые перемещения [63].

КНУБА (в присутствии автора) проведены испытания четырех **полурам № 35, 36, 37, 38** [20] (рис. 1.15; 3,47) (табл. А.3.6), с характеристиками (см. раму № 40 табл. А.1.4). Испытания полурам проводили по схеме рис. 3.15.

При нормативной нагрузке максимальная ширина раскрытия трещин в ригели в карнизном узле составил 0,15 мм в полурамах № 35 и 0,2 мм в полурамах № 36, 37, 38, что больше контрольного значения 0,15 мм по ГОСТ [78].

Прогиб конькового узла полурам № 35, 36, 37, 38, при нормативной нагрузке равны 80 мм или 1/263; 75 мм или 1/280; 90 мм или 1/233 и 56,5 мм или 1/372 пролета рамы, что близко к требованиям норматива 1 / 300-1 / 250 [177] пролета рамы.

Разрушение всех четырех полурам происходило по нормальному сечению, в результате раздробления бетона сжатой зоны в месте перехода прямоугольного сечения ригеля в тавровое (в вути). Разрушение носило хрупкий характер с потерей устойчивости продольной сжатой арматуры в стенке ригеля. При этом текучесть арматуры не наблюдалась. Коэффициент запаса прочности в полурамах № 37 составляет 1,65, а в полурамах

№ 35, 36, 38 – соответственно 1,4; 1,45; 1,55, что меньше 1,6 по требованиям ГОСТ [78].

Таким образом, за исключением **полурамы № 37, полурамы № 35, 36, 38** не соответствуют требованиям ГОСТ [78] по прочности и трещиностойкости.

Проведенные испытания в КНУБА на крупномасштабных железобетонных моделях полурам РЖУ [49] позволили установить: формирование карнизного узла в значительной степени влияет на прочность и жесткость рам; в статических расчетах при эксплуатационной нагрузке необходимо учитывать деформированную схему рам; пригодность принципа конструирования Т-образного каркаса в стойке прямоугольного сечения.

КНУБА было проведено испытание четырех полурам № 39, 40, 41, 42 (рис. 1.15; 3,47) (табл. А.3.6) с высокими стойками, равными 5,1 и 5,7 м для пролета 18 м [49] с характеристиками (см. раму № 40 табл. А.1.4). Испытания рам проводили по схеме рис. 3.15. Полурамы составные, ригель таврового, стойка прямоугольного сечения. Нагрузку прикладывали по симметричной и несимметричной схемам загрузки (рис. 3.15).

Прогибы полурамы при расчетном длительном действии нагрузки для полурамы № 39 составили 120 мм или 1/150 пролета и для полурамы № 41 – 101 мм или 1/178 пролета рамы, что значительно больше 1/300 по сравнению с требованиями СНиП [177]. Повышенные значения прогибов объясняются повышенной деформативностью рам в связи с наличием высокой стойки, равной 5,1 и 5,7 м вместо 3,6 м.

Разрушение полурамы № 39 происходит вследствие текучести арматуры в стойке вблизи карнизного узла. Коэффициент превышения разрушающей нагрузки над расчетной равна $c = 1,42$, что больше 1,25 по требованиям ГОСТ [78]. В полурамах № 40 – зафиксировано текучесть арматуры в ригеле в зоне положительного момента, $c = 1,48$ что больше 1,25 по требованиям ГОСТ [78]. В **полурамах № 41, 42** разрушение происходит вследствие разрыва рабочей арматуры ригеля на стыке ригеля со стойкой

$c = 1,4$ и $1,5$, что меньше $1,6$ в соответствии с требованиями ГОСТ [78]. КНУБА было предложено усиления конструкции полурам.

3.4. Анализ результатов исследований рам

По результатам проведенных экспериментально-теоретических исследований 42-х трехшарнирных железобетонных рам определена их фактическая несущая способность, жесткость и трещиностойкость, а также соответствие качества изготовления полурам требованиям проекта и действующим нормативным документам.

При испытании трехшарнирных железобетонных рам реализовали различные схемы загрузки: по четыре усилия на полупролёте рамы (рис. 3.9, 3.11) – 20 рам; по восемь усилий на полупролёте рамы (рис. 3.10) – 8 рам; по пять усилий на полураму (рис. 3.13) – 12 рам, по два усилия (стяжка) (рис. 3.25) – 2 рамы.

Равномерно-распределенная нагрузка было заменена четырьмя (восемью) сосредоточенными силами, величину которых принималась из условия равенства изгибающих моментов M , продольных сил N , поперечных сил Q в расчетных сечениях.

Передача внешней нагрузки в виде сосредоточенных сил осуществляли в местах опирания плит покрытия. При симметричной нагрузке расчетные значения достигают усилий в зоне карнизного узла. При несимметричной – вблизи комбинированный узла в зоне положительного момента.

Для увеличения усилий в конструкции полурам при испытаниях при эксплуатационных значениях (нормативные, расчетные) при натурном испытании реализовали огибающие эпюры внешних усилий в наиболее опасных сечениях полурам.

Разрушение 42-х рамных конструкций происходило в ригели (12 рам), или стойке (21 рама) вблизи карнизного узла, или в ригели в зоне положительного момента (6рам), или в карнизном узле (3 рамы) с достижением или текучести в растянутой арматуре в нормальном сечении к началу раздробления сжатой зоны, или раздробление бетона сжатой зоны в

нормальном сечении к началу текучести стали, или разрыв продольной растянутой арматуры (рис. 3.46). Различные схемы нагружения 42-х рам не влияют на результаты их испытания.

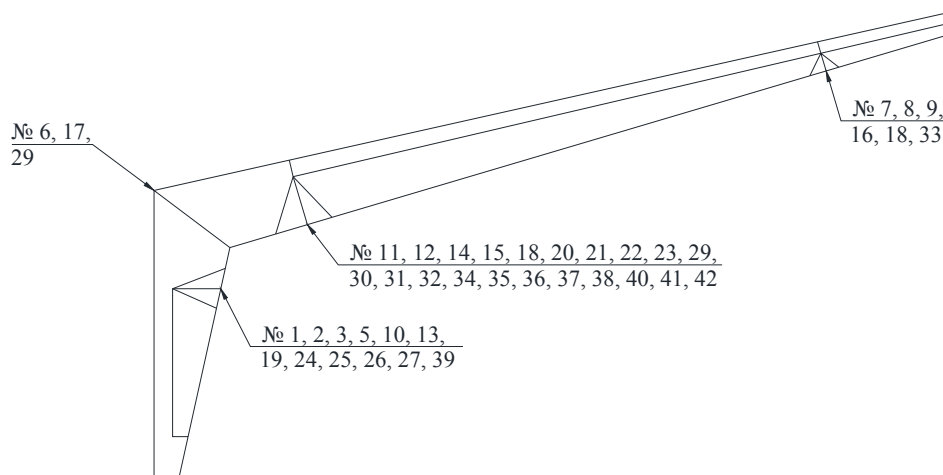


Рис. 3.46. Обобщенная схема мест разрушения 42-х полурам

Анализ 42-х испытуемых рам **по прочности** показало (рис. 3.47), что 34 рамы соответствуют ГОСТ [78]: – по текучести арматуры ($c > 1,25$) – 26 рам; – по раздроблению бетона сжатый зоны ($c > 1,6$) – 8 рам. Рамы № 6, 7, 8, 35, 36, 38, 41, 42 (8 рам) не отвечают требованиям норм [78] потому что:

- при испытании рамы № 6 ($c = 17,5/15,7 = 1,12 < 1,6$) происходит разрушение карнизного узла по месту раскрытия трещины, бетон под гнутой закладной деталью, соединяющий три стержня 22 А-III, сминается, трещина является сквозной [232, 236]. Разрушение происходит в результате раздробления сжатого бетона в карнизном узле под гнутой закладной деталью. Прочность бетона составляет 15,7 МПа против 30 МПа по проекту, что является причиной преждевременного разрушения карнизного узла;

- при испытании рамы № 7 появилось скалывания бетона в зоне комбинированный узла в верхней части по наклонной трещиной левой полурамы ($c = 17,4/13,2 = 1,31 < 1,6$);

- при испытании рамы № 8 ($c = 1,26 < 1,6$) произошло разрушение левой полурамы вблизи конькового узла с наклонным сечением, которое совпадает с наклонными трещинами. Одновременно происходит разрушение правой

полрамы. Трещина разрушения пересекла три хомута, один из которых был оторван от продольной арматуры в месте его соединения электросваркой;

– разрушение полурам № 35, 36, 38 происходит по нормальному сечению, в результате раздробления бетона сжатой зоны в месте перехода прямоугольного сечения ригеля в тавровое (в вуте). Разрушение носило хрупкий характер с потерей устойчивости продольной сжатой арматуры в стенке ригеля. При этом текучесть арматуры не наблюдалась. Коэффициент запаса прочности в полурамах № 35, 36, 38 – соответственно 1,4; 1,45; 1,55 < 1,6;

– разрушение полурам № 41, 42 происходит вследствие разрыва рабочей арматуры ригеля на стыке ригеля со стойкой ($\sigma = 1,4, 1,5 < 1,6$). КНУБА было предложено усиления конструкции полурам.

Анализ 40 испытываемых рам по **жесткости (деформативности)** показало (рис. 3.47), что 38 рам соответствуют СНиП [177], относительные прогибы конькового шарнира меньше $1/300$ пролета рам. Рамы № 39, 41 (2 рамы) не в полной мере отвечают требованиям норм [178], так как относительные прогибы составляют $1/150$; $1/178 > 1/300$ пролета рам.

Анализ 38 испытываемых рам по **трещиностойкости** показало (рис. 3.47), что 20 рам соответствуют ГОСТ [78], ширина раскрытия которых меньше нормируемых 0,15 мм. Рамы № 2, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 18, 20, 21, 22, 23, 25, 26, 30, 36, 37, 38 (18 рам) не отвечают требованиям норм [78]. Из 18 рам 16 рам не соответствуют требованиям норм в карнизном узле (вуты), ширина раскрытия которых составляет от 0,2 до 0,5 мм. Из 18 указанных рам 7 рам соответствуют требованиям норм по ширине раскрытия трещин (0,10–0,15 мм) на уровне растянутой арматуры и 11 рам не соответствуют требованиям норм (0,17–0,22 мм) на уровне растянутой арматуры.

Есть разброс данных по ширине раскрытия трещин, причины которого были описаны ранее. Раскрытие трещин в карнизных узлах уменьшили конструктивными мерами (установка дополнительных сеток, стержней и т.п.).

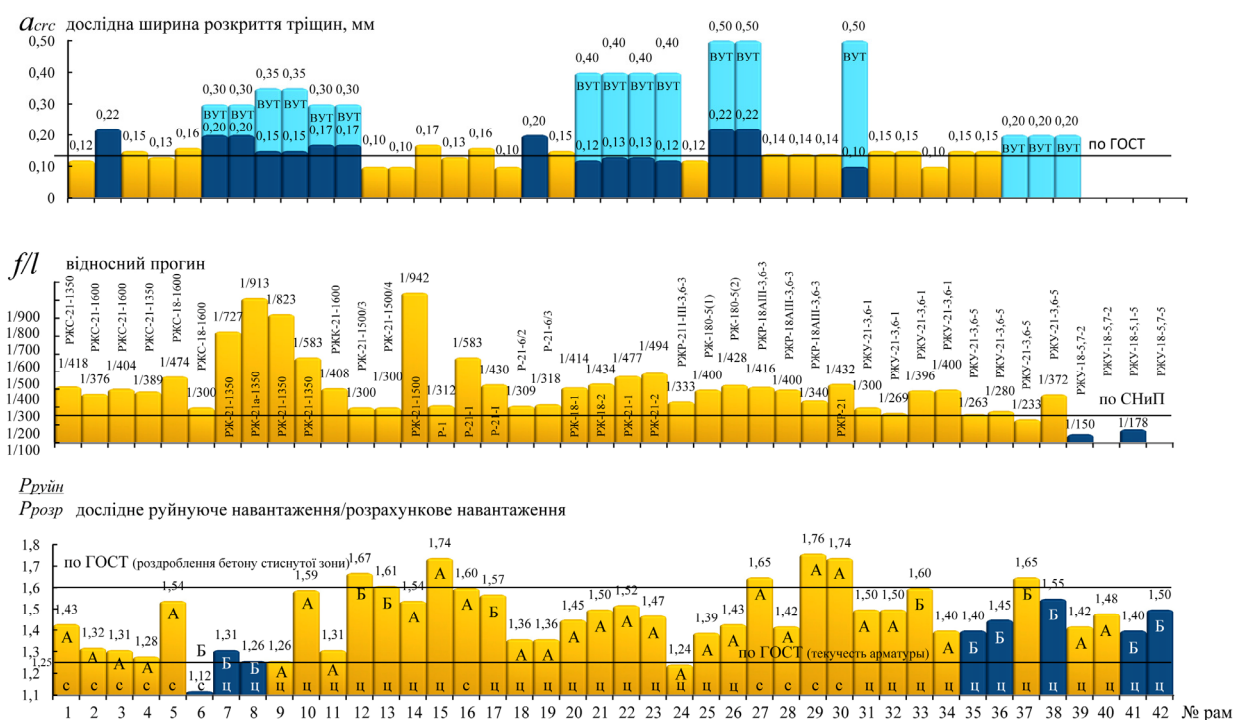


Рис. 3.47. Результаты испытания рам на прочность, жёсткость и трещиностойкость
1, 2, 3 ÷ номера рам по табл. А.3.6:

с – составляющая, ц – цельная;

А – разрушение по арматуре;

Б – разрушение по бетону

— отвечают нормам;

— не отвечают нормам;

— не отвечают нормам (вути)

Всего было проанализированы результаты испытаний 42 рам, в том числе 18 сплошных и 24 составных. В сплошных полурамах узел сопряжения ригеля со стойкой (карнизный узел) армируется достаточно и целесообразность расчетного аппарата определяется результатами испытания в основном сплошных полурам. Поэтому важным является исследование напряженного состояния карнизного узла составных рам на их деформативность.

В составных рамах типа РЖС разрезка осуществлялась в карнизном узле ближе к стойке, а в РЖУ – ближе к ригелю. В сжатой зоне ригель и стойка объединяются с помощью сварки закладных деталей через центровую прокладку. В растянутой зоне – с помощью сварки выпусков рабочей арматуры стойки в РЖС и ригеля в РЖУ к закладным деталям соответственно ригеля или стойки. Отсюда в карнизном узле образовался сухой стык с искусственной трещиной, усилия в котором в растянутой зоне воспринимаются рабочей арматурой, а в сжатой – с помощью закладных

деталей ригеля и стойки. Бетон в работе самого напряженного узла сопряжения ригеля со стойкой рамы не участвует.

Сопоставление результатов испытания составных и сплошных полурам показало, что разрезка в узле сопряжения ригеля со стойкой не дает существенного влияния на прочность, жесткость (деформативность) и трещиностойкость полурам (рис. 3.48). При этом следует отметить, что значение ширины раскрытия трещин в карнизных узлах составных полурам было несколько меньше, чем и сплошных полурамах в связи с наличием одной большой искусственной трещины в сухом стыке карнизного узла составной полурамы.

Испытания 6 полурам (для рам пролетом 9, 12, 18 и 21 м) с высотой стоек 3,6; 4,2; 5,1 м показали, что потеря их несущей способности происходила вследствие достижения текучести стали растянутой арматуры именно в сухом стыке сопряжения ригеля со стойкой [49]. Отсюда, прочность арматурной стали определяют несущую способность составных полурам. Соответственно с ГОСТ [78] коэффициент превышения разрушающих усилий над расчетными при характере разрушения полурам вследствие текучести стали растянутой арматуры должен быть большим 1,25.

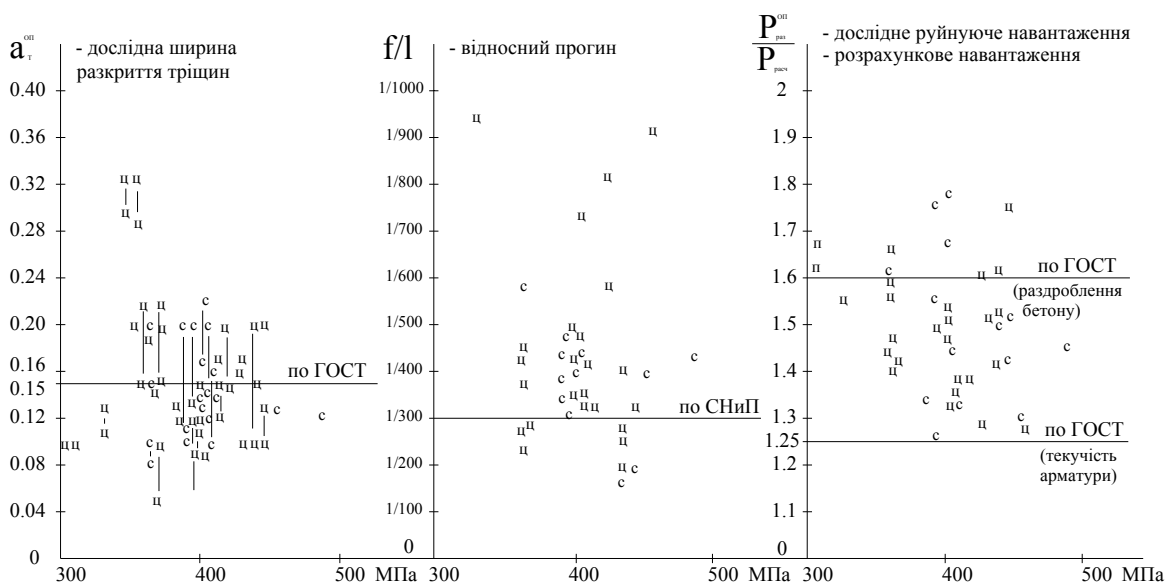


Рис. 3.48. Результаты исследований рам, которые состоят из сплошных и составных полурам, по прочности, жесткости и трещиностойкости в зависимости от напряжения в арматуре: Ц – сплошная полурама; С – составная полурама

Анализ жесткости карнизного узла выполняется сопоставлением испытания сплошных и составных полурам. Как видно из рис. 3.48, перемещения конькового шарнира сплошных и составных полурам при нормативной нагрузке почти одинаковы. Следовательно, наличие сухого стыка в узле сопряжения ригеля со стойкой не имеет существенного влияния на деформативность рам.

Раскрепление ригеля рамы проводили уголками на сварке по длине через 1,5 м в 14 рамах, через 1,8 м (1,92 м) в 2 рамах, через 3,0 м в 11 рамах, всего в 27 рамах. Потери местной или общей устойчивости элементов рамы не наблюдалось. В 12 полурамах раскрепление ригелей через 3,0 м обеспечивалось жесткостью конструкций домкратов (см. схему стенда рис. 3.25), что привело к частичной потере устойчивости ригелей полурам при боковом выпучивании из плоскости нагрузки [63].

3.5. Выводы к разделу 3

1. Разработана эффективная методика и стенды испытания натурных трехшарнирных железобетонных рам пролетом 21, 18, 12 м по схемам, приведено на рис. 3.9, 3.10, 3.11, по которым проверено испытания большинство рам (28 из 42).

2. Результаты проведения экспериментальных исследований 42 трехшарнирных железобетонных рам соответствуют нормам ГОСТ [78] и СНиП [177] по прочности (исключая 8 рам), жесткости (исключая 2 рам), и трещиностойкости (исключая 18 рам). Подтверждена целесообразность методики расчета и принципов конструирования, а также соответствие качества изготовления полурам требованиям проекта и действующим нормам. Предложенные рекомендации по улучшению конструкций полурам и технологии изготовления: установление дополнительных продольных стержней по высоте сечения ригеля и стойки рамы, уменьшение шага поперечной арматуры, установка поперечных сеток и стержней в карнизном узле, которые привели к уменьшению ширины раскрытия трещин до нормированных величин. Все это дало возможность рекомендовать

трехшарнирные железобетонные рамы к внедрению в строительстве в Украине.

3. В результате испытаний 42 трехшарнирных железобетонных рам установлены схемы их разрушения: вблизи карнизного узла (в стойке – 21 рама, в ригеле – 12 рам); в карнизном узле – 3 рамы, в ригеле вблизи конькового узла – 6 рам.

4. Экспериментальное исследование рам РЖ и РЖС показали надежность армирования узла сопряжения ригеля со стойкой с использованием гнутой закладной детали по а.с. № 681168 [5]. Испытания рам показывает, что узел сопряжения ригеля со стойкой (карнизный узел) в составных полурамах с помощью сухого сварного стыка практически не влияет на прочность, жесткость (деформативность) и трещиностойкость рам.

5. Раскрепление ригелей рам через 1,5 и 3,0 м распорками из уголков на сварке не привел к потере местной или общей устойчивости элементов рамы. В то же время следует отметить недостаточную жесткость опор с шагом 3 м в испытательном стенде КНУБА, что привело к частичной потере устойчивости ригелей полурам при боковом выпучивания из плоскости действия нагрузки [63].

РАЗДЕЛ 4

АНАЛИЗ СРАВНЕНИЯ РЕЗУЛЬТАТОВ ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ НА ПК ЛИРА С ДАННЫМИ ЭКСПЕРИМЕНТА

4.1. Особенности деформирования рамных каркасов

В КНУБА проведены специальные опыты [49] по уточнению напряженно-деформированного состояния соединения ригеля со стойкой. Полученные экспериментальные графики напряжения в арматуре сухого стыка с увеличением нагрузки, сопоставлялось с теоретическим, вычисленным из уравнения моментов внешних и внутренних сил относительно центра закладной детали ригеля, расположенного в сжатой зоне. Как видно из графиков (рис. 4.1), опытные и расчетные значения напряжения в арматуре близки между собой, что подтверждает правильность расчетных положений.

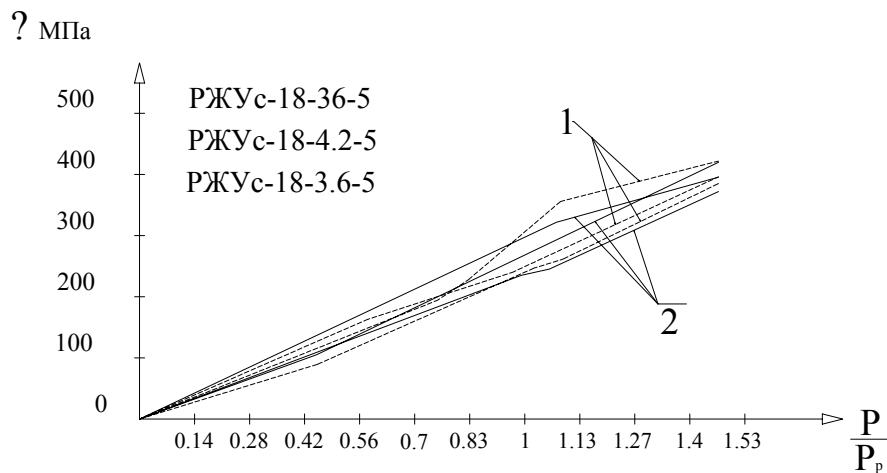


Рис. 4.1. Изменение напряжения в арматуре ригеля полурам в зоне сухого стыка с ростом нагрузки: 1 – опытные значения; 2 – расчетные значения

Очень важным является влияние высоты стойки на деформативность железобетонных рам. Определим факторы, которые ограничивают деформативность ригелей каркасных сооружений их трехшарнирных рам: требования нормальной эксплуатации несущих и ограждающих конструкций, а также технологического оборудования и мобильной транспорта; влияние

деформированной схемы трехшарнирной железобетонной рамы на величину и распределения усилий в элементах рамы.

Некоторые факторы можно условно считать весомыми при перемещении рам: эстетические требования, учитывая, что раму с высотой стойки 5,7 м используют в основном для складов; технологические требования, касающиеся отсутствия кранового оборудования.

Для выявления характера деформирования КНУБА было проведено испытание двух полурам РЖУ-5,7-2 и РЖУ-5,1-5 с высокими стойками 5,1 м и 5,7 м [49]. При этом применяли симметричную схему нагрузки временной нагрузкой, поскольку ей соответствует максимальное перемещение конькового шарнира. Были получены расчетные и экспериментальные значения усилий, рассчитанные по недеформированной схеме. После этого были построены деформированные схемы. Влияние длительного действия нагрузки учитывали расчетным путем. При этом опытные данные перемещений от длительной нормативной нагрузки умножали на коэффициент 2,0, вычисленной по методике норм перемещения от кратковременного и длительного нагрузок.

Анализ результатов сравнения разрушающих усилий, вычисленных по деформированной и недеформированной схемам, обнаружил, что *разрушающее усилие, рассчитанное по недеформированной схеме, от 12 до 27 %, а по деформированной схеме только на 6% больше опытного [49].*

Таким образом, учет деформированной схемы рамного каркаса при расчете его по прочности, жесткости и трещиностойкости более точно отражает его истинное напряженно-деформированное состояние. Повышенную деформативность необходимо учитывать при конструировании комбинированного узла, узлов крепления плит покрытия, вентиляционных шахт, стеновых панелей и т. д.

Как временную меру предложено [49] использовать экспериментально-теоретический метод определения деформированной схемы, предусматривающей получение прогибов от кратковременного временной

нагрузки. Более точным методом является разработка алгоритма получения деформированной схемы, учитывая физическую и геометрическую нелинейность.

С увеличением высоты стояка до 5,1–5,7 м растет деформативность рам, которая дает существенное влияние на величину и распределения усилий в элементах рамы.

Методика определения деформаций, рекомендованная СНиП [177], занижает перемещения рам. Необходимо разработать алгоритм определения деформированной схемы, учитывая физическую и геометрическую нелинейность. Полученные экспериментальные данные о деформативности трехшарнирных железобетонных рам пролетом 12, 18 и 21 м с различными геометрическими параметрами и уровнями эксплуатационной нагрузки является основой для разработки итерационного метода определения усилий в сечениях гибких внецентренно сжатых рамных конструкций.

Проведено определение теоретической несущей способности в соответствии с СНиП [177], но с учетом фактических размеров сечений, схемы каркаса, а также фактической прочности бетона и предела текучести стали, полученных при испытании бетонных кубов и арматурных стержней. При этом эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести растянутой арматуры в данном сечении вычислялся при статическом расчете рамного каркаса по деформированной схеме, то есть с учетом фактического прогиба конька ригеля рамы при нагрузке, близкой к разрушающей. Результаты расчета показали, что опытная разрушающая нагрузка выше теоретической на 2 %, что подтверждает правильность принятой методики расчета.

ЦНИИЭПсельстроем определена теоретическая разрушающая нагрузка исходя из фактической характеристики прочности бетона, арматуры и размеров сечений. Анализ сопоставления с опытными образцами разрушающей нагрузки показал удовлетворительное совпадение, что свидетельствует о правильности методики расчета на внецентренное сжатие

элементов рамного каркаса. Проведенные расчеты рам от сосредоточенной и равномерно распределенной нагрузок также показывают удовлетворительное совпадение эпюр указанных выше усилий.

4.2. Исследование напряженно-деформированного состояния рамы в зависимости от их габаритов

Всего было рассчитано на ПК ЛИРА и проанализированы 30 конструкций рам: 15 рам с наклоном ригелей 0° и 15 – с наклоном ригелей 45° . Из них 10 рам были с высотой стоек 3,3 м, 10 рам – 3,6 м, 10 рам – 6 м и по 6 рам с пролетом 12, 18, 21, 24, 36 м (рис. 4.2).

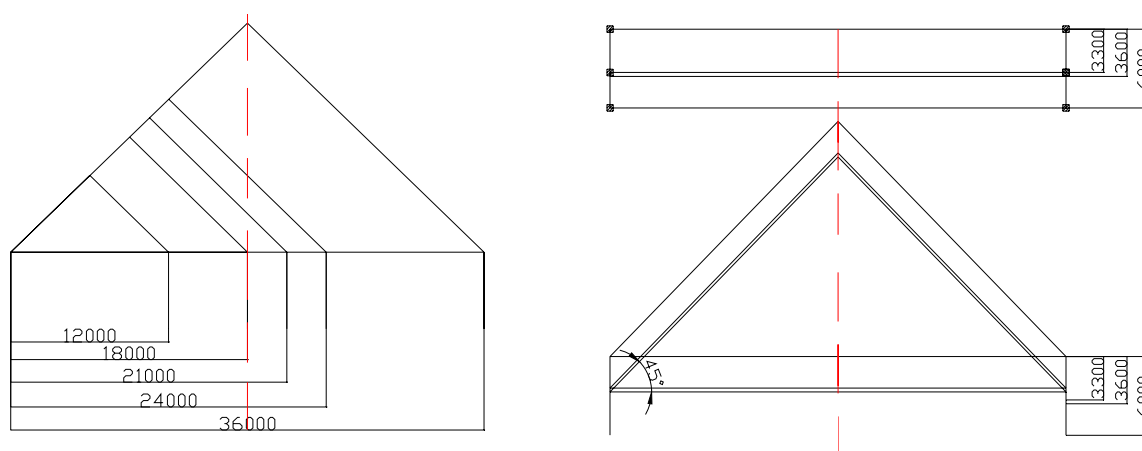


Рис. 4.2. Габаритные схемы рамных каркасов при пролетах 12, 18, 21, 24, 36 м, высоте стоек 3,3, 3,6, 6,0 м и наклона ригелей 0° и 45°

Рассмотрены конструкции железобетонных рам относят к трехшарнирным статически определимым конструкциям. Как известно, шарниры снимают степень статической неопределимости рам, поэтому дополнительные усилия в рамах от воздействия температуры, неравномерной осадки опор, усадки и ползучести железобетона при шарнирном опирании стоек меньше, чем при жестком заделки опор в фундаментах. В силу этого в шарнирных рамах более тяжелые ригели, а стойки имеют переменное сечение с более легкими фундаментами. При бесшарнирных соединениях стоек с фундаментами, ригели более легкие, а стойки имеют большие сечения при более тяжелых фундаментах.

Шарнирные соединения стоек с фундаментами устраивают при слабых и просадочных грунтах, а также при значительных температурных колебаниях, так как такие рамы менее чувствительны к этим явлениям и возможным просадкам опор. Для перекрытий больших помещений находили применения рамы с пролетом до 30–40 м, а применяя предварительное напряжение в арматуре, пролеты можно увеличить до 50 м. При больших пролетах железобетонные рамы обходятся дороже, чем металлические фермы, и объясняется нерациональным соотношением между полезной нагрузкой и значительным собственным весом.

Проведен сравнительный анализ расчетных моментов и усилий рам в зависимости от пролета, высоты стоек и наклона ригелей (табл. 4.1).

Таблица 4.1

Расчетные M , Q , N рам в зависимости от пролета, высоты стойки и наклона ригелей

Пролет рами, м	Высота стойки, м	Уклон ригеля°	M , кНм		Q , кН		N , кН	
			макс.	мин.	макс.	мин.	макс.	мин.
12	3,3	0	0,384	-2,956	1,255	-2,033	0,953	—
		45	0,967	-7,568	1,582	-2,034	0,953	-2,479
	3,6	0	0,384	-2,956	1,255	-2,033	1,0395	—
		45	0,967	-7,568	1,5816	-2,034	1,0395	-2,479
	6,0	0	0,68	-4,994	2,033	-2,033	1,733	—
		45	0,969	-7,57	1,58	-2,33	1,733	-2,49
18	3,3	0	0,864	-6,65	1,882	-1,882	0,953	—
		45	2,176	-17,03	2,373	-3,053	0,953	-3,711
	3,6	0	0,864	-6,65	1,882	-1,882	1,04	—
		45	2,176	-17,03	2,37	-3,052	1,04	-3,711
	6,0	0	1,53	-11,24	3,049	-3,049	1,733	—
		45	2,176	-17,02	2,37	-3,05	1,733	-3,71

Закінчення табл. 4.1

21	3,3	0	1,177	-9,052	2,196	-2,196	0,953	–
		45	2,975	-23,2	2,76	-3,557	0,953	-4,354
	3,6	0	1,177	-9,052	2,196	-2,196	1,04	–
		45	2,975	-23,2	2,76	-3,557	1,04	-4,354
	6,0	0	2,085	-15,29	3,558	-3,558	1,733	–
		45	2,975	-23,19	2,76	-3,558	1,733	-4,354
24	3,3	0	1,537	-11,82	2,51	-2,51	0,953	–
		45	3,876	-30,28	3,16	-4,069	0,953	-4,958
	3,6	0	1,537	-11,82	2,51	-2,51	1,04	–
		45	3,876	-30,28	3,16	-4,069	1,04	-4,958
	6,0	0	2,723	-19,97	4,066	-4,066	1,733	–
		45	3,876	-30,28	3,16	-4,069	1,733	-4,958
36	3,3	0	3,458	-26,6	3,764	-3,764	0,953	–
		45	8,67	-68,04	4,736	-6,105	0,953	-7,378
	3,6	0	3,458	-26,6	3,764	-3,764	1,0395	–
		45	8,713	-68,11	4,742	-6,105	1,0395	-7,426
	6,0	0	6,126	-44,94	6,099	-6,099	1,733	–
		45	8,713	-68,11	4,746	-6,105	1,733	-7,426

Анализ табл. 4.1 показывает, что при пролете рамы 12 м, углу наклона ригелей 45° при изменении высоты стойки с 3,3 м до 6,0 м момент возрастает на 77 % (рис. 4.3), (табл. 4.2).

Таблиця 4.2

Соотношение моментов по высоте стойки (пролет – 12 м, угол – 0°)

Высота стояка, м	3,3	6
$M_{\text{макс}}$, кНм	0,384	0,68
%	100	177

При пролете рамы 12 м, углу наклона ригелей – 45° при изменении высоты стойки с 3,3 м до 6,0 м моменты практически не меняется (табл. 4.3) (рис. 4.4).

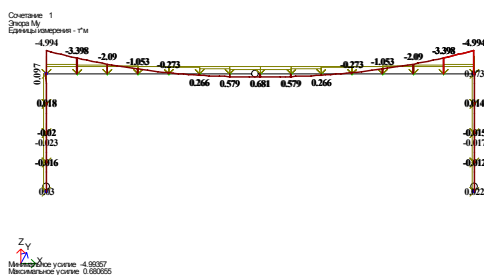


Рис. 4.3. Эпюра моментов M мин при пролете рамы 12 м, высоте стойки 6,0 м, углу наклона 0°

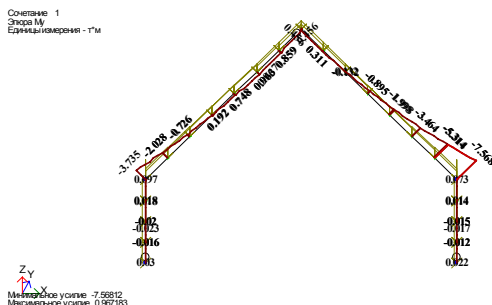


Рис. 4.4. Эпюра моментов M мин при пролете рамы 12 м, высоте стойки 6,0 м, углу наклона 45°

Таблица 4.3

Соотношение моментов по высоте стойки (пролет – 12 м, угол – 45)

Высота стояка, м	3,3	6
$M_{\text{макс}}$ кНм	0,967	0,969
%	100	100

Исследовав процентное соотношение значения моментов в рамах с пролетами 18, 21, 24 и 36м можно отметить, что оно практически совпадает с процентным отношением моментов рамы пролетом 12 м (табл. 4.1).

При высоте стойки рамы 3,3 м, углу наклона ригелей 0° при изменении значения пролетов с 12 м до 36 м моменты $M_{\text{макс}}$ и $M_{\text{мин}}$ растут в 9 раз (табл. 4.4).

Таблица 4.4

Соотношение моментов за пролетом (высота - 3,3, угол – 0°)

Пролет рами, м	12	36
$M_{\text{макс}}$, кНм	0,384	3,458
%	100	900
$M_{\text{мин}}$, кНм	-2,956	-26,6
%	100	900

Проверив другие данные рам с высотой стойки 3,6 и 6 м, а также с наклоном ригелей 45° , можно отметить, что оно практически совпадает с процентным отношением моментов рамы пролетом 12 м (табл. 4.2).

Проведены также исследования по росту поперечных Q и продольных N сил с изменением величин пролетов, высоты стойки и угла наклона ригеля показано на рис. 4.5.

Сравнивая данные, которые получили при расчетах рамы, можно сказать, что с увеличением значений пролета от 12 до 36 м, высоты стояка от 3,3 до 6,0 м и наклона ригелей 0° и 45° растут значения M и Q , как максимальные, так и минимальные (рис. 4.5).

4.3. Особенности пространственной работы рамных каркасов

Как известно, рамные каркасы зданий различного назначения состоят из плоских рамных конструкций и системы горизонтальных и вертикальных связей, конструкций покрытий. Все эти элементы вместе с основными железобетонными рамами обеспечивают пространственную жесткость всего каркаса. Рамные каркасы разделяют по габаритам в поперечном направлении: на однопролетные; двупролетные; многопролётные. Это в основном, связано как с закономерностями определения общих генеральных размеров каркаса, так и особенностями их архитектурно-планировочного решения и внешней выразительности. Одноэтажные однопролетные рамные каркасы чаще всего используют и поэтому разработка эффективных решений таких систем является актуальной задачей в направлении совершенствования их конструктивного решения с целью снижения расхода бетона, стали и стоимости всего здания.

Использование в конструкциях тонкостенных профилей симметричного и несимметричного сечений, раскрепленных другими элементами, привели к изучению пространственной работы тонкостенных элементов и создание теории прочности и устойчивости тонкостенных стержней. Проведенные теоретико-экспериментальные исследования легли в основу существующих нормативных документов в нескольких странах

западной и центральной Европы, а также положены в основу проектирования тонкостенных конструкций известными фирмами-производителями стальных конструкций [29].

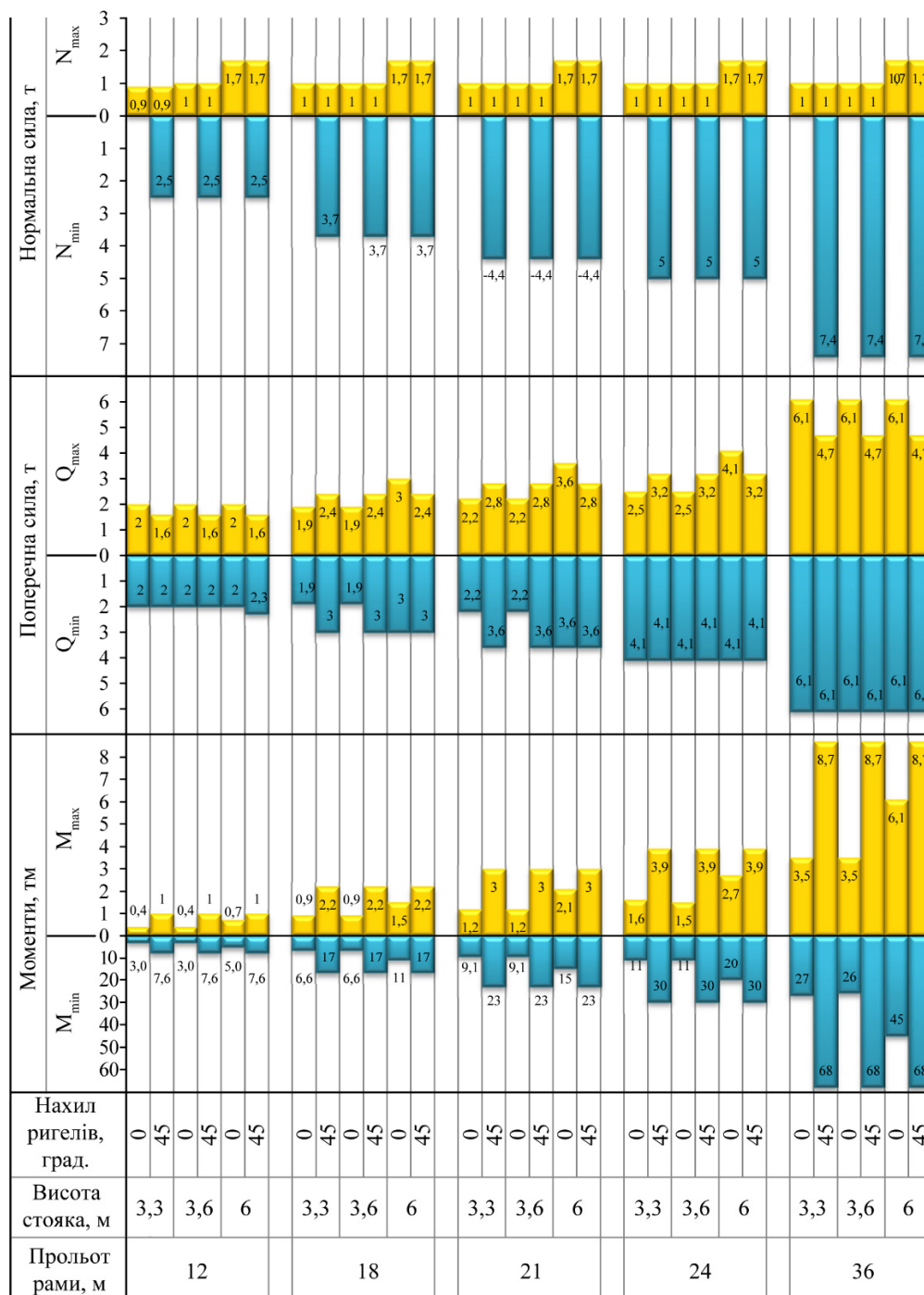


Рис. 4.5. Залежність значень M , N , Q рами від прольоту (12, 18, 21, 24, 36м), висоти стояка (3,3; 3,6; 6,0м), нахилу ригелів (0° ; 45°).

■ - M , N , Q максимум
 ■ - M , N , Q мінімум

Но теоретических разработок, учитывающих конструктивную форму элементов переменного сечения, которые воспринимают не только изгибающий момент, а и продольные сжимающие силы, проведено

недостаточно. Так, мало проведено исследований по устойчивости плоской формы изгиба двутавров с переменной высотой стенки. Отсутствуют также работы по устойчивости сжато-изогнутых колонн и стоек рам с переменной высотой стенки из плоскости действия изгибающего момента [29].

Большинство исследований устойчивости центрально-сжатых стоек со степенным законом изменение момента инерции сечения, посвященные главной задаче – определение расчетной длины таких стержней в зависимости от краевых условий опирания и значение степени изменения изгибной жесткости. Многие ученые при решении указанной консервативной задачи [319, 320] применяют статический критерий устойчивости [321, 322].

Для исследования устойчивости плоских рам хорошо разработан метод сил и метод перемещений. Более широкое применение получил метод перемещений, разработанный М. В. Корноуховым [323, 324]. Удобнее использовать этот метод в канонической форме, которую предложил А. Ф. Смирнов [325, 326, 327]. Метод перемещений хорошо развит для расчета рам из элементов с постоянной жесткостью. На основе метода перемещений получил развитие метод конечных элементов для исследования устойчивости конструкции сложной формы [327, 328, 329]. Однако для рам из элементов постоянно-переменного сечения недостаточно проведения численных исследований с целью обобщения влияния генеральных размеров на устойчивость конструкций из двутавров с переменной высотой сечения. Желательно также для металлических конструкций разработать соответствующую методику определения расчетной длины рам из элементов переменной жесткости основываясь на достижениях строительной механики [29].

Исходя из сложности решения задач устойчивости рам переменного сечения, важным является подход, согласно которому наряду с распространением классических методов (метода перемещений и метода сил) на такие задачи, необходимо развивать и приближенные методики, которые бы дали возможность качественно и количественно оценивать устойчивость

рам в зависимости от формообразующих факторов, таких как угол наклона ригеля, угол наклона стойки, перелом ригеля и тому подобное.

Вопрос пространственной устойчивости элементов переменной жесткости только осваиваются. Накапливаются результаты исследований устойчивости рам по определению коэффициента расчетной длины колонны или стойки в составе рамы, как в плоскости действия изгибающего момента, так и из плоскости его действия. Но задача влияния на устойчивость рам конструктивных факторов из элементов переменного сечения на сегодня остается в общем плане еще окончательно не разработанной, что требует фактически проводить исследования для каждой новой конструктивной формы с целью определения коэффициентов расчетной длины [29].

Было проведено многочисленные исследования пространственной работы трехшарнирных железобетонных рам на конкретном примере.

Определение основных геометрических параметров трехшарнирной рамы. Выставочный зал имеет два пролета по 21 м каждый. Конструктивная схема, которая используется, представляет собой трехшарнирную раму Укрколхозпроект, КНУБА (рис. 4.6, 4.7) с шагом 6м. Длина здания составляет 30 м.

Сбор нагрузок. Нагрузка на здание выставочного зала является: собственный вес конструкций, вес кровли, снеговой и ветровой нагрузки. Нагрузка от покрытия приведены в табл. 4.5.

Снеговую нагрузку рассчитывают в соответствии с ДБН В.1.2-2: 2006 [172]. Киев относится к 5-му району снеговой нагрузки, что составляет 1600 Па. Предельное значение определяется по формуле:

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C = 1 \cdot 1600 \text{ Па} \cdot 1 = 1600 \text{ Па}; \text{ де } \gamma_{fm} = 1, C = 1, S_0 = 1600 \text{ Па}$$

Ветровая нагрузка определяется согласно ДБН [172] – $W_m = 400 \text{ Па}$.

Расчет нагрузок от покрытия

Элемент покрытия	Нормативная нагрузка, Па	Коэффициент надежности	Расчетная нагрузка, Па
Асфальт ($\gamma = 16,6 \text{ кН/м}^3$)	80	1,3	105
Минераловатные плиты ($\gamma = 3,7 \text{ кН/м}^3$)	350	1,3	455
Гидроизоляция Пароизоляция	45	1,3	60
Плита покрытия	2110	1,1	3495
Всего	2900	—	3350

Расчет пространственной рамы в программном комплексе ЛИРА 9.6.

Расчетная схема плоской рамы в программном комплексе ЛИРА 9.6, изображена на рис. 4.7.

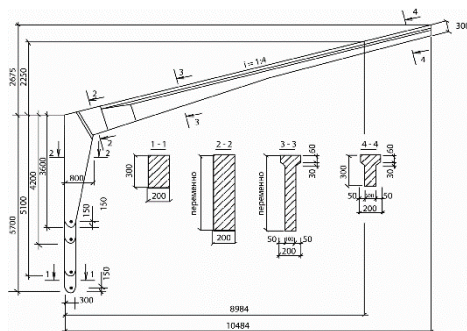


Рис. 4.6. Унифицированная полурама (Укрколхозпроект, КНУБА)

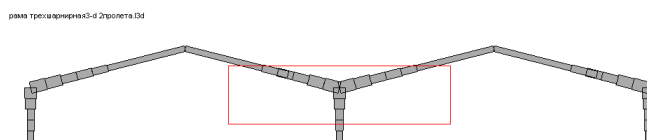


Рис. 4.7. Расчетная схема двухпролетной плоской рамы

Расчетная схема пространственной рамы в программном комплексе ЛИРА 9.6, изображена на рис. 4.8.

Результаты расчета приведены на рис. 4.8–4.13.

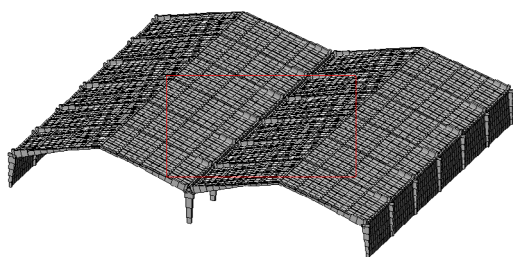


Рис. 4.8. Расчетная схема пространственной рамы

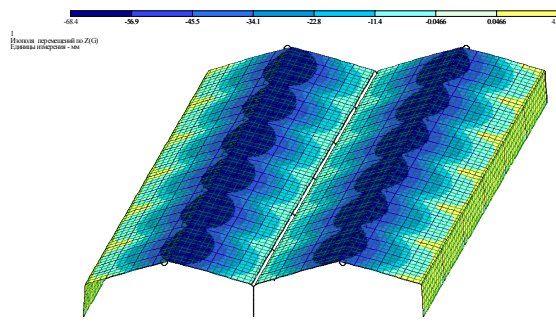


Рис. 4.9. Перемещение рамного каркаса в соответствии по оси Z

Максимальное перемещение составляет 68,2 мм, или 1/307 пролета близко к результатам, которые полученные экспериментальным путем [236].

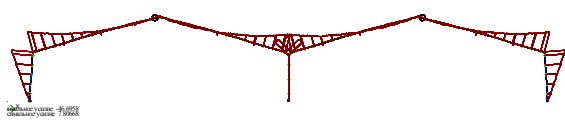


Рис. 4.10. Эпюра изгибающих моментов M_y рамного каркаса

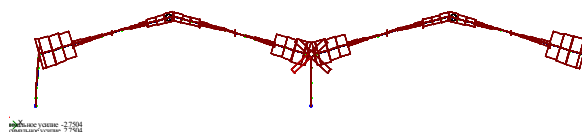


Рис. 4.11. Эпюра изгибающих моментов M_x рамного каркаса

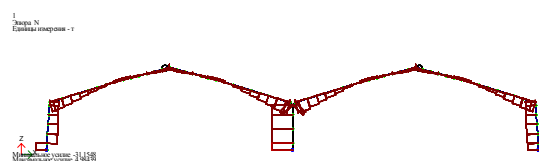


Рис. 4.12. Эпюра нормальных сил N

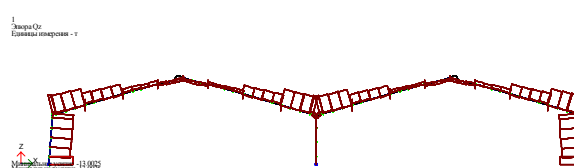


Рис. 4.13. Эпюра перерезывающих сил Q_z

Согласно экспериментальным данным (табл. А.3.6) рама разрушилась в нормальном сечении 2-2 вута ригеля (рис. 4.6). Разрушение определяется раздроблением бетона сжатой зоны, текучести стали не зафиксировано. Нагрузка расчетного соединения усилий РСУ для элемента в сечения 2-2 приведены в табл. 4.6. Результаты расчета рамы совпадают с экспериментом в границах погрешности.

Таблица 4.6.

Нагрузка РСУ для стержня (сечение 2-2, рис. 4.6)

№ сечения	Вид РСУ	Нагрузка в стержне (сечение 2-2)						№ нагрузки
		N (Т)	M_k (Т*М)	M_y (Т*М)	Q_z (Т)	M_z (Т*М)	Q_y (Т)	
1	1	-14,786	0,019	-25,673	-11,750	0,078	0,099	1 2
1	2	-15,507	0,082	-25,565	-11,632	0,152	0,141	1 2 3
1	1	-8,939	-0,057	-17,033	-7,873	-0,031	0,019	1 3
1	1	-11,074	0,083	-17,716	-8,032	0,137	0,116	1 3
1	2	-13,586	-0,044	-24,951	-11,489	0,002	0,054	1 2 3
2	1	-14,786	0,019	-34,605	-11,750	0,003	0,099	1 2
2	2	-15,507	0,082	-34,407	-11,632	0,045	0,141	1 2 3
2	1	-8,939	-0,057	-23,018	-7,873	-0,045	0,019	1 3
2	1	-11,074	0,083	-23,821	-8,032	0,049	0,116	1 3
2	2	-13,586	-0,044	-33,684	-11,489	-0,040	0,054	1 2 3

4.4. Экспериментально-теоретическое исследование железобетонных рам

В главе 3 были приведены экспериментальные данные по прочности, жесткости и трещиностойкости 42 трехшарнирных железобетонных рам [236]. Поставленная задача, оценить методы расчетов на ПК ЛИРА и сопоставить с экспериментальными данными.

ПК ЛИРА позволяет: проверить возможность ее использования для расчета 3-х шарнирных железобетонных рам; набрать опыта из расчета таких рам с помощью программного комплекса; сравнить данные эксперимента с расчетными; проведение численного эксперимента.

Для осуществления расчетов использовали данные из эксперимента 40 рам [236] с различными пролетами, высотами стояков, углами наклона ригелей, со сплошными и составными полурами, с различными классами бетона и арматуры и т.д. (табл. А.1.4). Результаты эксперимента приведены в табл. А.3.6.

Поставленная задача в ПК ЛИРА: рассчитать 40 рам по прочности, жесткости и трещиностойкости и сравнить их результаты с данным эксперимента. Выявить критерии, по которым конструкции не удовлетворяет требованиям норм. На основе всех необходимых данных создали расчетные схемы рамного каркаса (рис. 4.14, 4.15).

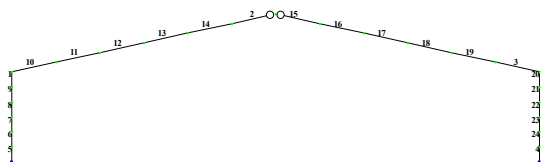


Рис. 4.14. Расчетная схема рамы

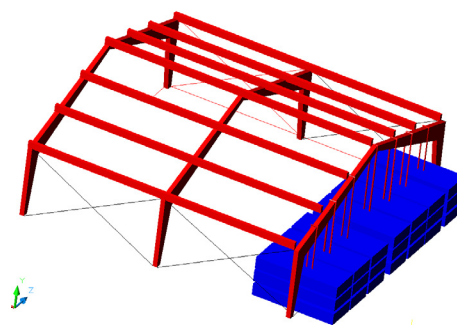


Рис. 4.15. 3D модель для тестирования рамы

Расчет прочности рамы провели с учетом собственного веса, постоянных и временных нагрузок (рис. 4.16, 4.17, 4.18).

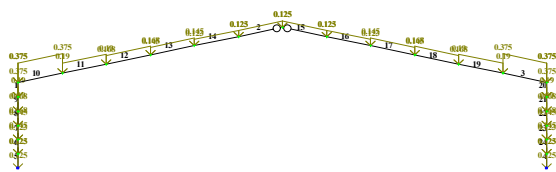


Рис. 4.16. Расчетная схема рамы под воздействием собственного веса

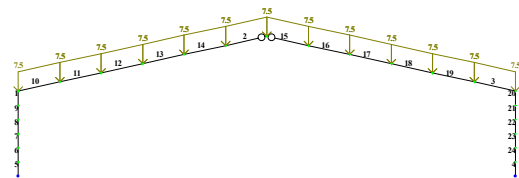


Рис. 4.17. Расчетная схема рамы под воздействием расчетных нагрузок

В результате проведенных расчетов получены эпюры продольных сил N (рис. 4.19), поперечных сил (рис. 4.20), изгибающих моментов (рис. 4.21).

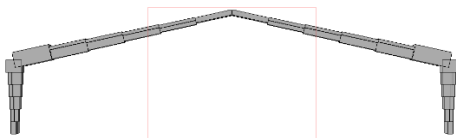


Рис. 4.18. Расчетная схема рамы с учетом жесткости сечений

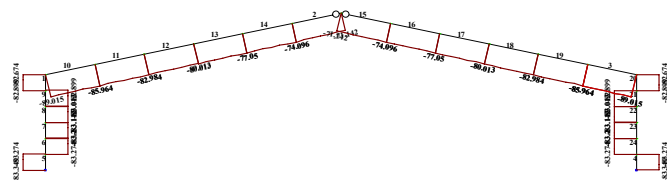
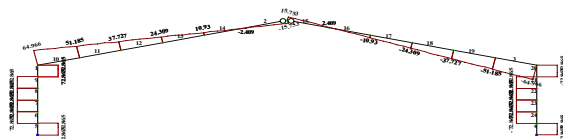


Рис. 4.19. Эпюра продольных сил N



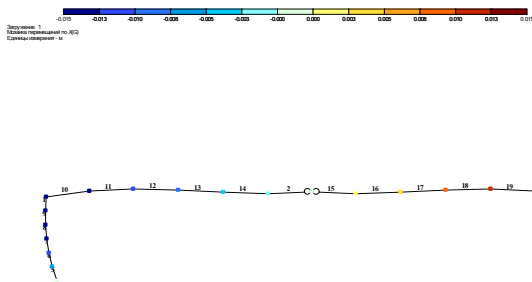


Рис. 4.22. Схема прогиба рамы по горизонтальном направлении X

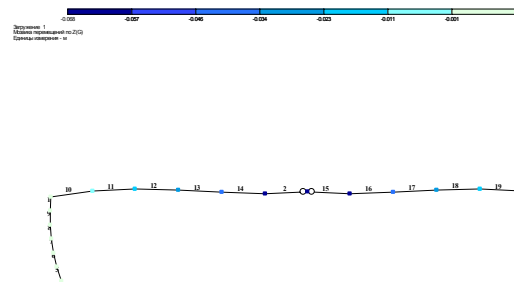


Рис. 4.23. Схема прогиба рамы по вертикальном направлении Z

Расчет по трещиностойкости нормальных и наклонных к продольной оси трещин не должен превышать 0,15 мм при кратковременном нагруженные и 0,3–0,4 мм при длительной нагрузке.

Процент симметричного армирования по длине рамы показано на рис. 4.24. Наиболее опасный сечение рамы приведена на схеме рис. 4.25.

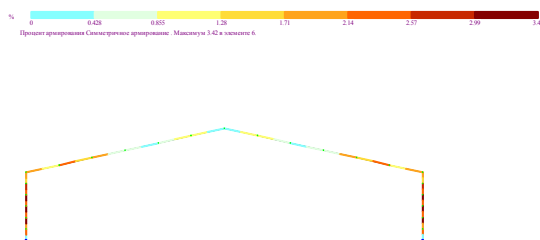


Рис. 4.24. Процент симметричного армирования рамы

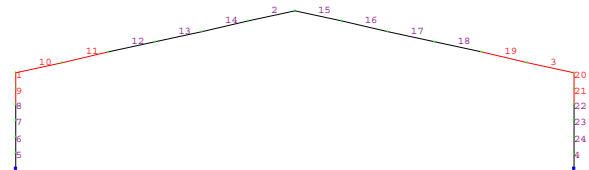


Рис. 4.25. Схема наиболее опасного сечения рамы

Результаты расчета армирования и раскрытие трещин приведены в табл.А.4.7. Сравнение прогибов комбинированного узла рам приведены на рис. 4.26, а сравнение разрушающих усилий рам – на рис. 4.27.

Полученные результаты показывают, что различия между экспериментально-ментальных и расчетными по ПК ЛИРА данным по прочности и деформациям составляет в пределах 10 % (рис. 4.26, 4.27).

На основе сравнительного анализа расчетов рам с экспериментом можно сказать, что современный программный комплекс ЛИРА может быть успешно использовано для расчетов 3-х шарнирных железобетонных рам.

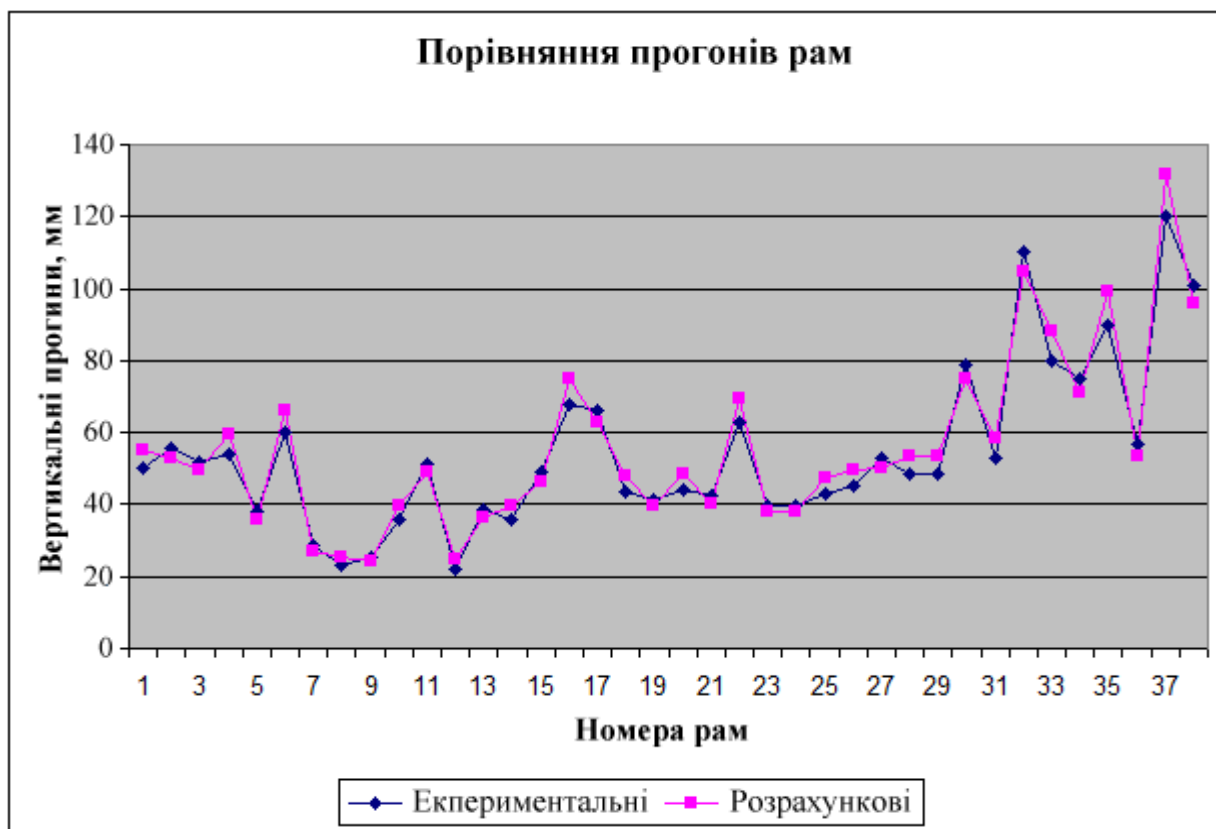


Рис. 4.26. Сравнение прогибов конькового узла рам

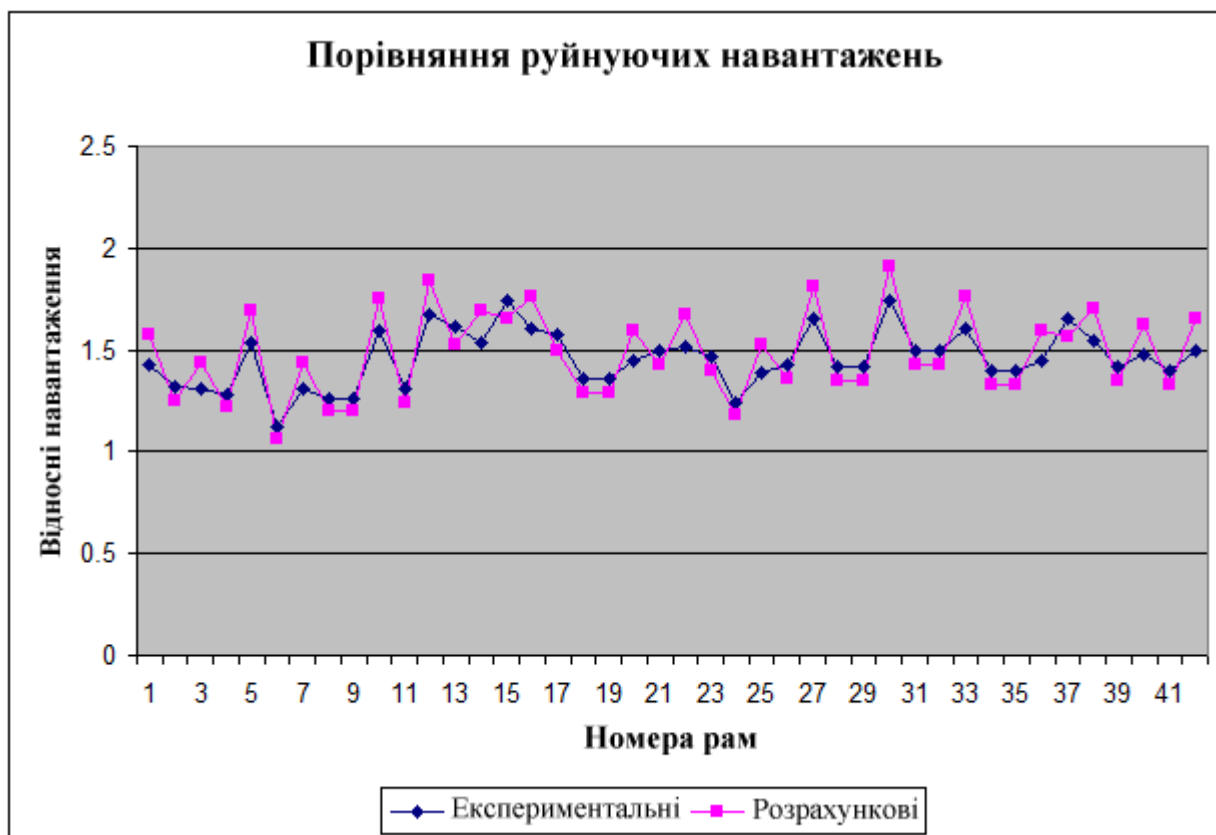
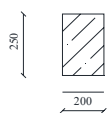
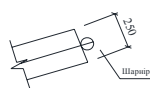


Рис. 4.27. Сравнение разрушающих нагрузок рам

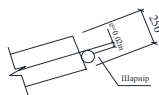
Переріз торця ригеля



Випадок 1



Випадок 2



Випадок 3

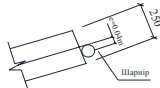


Рис. 4.30. Схема расположения шарнира в коньковом узле: случай 1 ($e = 0$); случай 2 ($e = 0,02$ м) случай 3 ($e = 0,04$ м)

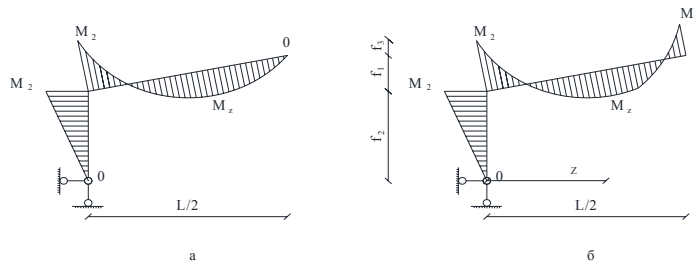


Рис. 4.31. Эпюры моментов в полурамах при расположении шарнира в коньковом узле: а – случай 1 ($e = 0$); б – случай 2 ($e = 0,02$ м); случай 3 ($e = 0,04$ м)

4.5. Напряженно-деформированное состояние конькового узла рамы при сжатии с изгибом

Наиболее широко используются сегодня железобетонные рамы пролетам 12, 18, 21 и 24 м. Рамы состоят из двух Г-образных полурам, шарнирно соединенных с фундаментами и в коньковой узле, которые отличаются формой поперечного сечения ригеля и стойки, конструкции узла ригеля со стойкой, высотой стойки 3,3–6,0 м и другими особенностями.

В данном численном эксперименте проведены исследования напряженно-деформированного состояния конькового узла рамы при сжатии с изгибом однопролетных и многопролетных железобетонных рамных конструкций.

В типовом коньковом узле рамы шарнир запроектирован, как правило, по оси торцов полуригелей, то есть момент в коньковом узле рамы должен быть равен нулю (рис. 4.28). Если сдвинуть шарнир в коньковом узле рамы вниз на 20 или 40 мм, то появляется обратный момент, который разгружает пролетный момент рамы (рис. 4.29, 4.30, 4.31).

Институтом УкрНИИПграждансельстрой (с участием автора) разработана конструкция рамы каркаса здания по а.с. № 1028811 [11]. Рама каркаса здания включает стойки и ригели, которые соединены в коньковом узле шарнирно. Ригели рам в коньковом узле имеют эксцентриситет с

помощью прокладок, центрирующих для восприятия продольных усилий, а шарнирное соединение образовано с помощью труб, объединенных стержнем (рис. 4.29). При этом достигается минимальная металлоемкость конькового узла, простота в изготовлении и монтаже полурам, а также точность их сочетаний.

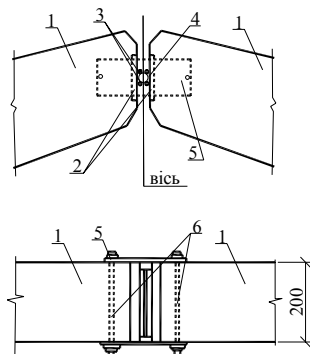


Рис. 4.28. Коньковый шарнир рамы:
1 – ригель полурамы; 2 – отрезок стержня; 3, 4 – торцевые закладные детали; 5 – накладная пластина; 6- болт

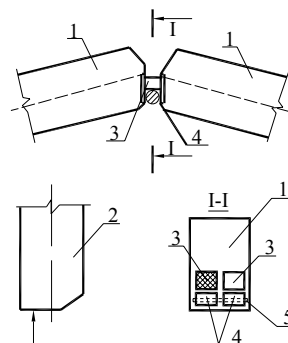


Рис. 4.29. Конструкция конькового шарнира: 1 – ригель; 2 – стояк; 3 – центрирующие прокладки; 4 – отрезки труб; 5 – стержень

На рис. 4.30 приведена схема расположения шарнира в коньковом узле рамы: вариант 1 ($e = 0$); вариант 2 ($e = 0,02$ м); вариант 3 ($e = 0,04$ м). На рис. 4.31 приведена эпюра моментов в полурамах при расположении шарнира в коньковом узле: а – при варианте 1 ($e = 0$); б – при варианте 2 ($e = 0,02$ м), варианте 3 ($e = 0,04$ м).

Исследование конструкции конькового узла рамы, а именно исследование его напряженно-деформированного состояния при сжатии с изгибом для некоторого значения эксцентриситетов имеют важное значение при проектировании рам каркаса зданий. Это одно из основных соединений в раме каркаса здания, которое не только регулирует поведение собственно самого конькового узла рамы, но и влияет на поведение (устойчивость, деформации) ригелей и стоек всей рамы.

В трехшарнирных рамах одним из основных внешних напряжений является изгибающий момент, который изменяется вдоль продольной оси несущих элементов. Создание основных критериев для выбора наиболее рациональной формы трехшарнирной рамы является критерий соотношения

между значениями изгибающих моментов в различных видах поперечных сечений ригелей и стоек.

Расчет трехшарнирной рамы с учетом величины эксцентриситета в шарнирном коньковом узле проводили в ПК ЛИРА. Расчетная конструктивно схема – это статически определимая трехшарнирная рама с пролетом $L = 18$ м и двумя полуригелями, с углом наклона α или соотношением сторон 1:4. Трехшарнирная система состоит из стоек высотой $h_1 = 3,5$ м и общей высотой $H = 5,75$ м. В 1-м варианте величина эксцентриситета $e = 0$, 2-м и 3-м вариантах рассмотрены такие величины эксцентриситетов в коньковом узле $e_1 = 0,02$ м, $e_2 = 0,04$ м соответственно. Сбор нагрузок согласно ДБН В.1.2-2: 2006 [172] имеет такие составляющие: постоянная (собственный вес, вес покрытия) и временная (ветровое и снеговое).

Итак, внедрение эксцентриситета, то есть смещение шарнирного соединения от центра конькового узла вниз на некоторое расстояние эксцентриситета $e = 20\text{--}40$ мм, дает уменьшение величины изгибающего момента в ригелях рамы до 26–27 % по сравнению с конструкцией центрально-сжатого конькового узла рамы (рис. 4.30, 4.31). Наличие эксцентриситета и точный расчет его величины необходимые для оптимальной работы конструкции на сжатие и на изгиб. Величина эксцентриситета позволяет минимизировать возникающие изгибающие моменты в ригелях и стойках рам и уменьшить усилия от действия эксплуатационных нагрузок, которые возникают в узлах стыка ригеля со стояком.

4.6. Результаты расчета пространственного каркаса здания из трехшарнирных железобетонных рам

Виды нагрузки: 1 – собственный вес, 2 - снег, 3 – ветер справа, 4 – ветер слева.

Результаты расчетов приведены на рис. 4.32 4.54.

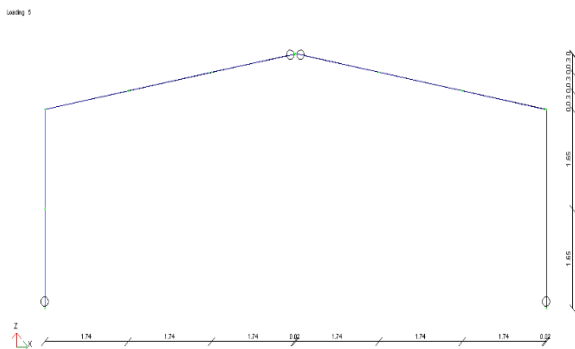


Рис. 4.32. Генерация схемы в ПК ЛИРА.
Плоская постановка

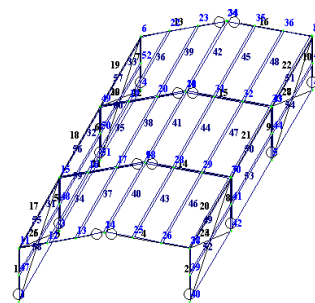
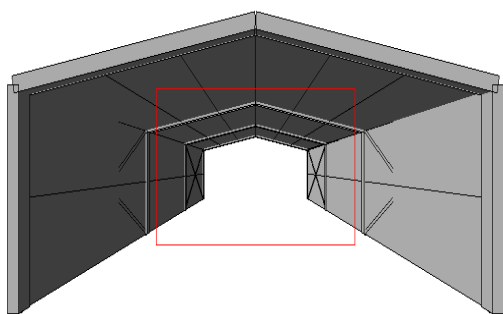


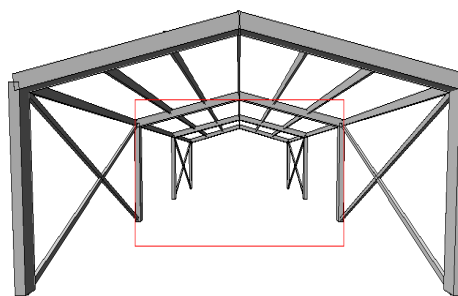
Рис. 4.33. Пространственная расчетная
модель здания в ПК ЛИРА. Каркас из
рам и плит

Загрузка в конечные элементы (3d)



а

покрытие без плит (3d)



б

Рис. 4.34. Продольные связи покрытия рамного каркаса:
а – жесткое покрытие в виде плит покрытия; *б* – нежесткое покрытие в виде ригелей,
прогонов и связей

Загрузка 1

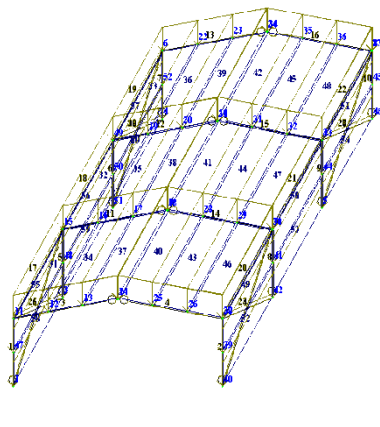


Рис. 4.35. Нагрузка 1 (собственный вес)

Загрузка 2

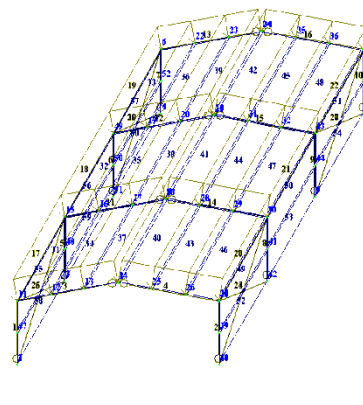


Рис. 4.36. Нагрузка 2 (снег)

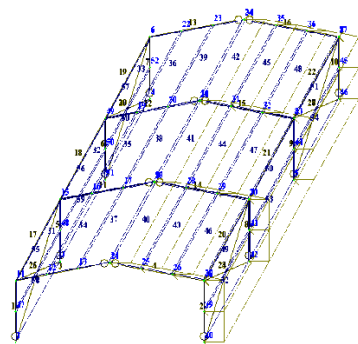


Рис. 4.37. Нагрузка 3 (ветер справа)

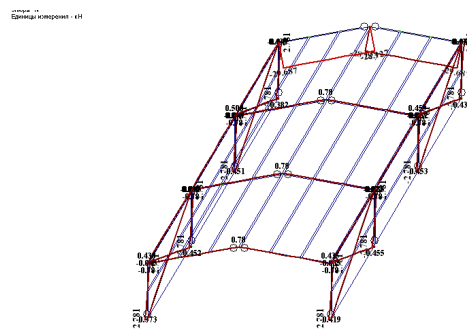


Рис. 4.38. Результаты расчета:
Эпюра N . Нагрузка 1. $N_{\min} = -29,69$ кН,
 $N_{\max} = 2,78$ кН

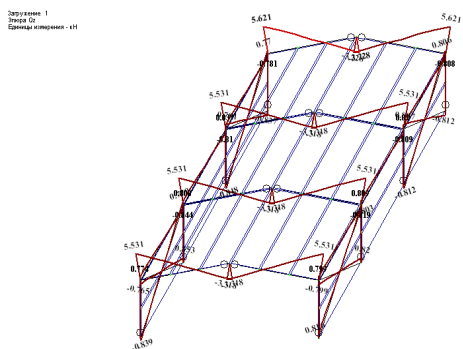


Рис. 4.39. Результаты расчета:
Эпюра Q_z . Нагрузка 1. $Q_{z \min} = -3,32$ кН,
 $Q_{z \max} = 5,62$ кН

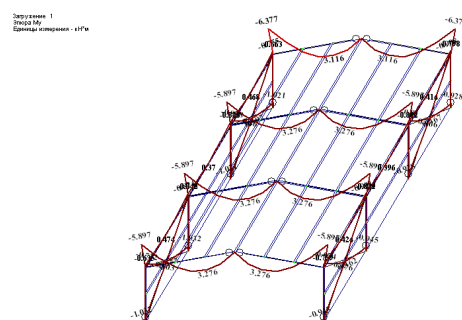


Рис. 4.40. Результаты расчета:
Эпюра M_y . Нагрузка 1.
 $M_{y \min} = -6,38$ кНм, $M_{y \max} = 3,28$ кНм

Примеры нагрузки от собственного веса. Продольная жесткость обеспечивается ригелями и плитами покрытия.

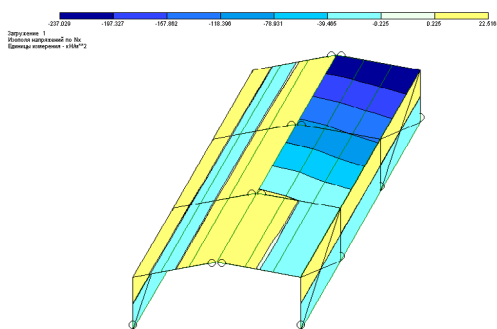


Рис. 4.41. Изополя напряжений N_x :
 $N_{x \min} = -237,03$ кН/м² (голубой),
 $N_{x \max} = 22,52$ кН/м² (желтый)

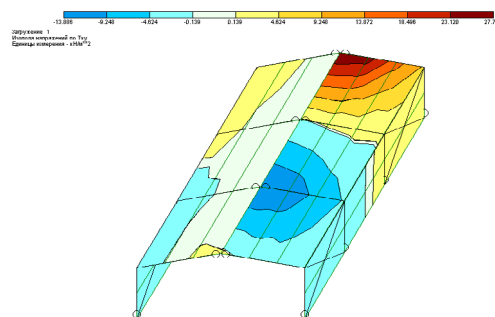


Рис. 4.42. Изополя напряжений T_{xy} :
 $T_{xy \min} = -13,89$ кН/м² (голубой),
 $T_{xy \max} = 27,77$ кН/м² (желтый). В правой
части каркаса мин. макс. напряжения, в
левой – они близки к нулю

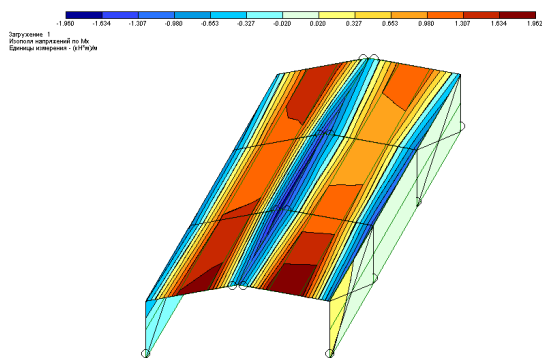


Рис. 4.43. Изополя напряжений M_x : симметричная картина относительно оси Y . Мин. напряжение имеем в гребне покрытия по оси Y

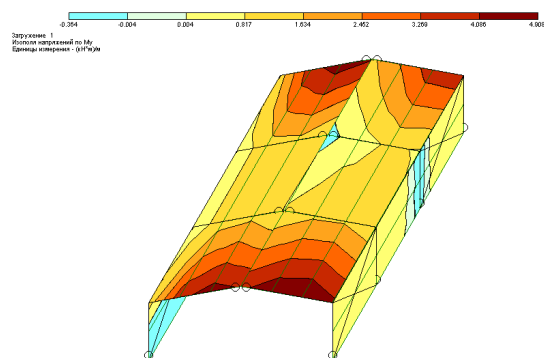


Рис. 4.44. Изополя напряжений M_y : Макс. напряжение $4,9 \text{ кН/м}^2$ в крайних рамах каркаса. В целом изополя симметричны относительно оси X

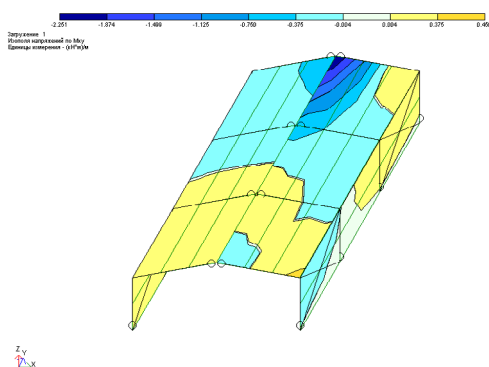


Рис. 4.45. Изополя напряжений M_{xy} . Напряжение имеют волновой характер. Мин. напряжение $-2,25 \text{ кН/м}^2$ в дальнем крае покрытия

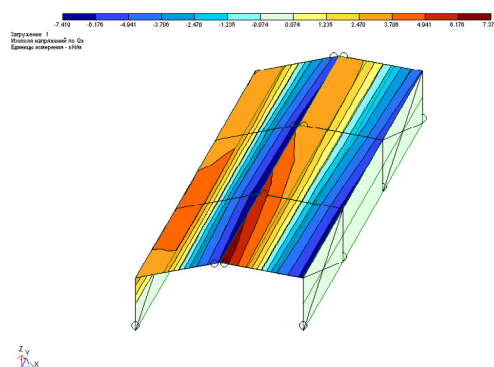


Рис. 4.46. Изополя напряжений Q_x : $Q_{x \min} = -7,42 \text{ кН/м}$, $Q_{x \max} = 7,37 \text{ кН/м}$. в коньке наибольший перепад напряжений

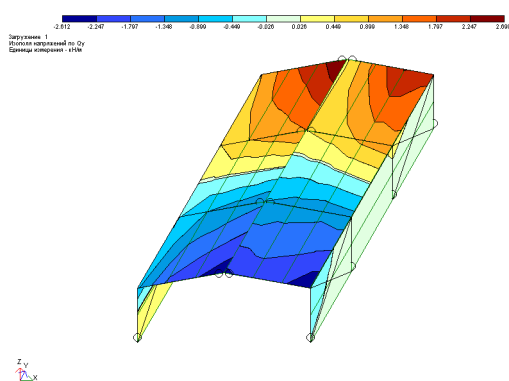


Рис. 4.47. Изополя напряжений Q_y : характер напряжений соответствует симметричности относительно оси X . Мин. и макс. напряжения покрытия у крайних рам

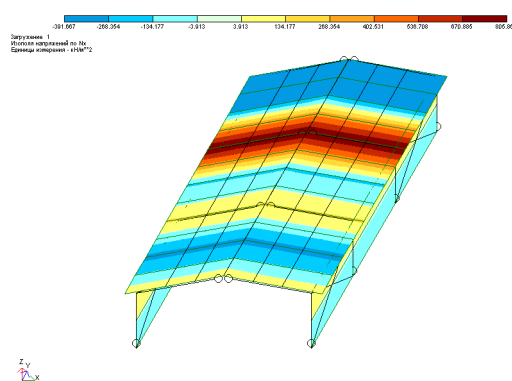


Рис. 4.48. Изополя напряжений N_x : $N_{x \min} = -391,67 \text{ кН/м}^2$ (голубой), $N_{x \max} = 805,89 \text{ кН/м}^2$ (желтый). Макс. и мин. напряжения в верхней части конструкции покрытия

Пример нагрузки от собственного веса. Продольная жесткость обеспечивается ригелями и прогонами покрытия.

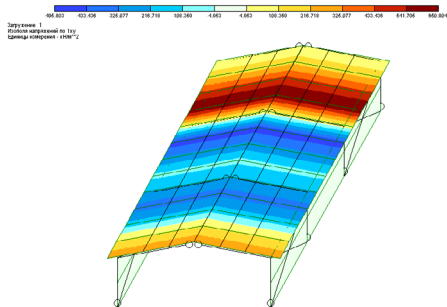


Рис. 4.49. Изополя напряжений T_{xy} :
 $T_{xy \text{ мин}} = -495,8 \text{ кН/м}^2$ (голубой), а
 $T_{xy \text{ макс}} = 650,8 \text{ кН/м}^2$ (желтый).
 Напряжение в покрытии имеют волновой характер

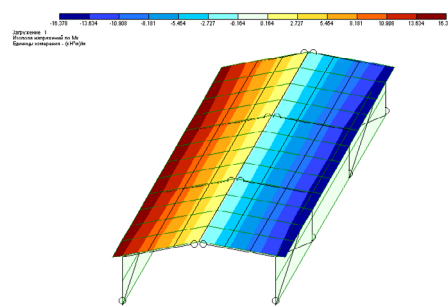


Рис. 4.50. Изополя напряжений M_x :
 симметричная картина относительно конька покрытия. Макс. напряжение в левой части покрытия, а мин в правой. Напряжение M_x в коньке равно нулю

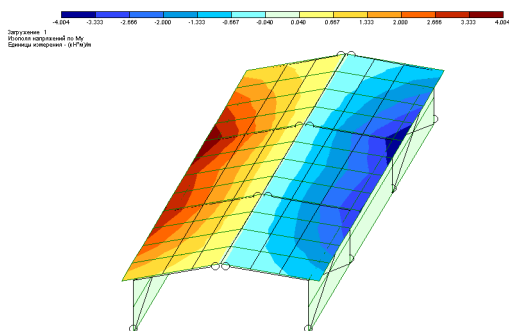


Рис. 4.51. Изополя напряжений M_y :
 Макс. напряжение = $4,0 \text{ кНм/м}$. Мин. напряжение = $-4,0 \text{ кНм/м}$. Наблюдается симметричность относительно оси Y

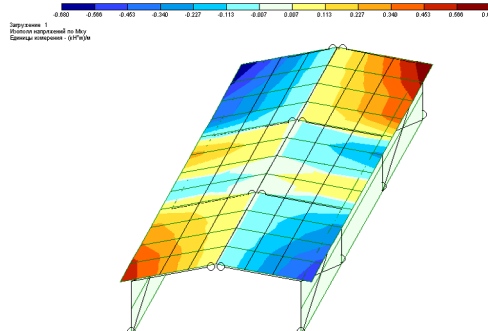


Рис. 4.52. Изополя напряжений M_{xy} :
 Напряжение носят волновой характер. Перепад напряжений небольшой и составляет $1,2 \text{ кНм/м}$

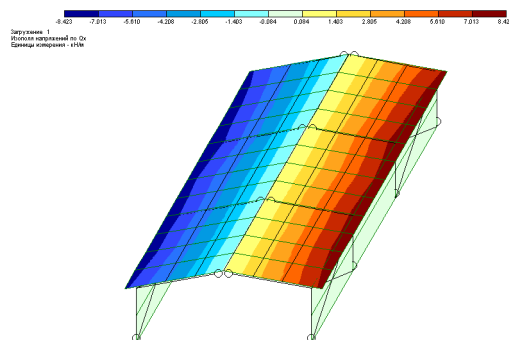


Рис. 4.53. Изополя напряжений Q_x :
 $Q_{x \text{ мин}} = -8,42 \text{ кН/м}$, а $Q_{x \text{ макс}} = 8,42 \text{ кН/м}$.
 Перепад напряжений около 17 единиц, в коньке напряжение близко нулю

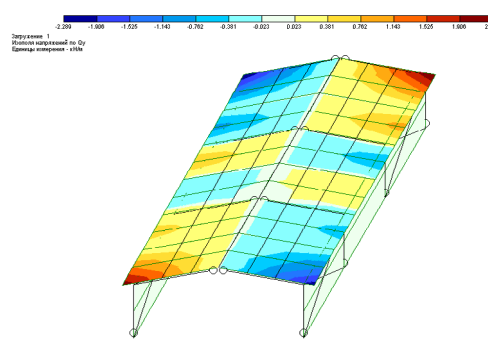


Рис. 4.54. Изополя напряжений Q_y :
 Мин и макс напряжение наблюдаются у краев в соединениях с ригелями рам, перепады напряжений невелики

В результате расчета пространственного каркаса здания из трехшарнирных железобетонных рам на ПК ЛИРА получили макс. и мин. моменты M , нормальные силы N и поперечные силы Q , а также изополя напряжений по осям X, Y, Z при различных комбинациях нагрузок.

Каркас здания представляет собой физическую и геометрическую нелинейную стержневую систему. Физическая нелинейность обусловлена проявлением неупругих свойств железобетона. Геометрическая нелинейность обусловлена наличием конечных деформаций, которые влияют на величину усилий в системе, а также переменным сечением рамных конструкций. Физическая и геометрическая нелинейность тесно связаны между собой и прямо влияют друг на друга.

Нормы [177] рекомендуют выполнять статический расчет рам, образующих эту систему, по деформированной схеме с учетом неупругих свойств железобетона. Такой расчет достаточно трудоемкий и может быть проведен только с помощью ЭВМ. Методы расчета по деформированной схеме разработаны еще недостаточно, особенно в части определения жесткостей, несимметричных относительно плоскости изгиба поперечных сечений, а также симметричных сечений в стадии их работы, близких к разрушению.

4.7. Особенности работы рамных каркасов на сейсмические воздействия

Развитие вопросов строительства, сохранения и восстановления эксплуатационной надежности зданий и сооружений в сейсмических районах или при просадочности оснований актуальны для Украины, в которой примерно на 70 % территории присутствуют лессовые почвы, в т.ч. II типа. Есть на территории Украины и районы с сейсмичностью 7-9 баллов (в Одесской области, Закарпатье и Крыму). При этом с введением в действие новых ДБН [317] нормативно расширилась сейсмичность в баллах по сравнению с прошлыми аналогичными СНиП.

Методы расчета зданий на сейсмические воздействия приведены в работах Айзенберга Я. М., Алексеенкова Д. А., Гольденблат И. И., Егупова В. К., Здоренко В. С., Командриной И. Л., Корчинского К. В., Чингурияна К. В., Мартемянова А. И., Медведева С. В., Полякова С. В., Расказовского В. Т., Напетваридзе Ш. Н., Немчинова Ю. И. [98], Хачияна А. Е. и др.

Заслуживает внимания работа института КазпромстройНИИпроекта (а SU № 1325161 А1) 1987 (рис. 1.37, раздел 1). С целью повышения сейсмостойкости здания каркас образуют жестким креплением стойки и ригеля, а также соединяют шарнирно с фундаментами и между собой в коньковом узле в пролетах. Полурамы устанавливают в плане под углом к поперечным осям каркаса и соединяют жестко между собой металлическими элементами вдоль здания попарно концами ригелей и стойками, которые образуют зигзагообразные в плане пространственные полурамы.

В работе Нгуен Чунг Хоа [95] рассматривают сельскохозяйственные сборно-монолитные здания из Г-образных полурам для сейсмических районов. Разработана и исследована эффективная конструктивная схема сборно-монолитных зданий с Г-образных полурам и армоцементных панелей, которые обеспечивают необходимую прочность и жесткость в сейсмических районах.

Расчеты зданий как пространственных систем позволяет выявить излишние запасы прочности, установить параметры и конструктивные типы зданий путем наиболее полного удовлетворения требований надежности и экономичности. Расчетная схема пространственной системы на сейсмические воздействия принята в виде стержневой системы Г-образных полурам и плоской двухскатной пластины с 42-я сосредоточенными массами [95]. Предложенная методика для определения изгибной и сдвиговой жесткости в плоскости рамы, на основе анализа напряженно деформированного состояния покрытия при использовании ПК ЛИРА и ФЕНИКС.

Установлено [95], что при сейсмических воздействиях величины сжимающих и растягивающих напряжений достигают максимальных

значений в панелях, расположенных по контурным поясам, что позволяет для ее восприятия назначить специальные конструктивные меры в виде обвязывающих балок и специального конструирования карнизного узла.

Установлено [95] также, что при сейсмических воздействиях величины сдвигающих усилий между панелями и ригелями рам достигают максимальных значений в панелях, расположенных по коньковой линии покрытия, позволяющее для их восприятия назначать специальные конструктивные меры (шпонки, сварка выпусков арматуры, обвязка с арматурными каркасами).

Приведенные предложения по конструированию рам [95] при обеспечении необходимой прочности и жесткости в районах с сейсмичностью до 8 баллов:

- специально разработанных Г-образных полурам (наличие шпонок по верху ригеля для обеспечения передачи сейсмических усилий на пространственную систему здания, специальное армирование напряженного карнизного узла, необходимости плавного перехода его прямоугольного сечения в тавровое и т.п.);

- специальных конструктивных мер (образование монолитных обвязочных поясов по контуру покрытия, устройство специальных каркасов и стержней между панелями, отсутствие большого количества сварных стыков в сборном покрытии, исключения работ по обеспечению защиты закладных деталей от коррозии и т.д.).

4.8. Выводы по главе 4

1. Анализ результатов сравнения разрушающих усилий трехшарнирных железобетонных рам, рассчитанных по деформированной и недеформированной схемами, выявил, что разрушающее усилие, рассчитанное по недеформированной схеме, от 12 до 27 %, а по деформированной схеме только на 6 % больше опытного [49].

2. С увеличением значений пролета с 12 до 36 м, высоты стойки с 3,3 до 6,0 м и наклона ригелей с 0° до 45° растут значения изгибающих моментов M и поперечных сил Q , как максимальные, так и минимальные.

3. Полученные результаты расчета 42 рам на ПК ЛИРА и сопоставление их с экспериментальными данными показывают, что различия между экспериментальными и расчетными данным по прочности и деформациям составляет в пределах 10 %. На основе сравнительного анализа расчетов рам с экспериментом можно утверждать, что современный программный комплекс ЛИРА можно успешно применять для расчетов трехшарнирных железобетонных рам.

4. Образование эксцентриситета, то есть смещение шарнирного соединения от центра конькового узла вниз на расстояние эксцентриситета $e = 20\text{--}40$ мм, дает уменьшение величины изгибающего момента в ригелях рамы до 26–27 % по сравнению с конструкцией центрально-сжатого конькового узла рамы. Наличие эксцентриситета позволяет минимизировать возникающие изгибающие моменты в ригелях и стойках рам и уменьшить усилия от действия эксплуатационных нагрузок, которые возникают в узлах стыка ригеля со стойкой.

5. В результате расчета пространственного каркаса здания из трехшарнирных железобетонных рам на ПК ЛИРА получили макс. и мин. моменты M , нормальные силы N и поперечные силы Q , а также изополя напряжений по осям X , Y , Z при различных комбинациях нагрузок.

Каркас здания представляет собой физическую и геометрическую нелинейную стержневую систему. Физическая нелинейность обусловлена проявлением неупругих свойств железобетона. Геометрическая нелинейность обусловлена наличием конечных деформаций, которые влияют на величину усилий в системе, а также переменным сечением рамных конструкций. Физическая и геометрическая нелинейность тесно связаны между собой и прямо влияют друг на друга.

Нормы [177] рекомендуют выполнять статический расчет рам, которые образуют эту систему, по деформированной схеме с учетом неупругих свойств железобетона. Такой расчет достаточно трудоемкий и может быть проведен только с помощью ЭВМ. Методы расчета по деформированной схеме разработаны еще недостаточно, особенно в части определения жесткостей, несимметричных относительно плоскости изгиба поперечных сечений, а также симметричных сечений в стадии близкой к разрушению.

6. Установлено [95], что при сейсмических воздействиях величины сжатых и растягивающих напряжений, а также сдвигающих усилий между панелями и ригелями рам достигают максимальных значений в панелях, расположенных по контурным поясам, а также на коньковой линии покрытия, позволяющее для ее восприятия назначить специальные конструктивные меры в виде обвязывающих балок, специального конструирования карнизного узла, шпонок, сварка выпусков арматуры, обвязка с арматурными каркасами и тому подобное.

РАЗДЕЛ 5

ПРОЕКТИРОВАНИЕ МНОГОПРОЛЕТНЫХ И БЛОКИРОВАННЫХ РАМНЫХ КАРКАСОВ

5.1. Опыт разработки и применения многопролетных и блокированных рамных каркасов

Широкое распространение получило строительство крупных сельскохозяйственных хозяйственных комплексов, что привело к необходимости решения вопросов блокировки железобетонных рамных каркасов и создания многопролетных производственных зданий.

Блокировка зданий способствует рациональному размещению помещений и упрощает их обслуживание, экономит площади плодородной земли, увеличивает полезную площадь производственных помещений, уменьшает затраты на устройство инженерных коммуникаций, что позволяет экономить строительные материалы [137, 151]. Однако возникают осложнения, связанные с освещением и вентиляцией помещений, отводом атмосферных вод и кровли.

Многопролётные здания по своим объемно-планировочным решениям и конструктивным схемам обычно характеризуются многократным повторением однотипных, реже различных пролетов и однообразием конструктивных элементов. Строительство сельскохозяйственных производственных зданий пролетом 18 и 21 м осуществляют путем блокирования каркасов однопролетных зданий одного к одному продольными сторонами или созданием вставок между каркасами шириной 0,5; 3,0; 4,5 и 6,0 м [137]. Например, одесским филиалом института Укрколхозпроект разработан моноблок свинарника на 5000 голов с использованием рамных конструкций пролетом 21 м с соединительной вставкой 6 м и с облегченным покрытием [151]. Вставка представляет собой стоечно-балочную систему, колонны которой опираются на фундаменты под рамные конструкции (рис. 5.1, а, б). Водоотвод с кровли – внутренний. По

сравнению с стоечно-балочной системой расходы железобетона на моноблок уменьшаются вдвое, а затраты труда на монтаж – в 1,35 раз.

В проекте свинарника на 1000 голов, разработанном тернопольским филиалом Укрсельхозпроект, поперечник здания представляет собой решение в виде двух одинаковых рамных каркасов пролетом 21 м, соединенных трехметровой вставкой. Разница в том, что покрытие вставки предусмотрено с использованием плит ПНС-3 размером 3×6 м, опирающиеся непосредственно на закладные детали стоек железобетонных рам (рис. 5.2).

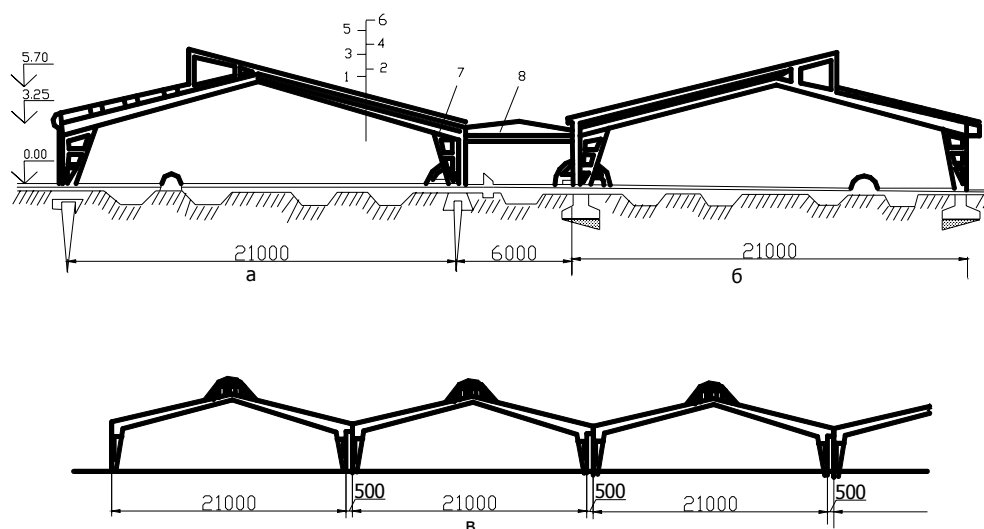


Рис. 5.1. Поперечное сечение моноблока в рамных конструкциях:

- a* – вариант со свайным фундаментом; *б* – вариант с фундаментом стаканного типа;
- в* – вариант со спаренными стойками; 1 – железобетонный ригель;
- 2 – железобетонный прогон; 3 – асбоцементные волокнистые листы;
- 4 – утеплитель; 5 – деревянная леса; 6 – асбоцементные волокнистые листы;
- 7 – решетчатая рамная стойка; 8 – железобетонная панель; 9 – башмак стаканного типа; 10 – короткие забивные пирамидальные сваи

В ровенском филиале института Укрколхозпроект разработан аналогичный проект молочной фермы на 1200 голов. Поперечник здания представляет собой два рамных каркаса пролетом 18 м по типовой серии 1,800-2, соединенных вставкой шириной 3 м [139]. Покрытие вставки состоит из железобетонной балки (перемычки СУ-30), плиты ПР-30-1, битумной пароизоляции, утеплителя – пенобетона со средней плотностью 400 кг/м³, трех слоев рубероида на цементной стяжке и защитном слоя гравия. Покрытие по железобетонным рамам состоит из железобетонной плиты ПР-

30-1, пароизоляции битумной, минераловатной полужесткой плиты средней плотности 150 кг/м^3 и асбестоцементных листов УВ.

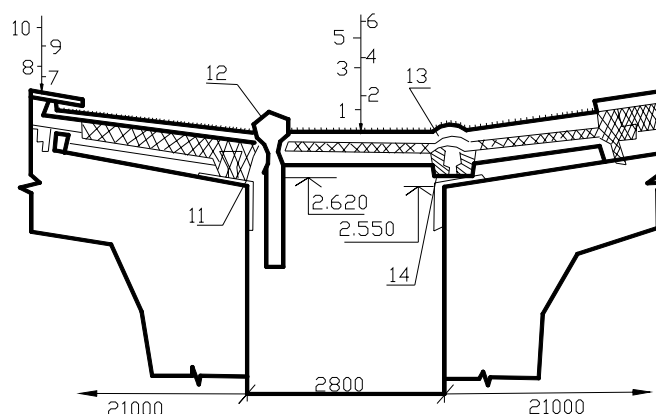


Рис. 5.2. Поперечное сечение вставки блокированного рамного каркаса:
 6 – слой гравия, утопленного в битумную мастику – 10; 7 – железобетонная полурама; 8 – волнистый асбестоцементный лист УП; 9 – утеплитель; 10 – железобетонная плита ПСП-3–300; 2 – пароизоляция – один слой рубероида; 3 – утеплитель – полужесткие минватные плиты плотностью 150 кг/м^3 – 100; 4 – стяжка, армированная сеткой – 30; 5 – пять слоев рубероида на битумной мастике; базальтовое волокно плотностью 70 кг/см^3 ; 10 – волнистый асбестоцементный лист УП; 11 – подливка раствора; 12 – воронка с шагом 1350; 13 – деформационный шов; 14 – пластмассовая прокладка из тефлона

Крымским филиалом института Укрколхозпроект разработан проект комплекса по производству молока на 1000 коров. Моноблок представляет собой пятипролетный поперечник в рамных конструкциях, каждый пролетом 21 м, причем стойки полурам РЖС-21-1350 отстоят друг от друга на 0,5 м (рис. 5.1, в). Конструкция покрытия выполнена с использованием железобетонных прогонов. Аналогичное конструктивное решение имеет многопролетных рамный каркас, который используют на участках со значительным уклоном (рис. 5.3, а), причем стойки рамы размещены в разбег.

Одесским филиалом института Укрколхозпроект предложено конструктивное решение 3-х пролетных рамного каркаса с пролетами 21 м из составных ригелей и стоек (рис. 5.3, б).

Львовский филиал института Укрколхозпроект разработал проект многопролетного здания животноводства по схеме, приведенной на рис. 5.4. Многопролетных рамный каркас состоит из железобетонных полурам типа

РЖС, соединенных между собой вставками. Следует отметить, что использование полурам типа РЖС в многопролетном каркасе по указанной схеме (рис. 5.4.) требует расчетных технико-экономических обоснований, которые подтверждают возможность и целесообразность их использования в рассматриваемом каркасе здания.

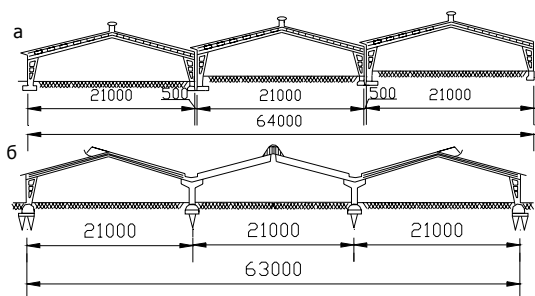


Рис. 5.3. Блокированные и многопролётные здания с каркасом из сборных железобетонных рам:
а – на площадке с значительным уклоном; *б* – на ровной площадке

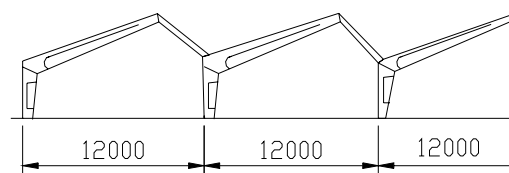


Рис. 5.4. Схема каркаса многопролетных зданий

Анализ конструктивных решений блокированных рамных каркасов со вставкой показывает, что несущая конструкция покрытия вставки, как правило, решается с использованием железобетонных плит и опирается непосредственно на закладные детали стойки полурам, на отдельно стоящие колонны. В целом конструктивное решение здания с использованием блокированных рамных каркасов при помощи вставок заслуживает использования в практике сельскохозяйственного строительства, когда это соответствует технологии содержания животных и птиц.

Вместе с тем следует отметить, что еще не в полной мере решены вопросы водоотвода с кровли таких зданий, не отработаны конструкции фонарей, неудовлетворительно решаются вопросы освещения вставок между пролетами, при блокировании рамных каркасов имеет место повышенный расход материалов.

Совершенствование технологии содержания животных и птицы вызывает необходимость создания одноэтажных многопролетных зданий по

типу промышленных. Существует несколько проектных предложений по конструктивному решению таких сооружений.

Разработанная конструкция [77] пятипролетной железобетонной рамы с пролетом 24 м (рис. 5.5). Конструкция рамы состоит из железобетонных стоек, установленных в башмаки с развитой подошвой и ригелей таврового сечения, шарнирно соединенных между собой в коньковом узле. Сравнение технико-экономических показателей на 1 м^2 площади многопролетных рамного статически неопределенного каркаса по сравнению с трехшарнирными рамами выявило экономию [77] по расходам арматурной стали на 5 %, бетона на 23 %, стоимости на 15 % и приведенных затрат на 12,6 %.

Особенностью конструктивного решения рамы является узел сопряжения ригеля с колонной. Передача усилий в узле проводится в сжатой зоне с помощью гнутых закладных деталей на сварке, в растянутой – с помощью накладной пластины также на сварке. Наличие опорной части ригеля уменьшает усилия растяжения в накладной пластине, а стык ригеля с колонной, который регулируется, дает возможность строительства объектов как на горизонтальных, так и на наклонных площадках [18, 77].

Шаг рам – 6 м, высота от фундамента до верха крайней колонны по внешней грани – 3,25 м. Два пролета железобетонного рамного каркаса из пяти были испытаны НИИЖБ. Однако, принятые конструктивные решения многопролетных рамы с жестким защемлением стоек в фундаментных башмаках в крайних пролетах привело к значительному развитию подошвы фундамента – до 3,5 м в плоскости рамы. Узел соединения ригеля со стойкой не является технологичным. Конструкция должна быть более детально исследована.

Институтом Оргпромстрой (г. Тула) разработана конструкция многопролетного рамного каркаса сельскохозяйственного производственного здания с пролетом 13 м (рис. 5.6). Стойки жестко монтируются в фундаменты и имеют развитые консоли. Ригель – ломаный, соединяется со стойкой в зоне действия минимальных изгибающих моментов.

В аналогичном решении для соединения и стыковки сборных конструкций за рубежом используют в основном болтовые соединения, отличающиеся большой простотой (Франция, Англия, Бельгия). Так, например, во Франции для покрытия складов используют сборную двухпролетную раму с пролетами 24,6 м и собирают ее из пяти элементов:

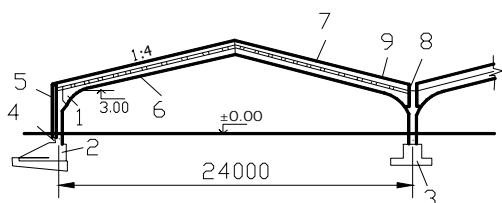


Рис. 5.5. Поперечное сечение здания:
1 – рама; 2 – крайний фундамент;
3 – средний фундамент;
4 – фундаментная балка; 5 – стеновая панель; 6 – прогон; 7 – покрытие;
8 – лоток внутреннего водостока;
9 – свето-аэрационный фонарь

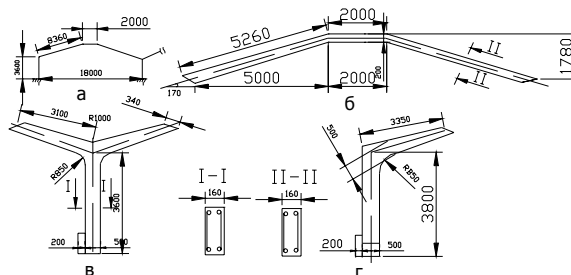


Рис. 5.6. Многопролетных рамный каркас: а – геометрическая схема;
б – ригель Р-18; в – стойка С-21,24;
г – стойка С-15,18

двух крайних Г-образных стоек, центрального Т-образного стояка и двух двускатных ригелей [139]. Болтовые стыки размещены в местах минимальных изгибающих моментов. Стойки рам устанавливают в фундаменте стаканного типа. Для укладки прогонов в верхней поверхности ригелей предусмотрены необходимые пазы.

Трестом Укроргтехсельстрой разработаны конструктивные схемы сельскохозяйственных производственных сооружений [79]. На рис. 5.7, а приведена схема многопролетного железобетонного рамного каркаса с пролетами 18 и 21 м. На рис. 5.7, б показаны железобетонные полурамы, устанавливаемые на стойки, образуя шедовые покрытия с пролетами 12 м.

Аналогичное конструктивное решение каркаса приведены в работе [86]. На рис. 5.8 показан поперечный разрез такого здания. Конструкция каркаса принята с шедовыми железобетонными полурами и деревянным вентиляционным покрытием.

В Англии применяют универсальную конструкцию многопролетного здания из сборных железобетонных элементов [86] (рис. 5.9). Узловые соединения выполняют на болтах и допускают различные комбинации сборных элементов. В Англии получили также широкое применение многопролётные здания с несущими рамными конструкциями [86]. Рамы пролетами от 4,57 до 21,34 м состоят из стоек и ригелей прямолинейного и ломаного вида.

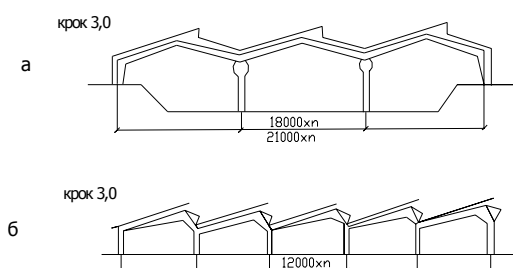


Рис. 5.7. Конструктивные схемы многопролетных зданий:
а – многопролетный рамный каркас;
б – шедовые покрытия

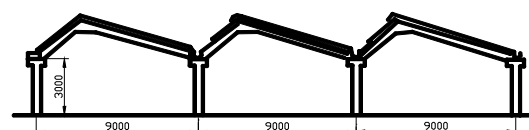


Рис. 5.8. Поперечный разрез многопролетных зданий

Стойки рам многопролетных зданий предусматривают две консоли. Кровлю в таких зданиях выполняют из волнистых асбестоцементных листов с утеплителем из стекловаты.

Возможно использование предварительно напряженной арматуры в элементах железобетонных конструкций. В качестве примера приведены конструкции сопряжения предварительно напряженных ригелей (рис. 5.10) итальянской фирмы Метекно, имеющих разрез в местах сопряжения линейных элементов (ригелей и стоек).

Соединение ригелей со стойкой предусматривают в растянутой зоне на болтах, в сжатой – на сварке закладных деталей. Конструкция рам фирмы Метекно предусматривает устройство плоской кровли.

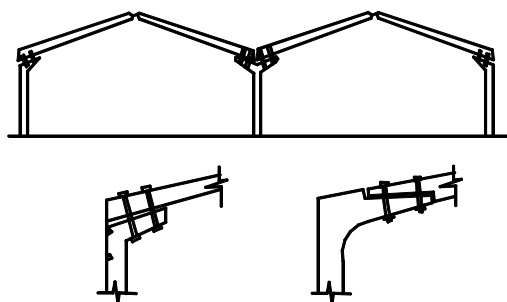


Рис. 5.9. Универсальная конструкция каркаса из сборных железобетонных элементов с узловыми соединениями на болтах (Англия)

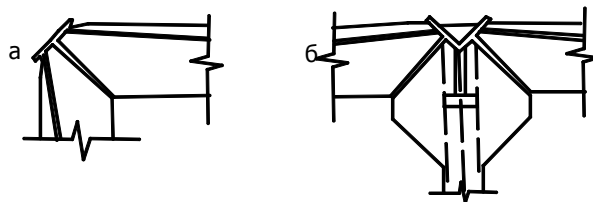


Рис. 5.10. Узел сопряжения предварительно напряженных ригелей со стойкой (Италия):
а – узел крайней стойки; б – узел средней стойки

Днепропетровским филиалом института Укрколхозпроект и НИИСП проведено определение эффективности конструктивного решения многопролетных железобетонных рам с пролетом 18 м без вставок для размещения животных в моноблоке молочной фермы без привязи боксового содержания. При этом предполагается одновременно с проектированием многопролетных рам решить основные конструктивные узлы и детали моноблока с рамным каркасом. Покрытие предполагается выполнять из плит ПР-4,5, кровлю – асбестоцементную вентилируемую. Стеновые ограждения – из крупноразмерных панелей. Фонари – металлические с применением стеклопакетов.

Конструирование рамы предполагалось выполнить на реальные нагрузки с расчетом принятых решений по конструкциям ограждения и решению основных узлов кровли и покрытия.

Запроектированы элементы многопролетных рам крайнего ряда, полурама среднего ряда и балка-ригель, позволяющей компоновать сооружения из 2-х, 3-х, 4-х и более пролетов (рис. 5.11, вар. № 2). По необходимости строительства зданий с большим количеством пролетов проводят блокировки многопролетных рам с устройством деформационного шва между ними.

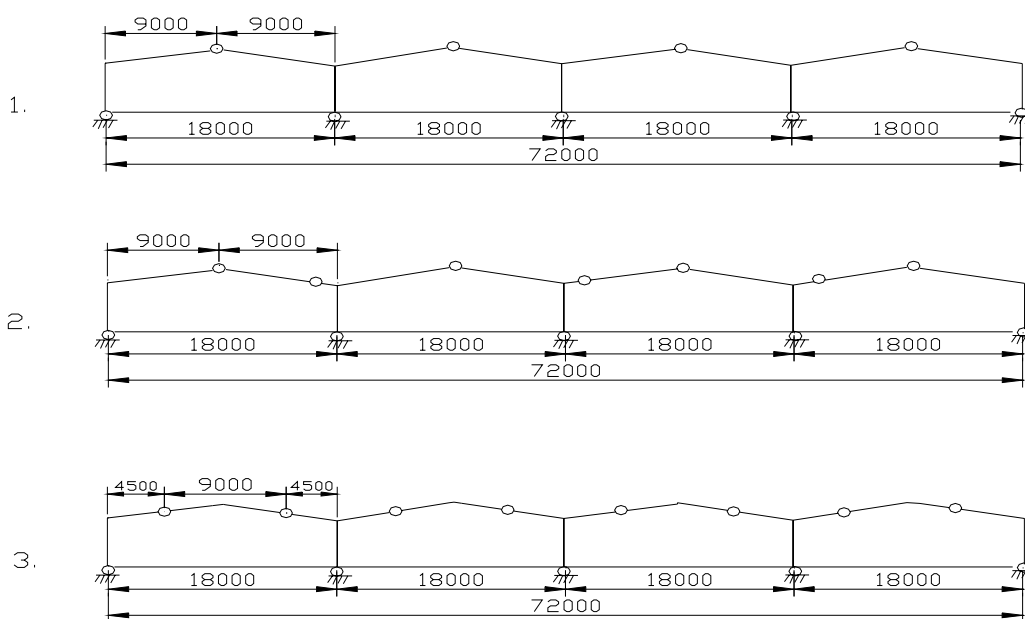


Рис. 5.11. Варианты конструктивных схем многопролетного рамного каркаса

Во избежание сварки и снижения металлоемкости стыков предусмотрена конструкция многопролетной рамы [19], ригели которой опираются на жестко соединенную стойку и подкос (рис. 5.12). При этом вершины стойки выполнено с распространенным пазом, в котором установлен внизу торцевой опорный участок ригеля, а верхняя часть косяка имеет раздвоенные концы, между которыми установлен ригель. Стойка выполнена в виде сваи-колонны. При этом, упрощается монтаж рамы, исключается сварка и закладные детали [19]. Вместе с тем нужно отметить сложность и трудоемкость изготовления стоек и ригелей многопролетных рамы.

По данным Укрколхозпроекта сопоставление технико-экономических показателей многопролетных рам и одиночных рам, сблокированных с помощью вставок (с учетом покрытия и фундаментов) показало, что многопролетный рамный каркас более экономичный по затратам бетона на 14 %, стали – на 18 %, то есть вместо 9 каркасов, рассчитанных путем блокирования однопролетных рам с помощью вставок, можно изготовить 10 многопролетных каркасов.

Блокированные рамные каркасы успешно используют также для жилищного и гражданского строительства. Примером могут служить

номенклатура таких сооружений с рамными конструкциями немецкой фирмы Krölbau (рис. 5.13).

5.2. Проектирование каркасов многопролетных зданий из железобетонных линейных элементов

Анализ расчетных и конструктивных схем многопролетного рамного каркаса показал, что одной из возможных оптимальных схем является схема с шарнирным соединением в коньках и пятах крайних стоек замыкающих полурам и средних стоек с защемлением в фундаменте (рис. 5.14).

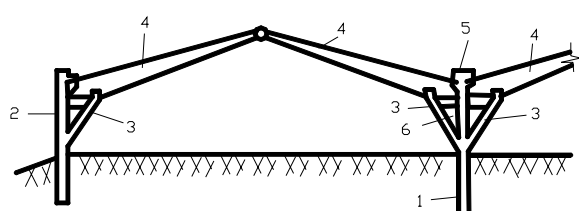


Рис. 5.12. Конструкция многопролетного рамного каркаса:

- 1 – средняя стойка; 2 – крайняя стойка;
- 3 – подкос; 4 – полуригель;
- 5 – расширенный оголовок стойки;
- 6 – монолитная стойка

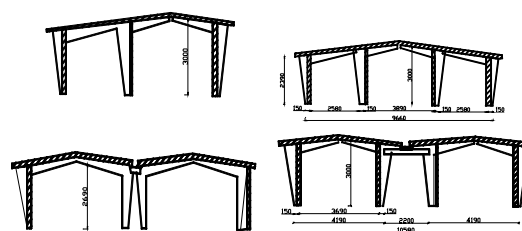


Рис. 5.13. Схема номенклатуры зданий с рамными конструкциями фирмы Krölbau (дачный дом, жилой дом, общественное, производственное здание, гостиница; торговое помещение)

Такой расчетной схеме соответствует многопролетный рамный каркас, который может состоять из двух полурам типа РЖС, расположенных в крайних пролетах, средних стоек индивидуальной разработки и промежуточных ригелей по типу используемых в полурамах РЖС (рис. 5.14, б), который был разработан с участием автора [137, 139, 182].

Параллельно [202] было проведено обсуждение вопросов проектирования многопролетных каркасов зданий с учетом существующей металлооснастки для ригелей и стоек полурам РЖС-21-1600 и РЖС-18-1600.

При этом исходили из следующих исходных данных: пролет рамы 21м, расчетная нагрузка на ригель рамы с учетом собственного веса составляет 15,0 кН/м, полная нормативная нагрузка – 12,4 кН/м. Узел сопряжения

ригелей со стойками в многопролетных рамных каркасах взят по типу РЖС-21-1600, что связано с их изготовлением в существующей оснастке.

Принято шарнирное соединение крайних стоек с фундаментом и ригелей в коньковой узле, средней стойки с целью удобств монтажа – с жестким защемлением в стакане фундамента. Соединение ригелей со средней стойкой принято жесткого типа по аналогии в рамах РЖС-21-1600. На рис. 5.15 показана расчетная схема однопролетного и многопролетного рамного каркаса.

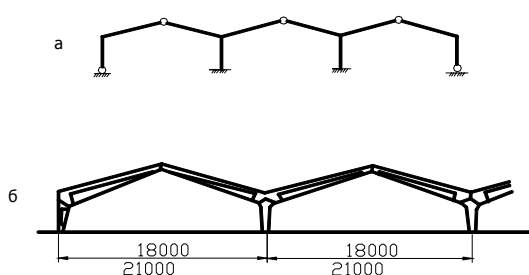


Рис. 5.14. Многопролетный рамный каркас из железобетонных линейных элементов по типу РЖС:
а – расчетная схема, б – конструктивная схема

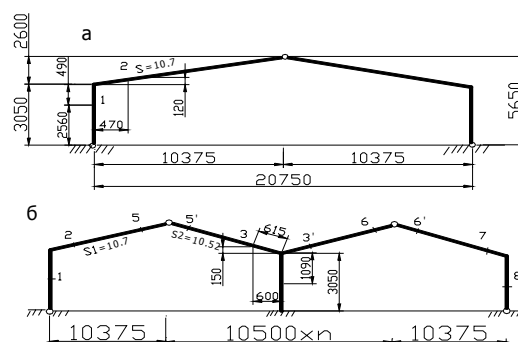


Рис. 5.15. Расчетная схема рамного каркаса: а – однопролетного; б – многопролетного; 1–8 – расчетные сечения

Были вычислены эпюры моментов и нормальных сил при симметричной (рис. 5.16) и несимметричной (рис. 5.17) нагрузке однопролетного рамного каркаса здания, с которым проводились сравнения эпюр моментов и нормальных сил многопролетных каркасов зданий.

Расчет многопролетных (2-5 пролетов) рам проводился методом сил [202], так как учет сменности сечений по методу перемещений приводит к системе уравнений, чувствительной к точности вычислений коэффициентов канонических уравнений.

Проведенный анализ учета переменной жесткости сечений двупролетного рамного каркаса показал снижение изгибающего момента крайнего узла сопряжения ригеля и стойки на 5,7 % (рис. 5.18).

Учитывая то, что максимальные моменты приходятся на карнизный узел, в дальнейшем расчет проводился с учетом переменной жесткости сечений ригелей и стоек.

Для составления комбинаций усилий в расчетных сечениях двухпролетного рамного каркаса нагрузки прикладывали как на всех полупролетах одновременно, так и на каждом отдельно в определенной последовательности. Усилия вычисляли в предположении, что в наиболее нагруженном карнизном узле уже образовался шарнир пластичности и дальнейшее увеличение нагрузки приводит к дополнительным усилиям в рамном каркасе. Это необходимо для проведения перераспределения усилий для выравнивания моментов.

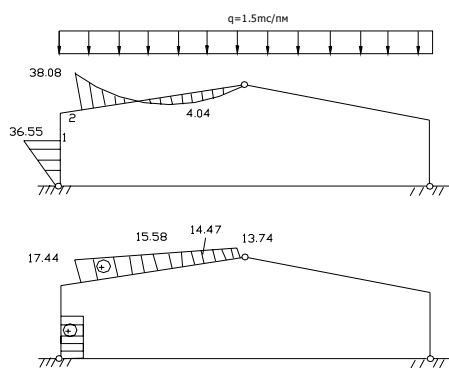


Рис. 5.16. Эпюры моментов и нормальных сил в однопролетном рамном каркасе при симметричной нагрузке

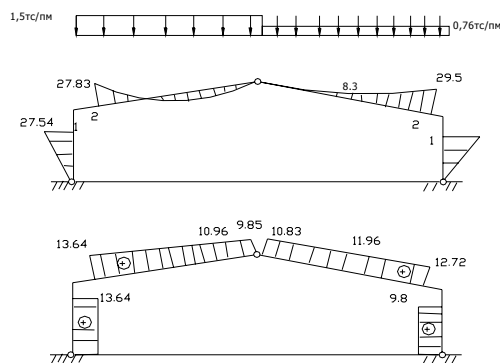


Рис. 5.17. Эпюры моментов и нормальных сил в однопролетном рамном каркасе при несимметричной нагрузке

По результатам вычислений для двухпролетного рамного каркаса получили эпюры моментов и нормальных сил (рис. 5.18). При этом в сечениях 2 и 3 получили $M = 38,4$ тм и $N = 17,71$ т, для трехпролетной рамы - соответственно $M = 38,1$ тм и $N = 17,44$ т. При этом, перераспределение усилий не приводит к существенному эффекту, так как усилия в сечении 2 в однопролетных и многопролетных схемах примерно одинаковые [202]. Проверка прочности и трещиностойкости для сечения 2 проводилась по обычной методике СНиП [177].

Были проведены расчеты [202] двухпролетной рамы при температурном воздействии до 45° (рис. 5.19, а). При этом следует отметить, что полученные моменты меньше моментов от полной постоянной и снеговой нагрузок.

Расчеты двухпролетного рамного каркаса при симметричной осадке крайних и средних опор на 4 см и при горизонтальных смещениях крайних опор на 1 см (рис. 5.19, б, в, г) показали значительные моменты, однако они меньше моментов от полного постоянного и снеговых нагрузок.

Таким образом, в расчетах многопролетных рамных каркасов необходимо учитывать неравномерные осадки опор и температурные воздействия, приводящие к перераспределению усилий. Их оценку в сечениях рамного каркаса можно выполнять исходя из усилий, полученных по упругой стадии.

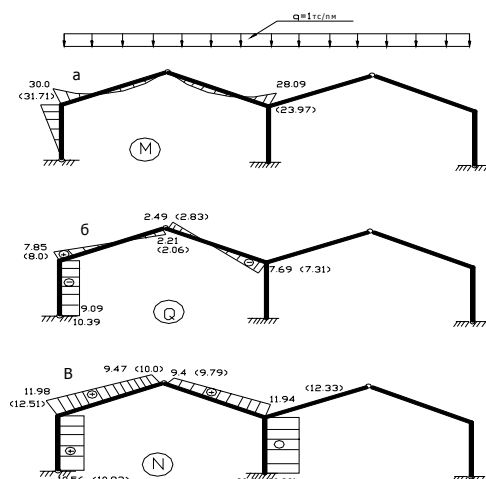


Рис. 5.18. Результаты расчета двухпролетного рамного каркаса с учетом переменной жесткости сечений элементов (в скобках – при одинаковой жесткости сечений элементов): а – эпюра моментов, б – эпюра поперечных сил; в – эпюра нормальных сил

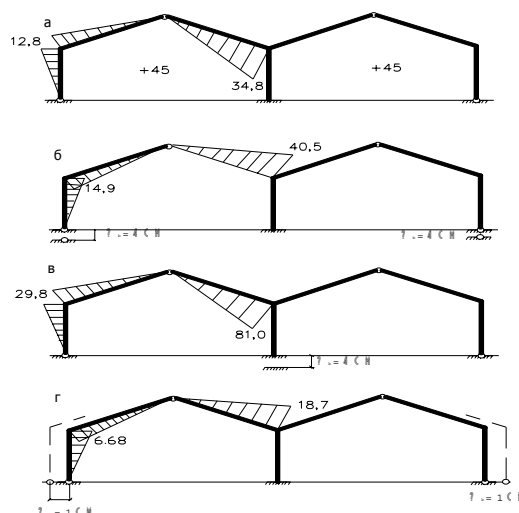


Рис. 5.19. Эпюры моментов от воздействия: а – температуры; б – осадки крайних опор; в – осадки средней опоры; г – горизонтального смещения крайних опор

Проведенные расчеты 3-, 4- и 5- пролетной схемы на действие равномерно-распределенной нагрузки при загрузке их по всей ширине каркаса (рис. 5.20, 5.21, 5.22) и по очереди на каждом из полупролетов каркасов.

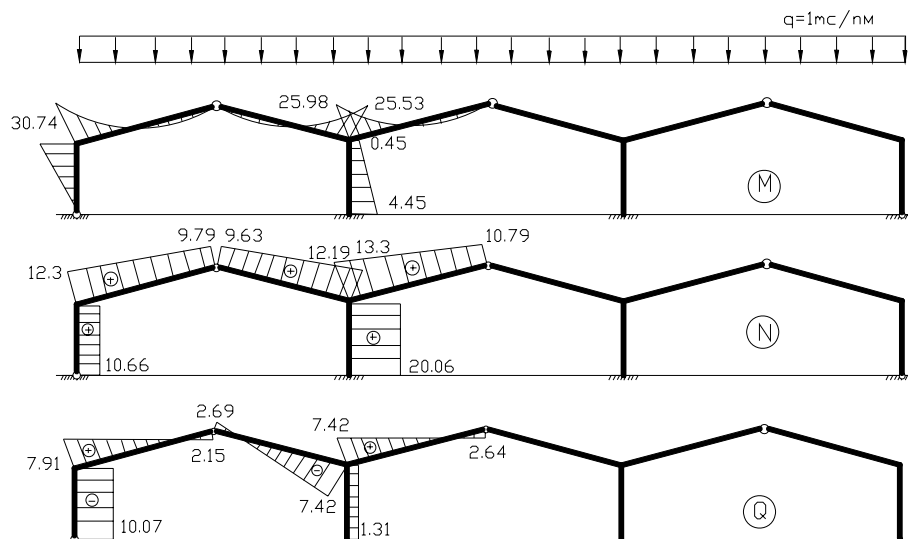


Рис. 5.20. Эпюры усилий в трехпролетном рамном каркасе:
a – моментов; *б* – продольных сил; *г* – поперечных сил

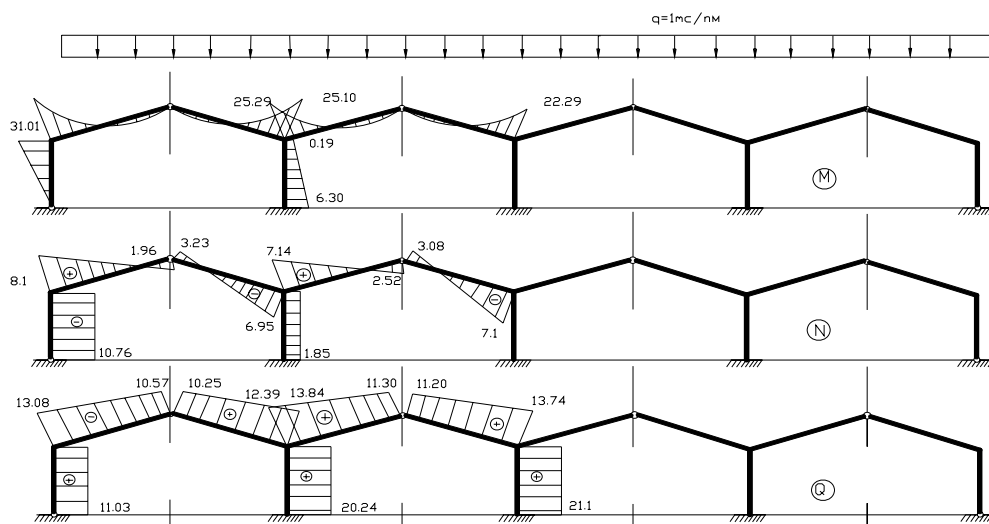


Рис. 5.21. Эпюры усилий в четырехпролетном рамном каркасе:
a – моментов; *б* – поперечных сил; *в* – продольных сил

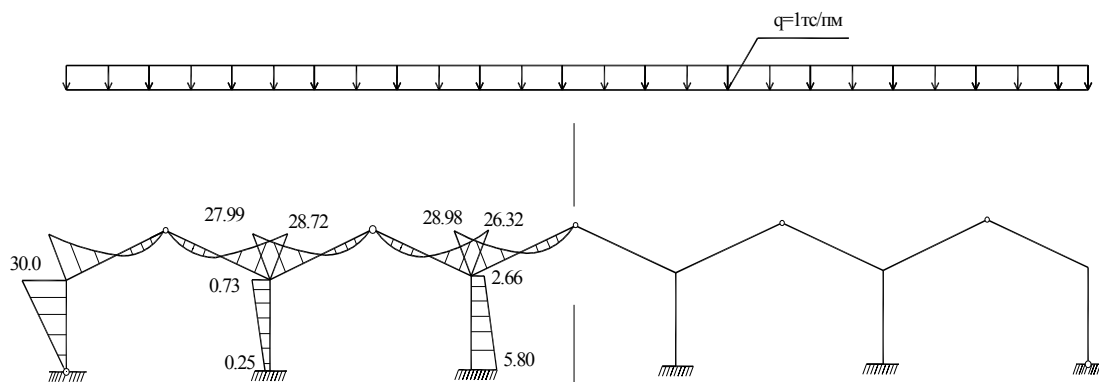


Рис. 5.22. Эпюры моментов в пятипролетном рамном каркасе

Анализируя эпюры усилий в 3-, 4- и 5-пролетных рамных каркасов, следует отметить примерно одинаковые их значения. Так, например, моменты в карнизном узле крайней стойка колеблется от 30,0 до 31,0 тм, а в узле соединения двух ригелей и средней стойки от 25,29 до 27,99 тм (табл. А.5.1).

Расчет прочности и трещиностойкости проводили по общепринятой методике СНиП [177]. Расчет сечений в ригелях и крайней стойке многопролетного рамного каркаса позволил сделать вывод, что принятые в типовой раме РЖС-21-1600 опалубочные размеры и армирование удовлетворяют требованиям прочности и трещиностойкости при расчетной нагрузке на раму 16,0 кН/м с учетом собственного веса ригеля.

При участии автора разработаны конструкции опытных многопролетных рамных каркасов, определены основные принципы конструирования узлов рамы и армирования элементов ригеля, крайней и средней стоек рамы, фундаментов типа «башмак» под крайние и средние стойки с подбором основной несущей арматуры. Соединение ригелей со стойками предполагается с помощью электросварки закладных деталей в трех вариантах.

Вариант № 1 с изменением опалубочных размеров ригелей [232, 236]. Зазор между ригелями на средней опоре 100 мм не дает возможности осуществить стык двух ригелей с средней стойкой по типу рам РЖС-21-1600 (рис. 5.23).

С целью упрощения конструкции соединения ригелей со стойкой, при которой обеспечивается простота выполнения сварных швов, соединения средней стойки с ригелями осуществляется на металлических накладках, которые приваривают сварными швами в горизонтальном положении от вертикальных усилий отрыва, в средней части стойки устанавливают 4 анкерных стержня диаметром 16мм класса А-III длиной 1000 мм. В верхней части средней стойки сечением 200×350мм дополнительно устанавливают продольную арматуру с 4 стержнями диаметром 20 мм класса А-III с хомутами из стали класса А-I диаметром 6 мм, установленных с шагом

100 мм. Продольная арматура в верхней части стойки воспринимает разницу изгибающих моментов в ригелях, примыкающие к средней стойки.

Вариант № 2 без изменения опалубочных размеров ригелей [232, 236] с использованием высокопрочных болтов (рис. 5.24). При этом должна быть выдержана длина анкерных стержней закладных деталей, работающих на сжатие, в связи с возможными усилиями, возникающие при неравномерных осадках опор и возникновением моментов обратного знака. Зазор между торцами ригелей заполняется цементным раствором.

Вариант № 3. При участии автора разработан вариант [137, 182] узла сопряжения ригелей с средней стойки по а.с. № 781287 [6]. Ригели соединяют со стойкой по типу в полурамах РЖС без изменения опалубочных размеров ригелей (рис. 5.25).

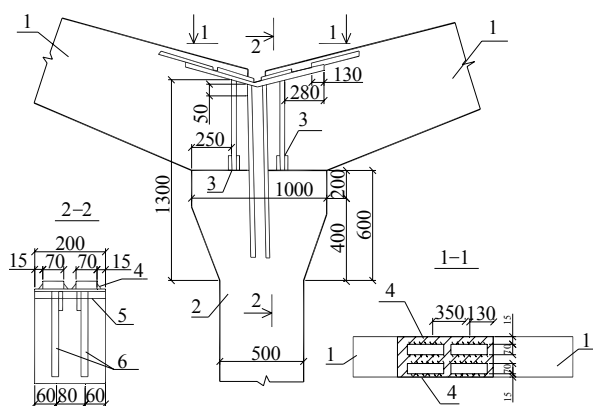


Рис. 5.23. Вариант № 1 конструкции узла соединения ригелей со средней стойкой: 1 – ригель; 2 – средняя стойка; 3 – центрирующая прокладка; 4 – сварной шов 10мм; 5 – Ф20А-III длиной 180 мм; 6 – 4Ф16А-III длиной 1000мм

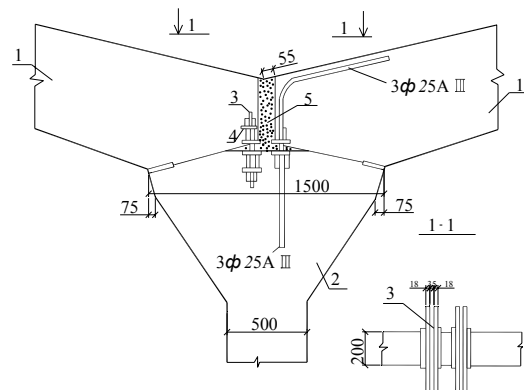


Рис. 5.24. Вариант № 2 конструкции узла соединения ригелей с средней стойкой: 1 – ригель; 2 – средняя стойка; 3 – высокопрочный болт Ф27; 4 – шайба; 5 – цементный раствор

Соединение ригелей со средней стойкой осуществляется с помощью сварки закладных деталей ригелей с концом металлического двутавра № 10, заанкеренного в железобетонную стойку. Соединения ригелей со средней стойкой железобетонной рамы включает в себя оголовок стойки с выступами между концами для опирания на него ригелей, закладные детали и связующий элемент. Выступ выполнен в виде металлического стержня,

который заанкерен в оголовки стойки, а соединительный элемент – в виде объединяющих концов ригелей накладки с отверстием, в котором жестко закреплен конец стержня в виде двутавра (рис. 5.25).

Соединение прямолинейных железобетонных элементов выполняют с помощью сварки закладных деталей ригелей и средней стойки. Выступ в рамках сечения ригеля, который выполнен в виде металлического двутавра, сведен к минимуму [6]. Отпадает необходимость в пластинчатых закладных деталях в торце средней стойки, а накладки в узлах рамы заменяет одна общая накладка – соединительный элемент с отверстием, обеспечивает надежное соединение ригелей со стойкой.

Использование стыкового соединения позволяет уменьшить материалоемкость средней стойки за счет уменьшения промежутка между пристыкованными ригелями, снизить стоимость на 15 %, расход бетона на 25 % и расход стали на 5 %.

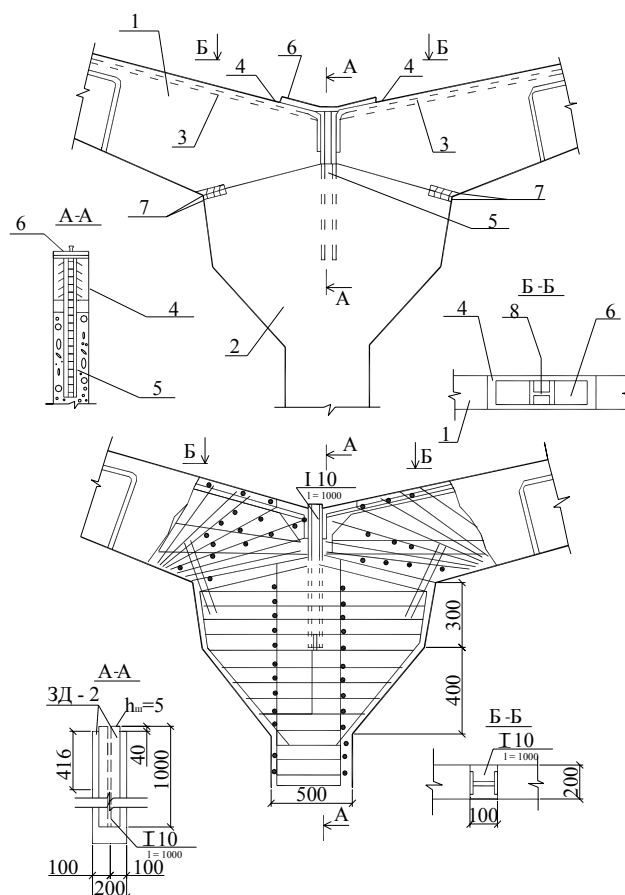


Рис. 5.25. Вариант № 3 конструкции узла соединения ригелей со средней стойкой:
a – опалубочные размеры; *б* – армирование; 1 – ригель; 2 – средняя стойка;
 3 – растянутая рабочая арматура; 4 – гнутая закладная деталь; 5 – двутавр

При конструировании узла соединения ригелей со стойкой учтены возможные усилия, возникающие при неравномерных осадках опор. В частности, обращено внимание на то, если при основном сочетании нагрузок стык воспринимает момент соответствующего знака, то для анкерных деталей, работающих на сжатие, длина анкерных стержней не должна превышать минимальных величин, установленных для этого случая. Это необходимо для исключения возможности работы стыка на момент противоположного знака.

Как видно на рис. 5.25, разрезка узла сопряжения ригелей полурам РЖС со стойкой выполнена под углом, в котором обеспечивается упрощение конструкций узла, простота изготовления и транспортировки ригелей и стоек многопролетного рамного каркаса.

В связи с тем, что многопролетный рамный каркас (рис. 5.14) по своей расчетной схеме является статически неопределимой конструкцией, система имеет положительную способность к перераспределению усилий. То есть, если при упругом расчете усилия в каркасе превышает значение, при котором образуется пластичный шарнир, то усилия в раме перераспределяются на менее нагруженные узлы.

В то же время при неравномерных осадках опор и температурных воздействиях в статически неопределимой системе возникают дополнительные усилия, которые необходимо учитывать при проектировании. С этой целью требуется постановка дополнительной арматуры или изменение размеров элементов системы. В связи с этим применение многопролетного рамного каркаса зависит от грунтовых условий площадки строительства.

Учитывая то, что расчетные усилия в многопролетной раме не превышают несущей способности однопролетной рамы РЖС-21-1600 при нагрузке 16,0 кН/м с учетом собственного веса ригеля [202] при благоприятных грунтовых условиях оснащение рам типа РЖС-21-1600 и

РЖС-18-1600 можно применять в строительстве многопролетных каркасных зданиях различного назначения с пролетами 18 и 21 м.

В соответствии с принятой расчетной схемой многопролетного рамного каркаса узел сопряжения крайней стойки и фундамента, а также коньковый узел принят шарнирным соответствии с рабочими чертежами рамы РЖС-21-1600. Узел сопряжения средней стойки с фундаментом принят жесткого типа с заделкой в фундамент на 700-800 мм. Узлы сопряжения крайней стойки с ригелем и ригелей со средней стойкой принимаются по аналогии с рамы РЖС-21-1600.

При участии автора разработаны рабочие чертежи опытной конструкции многопролетного рамного каркаса с пролетами 21 м по а.с. 781287 [6].

Дальнейшее совершенствование сельскохозяйственных производственных зданий рамного типа для павильонной и многопролетной застроек целесообразно осуществлять на основе применения железобетонного каркаса из линейных элементов с безсварными соединениями в узловых соединениях и эффективных ограждающих асбестоцементных конструкций.

Проведенные в этом направлении работы позволяют предположить, что рамные конструкции из прямолинейных элементов, которые изготавливают из бетона класса В50 и предварительно напряженной арматуры класса А-IV с безсварным замковым соединением в карнизном узле, экономичнее обычных трехшарнирных рам на 15–20 % по расходу стали и на 20–25 % по расходу бетона.

Институтом ЦНИИЭПсельстрой было проведено сравнение вариантов каркасов трехпролетных сельских зданий. При этом предполагалось одинаковое покрытие и стеновое ограждение. Разница в конструкции фундамента не учитывалась (табл. А.5.2). За базовый вариант принята конструкция трехпролетного каркаса известной фирмы Метекно (Италия) (рис. 5.10).

Анализ сопоставления вариантов показал, что простота изготовления и монтажа конструкции итальянской Метекно значительно уступает балочной схеме института ЦНИИпромзданий. При этом, узел сопряжения ригеля со стойкой института ЦНИИпромзданий решен в традиционном для отечественного строительства варианте на сварке закладных деталей. Для устройства узлов фирмы Метекно нужны сложные конфигурации закладные детали и тщательное изготовление элементов конструкций при практически нулевых допусках при монтаже (рис. 5.10).

Сравнение технико-экономических показателей конструктивных решений многопролетных каркасов зданий выяснило, что многопролетный рамный каркас из железобетонных линейных элементов по предложению ЦНИИЭПсельстрой и УкрНИИГипросельхоз (с участием автора) является наиболее экономичным и наименее материалоемким (табл. А.5.2).

Для применения в ограждающих конструкциях целесообразно создать комплексные асбестоцементные экструзионные (полного заводского изготовления) панели коробчатого сечения с заполнением полостей эффективным утеплителем и устройством кровельного ковра и пароизоляции необходимых характеристик. Примером таких панелей может служить экструзионная асбестоцементная плита шириной 600 мм и высотой 120 мм с заполнением полостей минеральной ватой, выпускаемой НПО «Асбестоцемент» в г. Воскресенске. Проведенные расчеты показывают, что в существующем виде эта плита может быть применена как комплексная панель (с укладкой утеплителя в полость и организацией необходимой пароизоляции) в основном для стен в птичниках при строительстве в районах с внешними температурами наиболее холодной пятидневки не ниже -21°C . Экструзионные асбестоцементные плиты толщиной 60мм применяют в перегородках сельскохозяйственных производственных зданий (табл. А.5.3).

ЦНИИЭПсельстрой проводит комплекс работ, направленных на организацию строительства птичников с применением рамных каркасов из предварительно напряженных железобетонных линейных элементов с

безсварным узловым стыком, комплексных экструзионных асбестоцементных панелей стен и перегородок из предварительно напряженных асбестоцементных панелей покрытий типа АКД длиной 3 м по предварительно напряженным железобетонным прогонам при шаге рам 6 м. Номенклатура этих конструкций приведена в табл. А.5.4.

Принятые конструктивные решения в определенной степени привязаны к сложившимся типам ограждающих конструкций сельскохозяйственных производственных зданий. Так, например, уклон кровли 1÷4 определяется необходимостью устройства вентилируемых покрытий с асбестоцементной кровлей [232, 236].

Однако экструзионные профили в том виде, в котором они сейчас выпускаются, мало подходят для этой цели и требуют дальнейшего совершенствования. Поэтому целесообразно усовершенствовать технологию производства с целью получения плит большей толщины и ширины с эффективными стыками, паро- и гидроизоляцией, что улучшает теплотехнические характеристики изделия и значительно расширяет допустимые области их применения. Осуществление указанных мероприятий откроет возможность отказаться от покрытий с большим уклоном и улучшить конструкцию несущего каркаса.

Параллельно с разработкой каркасов многопролетных зданий необходимо провести обобщение и натурное обследование покрытий многопролетных зданий для уточнения и разработки решений по устройству водостоков, желобов и фонарей.

5.3 Анализ результатов испытаний и исследований блокированных и многопролетных каркасов

Как известно многопролетных каркас здания позволяет свободно размещать технологические линии и полнее использовать производственные площади. Рациональной является схема рамного каркаса с шарнирами в коньковых узлах и в узлах сопряжения крайних стоек с фундаментами [232, 236].

При такой схеме разрезка рамного каркаса обязательна. Место разрезки выбирают с учетом возможности простоты изготовления, транспортировки и монтажа элементов рам. На основе опыта промышленного и гражданского строительства разрезка рам была предусмотрена на карнизных узлах, то есть в зоне сопряжения ригеля со стойкой [55].

Конструкция рам типа РЖС (рис. 5.26, *а*) принята за основу при разработке новых рам (рис. 5.26, *б*). Новая конструкция разработана под унифицированные нагрузки 21,0; 18,0 и 15,0 кН на 1 пог. м ригеля без учета его собственного веса, с учетом унификации высоты стойки и возможности использования ее элементов в каркасах одно- и многопролетных зданий. Последнее обстоятельство, а также учета технологии изготовления, укрупнение сборки и монтажа заставили изменить угол разрезки узла сопряжения ригеля со стойкой так, чтобы сопряжение арматурных выпусков было по внешней грани ригеля. Это упрощает его конструкцию и замонабливания узла после сборки.

В рамах типа РЖС при укрупненной сборке приходится совмещать электродуговой сваркой арматурные выпуски стояка с закладной деталью ригеля. На эту ответственную операцию уходит примерно 60–80 мин. Конструкция узла новой рамы отличается тем, что при укрупненной сборке его соединения осуществляют с помощью шипов, которые цепляются между собой и привариваются к арматурным стержням ригеля и стойки так, чтобы усилия из одного элемента на другой передавались через торцы шипов. Устройство безсварного соединения ригеля со стойкой увеличивает надежность узла и существенно уменьшает трудозатраты при укрупненной сборке полурам [55].

При тавровом сечении ригеля рамы его конец, примыкающий к коньковому узлу, усиливали переходом на прямоугольное сечение. Такая конфигурация затрудняла изготовления ригелей для различных пролетов в единой опалубке. В новой конструкции рам ригель имеет таврового сечение до конькового узла, упрощается изготовление ригелей.

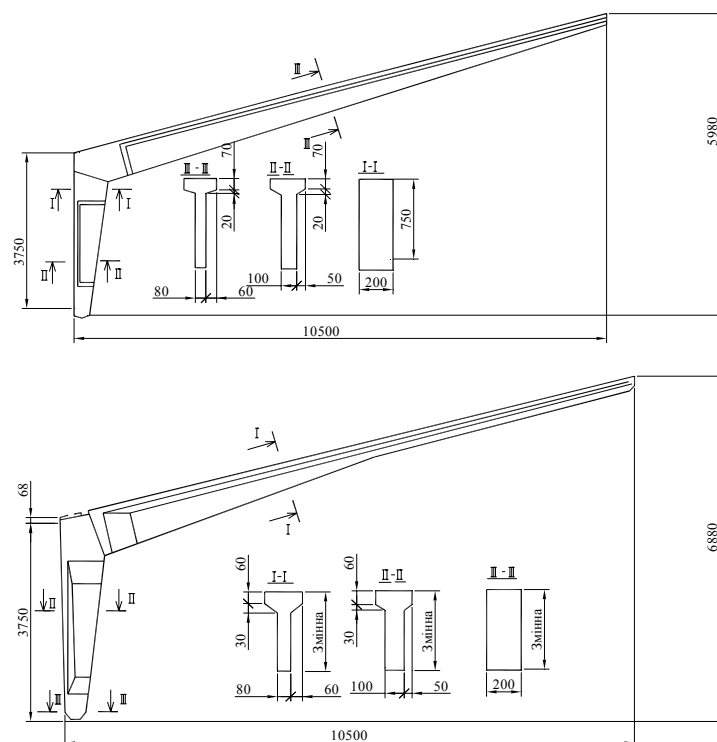


Рис. 5.26. Конструкция составных (разрезных) полурам:
а – полурама типа РЖС-21-1600; *б* – новая конструкция полурамы РЖС-21-2100

Элементы рам таврового сечения армируют плоскими арматурными каркасами, к продольным стержням которых электросваркой приваривают хомуты. В новой конструкции в ригеле вместо хомутов использована плоская арматурная спираль. Это позволяет отказаться от электросварки, перейти на малые диаметры и шаг спирали и одновременно получать экономию арматурной стали и повышения трещиностойкости. Применение арматурной спирали позволяет перейти к предварительно напряженной конструкции ригеля, с использованием для продольного армирования арматурной стали класса А-1У. Для стойки через его малую длину принят привычный вариант армирования сталью класса А-Ш. Класс бетона предварительно напряженного ригеля принят В50, для стойки – В35. Расчет и конструирование ригеля и стоек полурам выполняли в соответствии с СНиП [177].

Для блокированных зданий предложены новые габаритные схемы многопролетного каркаса, которые подробно приведены в работах [232, 236]. Для этих схем использованы здания пролетам 21 м, в которых отметка низа ригеля или балки равна 3,0 м, а для зданий пролетам 18 м – 3,0; 3,6; 4,8 и

6,0 м. Для однопролетных зданий эта отметка равна соответственно 2,7; 3,0; 3,3; 3,6 и 4,8 м.

Таким образом, номенклатура для одно- и многопролетных зданий включает два типоразмера ригелей и шесть типоразмеров стоек.

Для изготовления ригелей предполагается использовать один тип оснастки за счет вложенных отсекателей, предназначенных для рам пролетом 18 м. Для изготовления стоек используют два типоразмера оснащения. Один типоразмер предназначен для стоек, соответствующих отметкам 2,4; 2,7 и 3,0 м, а второй – 3,6; 4,8 и 6,0 м.

Для изготовления элементов рамных каркасов одно- и многопролетных зданий (рис. 5.27) нужно один типоразмер оснащения для ригелей и по два типоразмера оснащения для крайних и средних стоек.

Конструкции рамного каркаса разрабатывали в первую очередь под нагрузку 21,0 кН на 1 пог. м ригеля. Дальнейшие разработки каркаса под другие нагрузки вели к перечислению только армирования рам [232, 236].

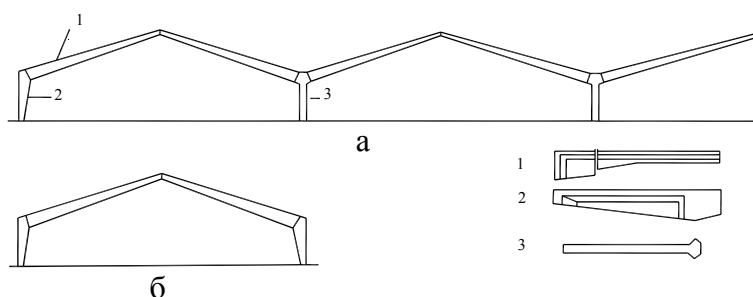


Рис. 5.27. Рамные каркасы из линейных элементов:
а – для многопролетных сооружений; *б* – для однопролетных сооружений;
1 – ригель; *2* – крайняя стойка; *3* – средняя стойка

Разработанная часть приведенной выше номенклатуры содержит: технические решения однопролетных рамных каркасов пролетами 18 и 21 м и рабочие чертежи опытных образцов этих каркасов под нагрузку 21,0 кН на 1 пог. м ригеля (табл. А.5.4; Д.5.5).

Эффективность конструкции многопролетных каркасов определяют путем сравнения с аналогичными решениями однопролетных каркасов.

С новым конструктивным решением сравнивали (табл. 5.6) сплошные рамы типа ПР-21-2, которые имеют прямоугольные сечения ригелей и стоек, а также рамы Р-21-2100 с двутавровым сечением ригелей и стоек. В табл. 5.6 приведены расход бетона и стали на каждую из данных рам, рассчитанных под нагрузку 21,0 кН на 1 пог. м ригеля без учета его собственного веса.

Таблица 5.6

Сравнение расходов бетона и стали на полурамы

Наименование полурамы	Сечение	Затраты материалов		Примечание
		бетон, м ³	сталь, кг	
РЖС-21-2100 (составная, разрезная)	Тавровое	0,82	373	Бетон В50, сталь А-1У
ПР-21-2 (сплошная)	Прямоугольное	1,36	375	Бетон В30, сталь А-III
Р-21-2100 (сплошная)	Двутавровое	0,87	452	Бетон В30, сталь А-III

Из табл. 5.6 видно, что разработанная конструкция [232, 236] полурамы РЖС-21-2100 таврового сечения намного экономичнее по сравнению с полурами прямоугольного сечения по расходам бетона. Экономический эффект достигнут не только за счет использования высокопрочного бетона и предварительного напряжения. Для новой конструкции, вместо чаще примененной стали класса А-III, была принята сталь класса А-1У, что стало возможным при замене сварных каркасов на плоскую арматурную спираль [232, 236].

Замена двутаврового сечения на тавровое позволяет более рационально использовать бетон и сталь, дает при примерно равных расходах бетона в рамах типа Р-21-2100 и РЖС-21-2100 экономию стали на 20 %. Экономического эффекта достигают также за счет применения нового вида армирования - плоской арматурой спиралью, переходом на плоские каркасы, которые просты в изготовлении.

В пользу составных (разрезных) полурам говорит также малая металлопластиковая емкость оснастки, возможность использования имеющегося технологического оборудования для изготовления элементов

ригелей и стоек рам, простота транспортировки (рис. 5.26). Дополнительную операцию —укрупненную сборку полурам при безсварном соединении можно выполнять на стройплощадке с применением элементарных устройств в короткий срок - около 5-10 минут на одну полураму [232, 236].

Безсварной узел ригеля со стойкой впервые разработан относительно разрезной рамы РЖС-21-1600. Разработку проводили с учетом возможности изготовления ригелей и стоек в старой оснастке, которую подвергали минимальной переработке. Опытные образцы состояли из стойки, фрагмента ригеля длиной 4,2 м. К их арматурным каркасам приварены два стальных шипа диаметром 40 мм и длиной 100 мм. Участок ригеля, примыкающий к стойке, имеет продольные стержни, изогнутые в карнизном узле, к концам которых приваривают такие же два шипа, как и к стояку (рис. 3.34).

Собранные образцы испытывали на специально изготовленном стенде по схеме, которое обеспечивает такое соотношение изгибающего момента, продольной и поперечной сил, которое соответствует действительной работе узла сопряжения ригеля со стойкой в рамном каркасе. Всего было испытано три опытных образца.

Анализ результатов испытаний позволил применить это решение безсварного стыка при разработке новой конструкции разрезной рамы.

Коньковый узел трехшарнирной рамы во всех проектных разработках усилен армированием, а для двутаврового и таврового сечений – еще и бетоном, за счет перехода сечений в прямоугольное. В новой конструкции таврового сечение продлен до конькового шарнира, то есть усиления узла бетоном отсутствует. Коньковый узел, усиленный плоской арматурной спиралью и толстой закладной деталью, имеет достаточно мощные анкерные стержни (рис. 3.38, 3.39).

Для определения фактической несущей способности конькового узла проведены испытания трех фрагментов узла по схеме, обеспечивающей его работу под нагрузкой аналогично работе рамного каркаса. Фрагмент узла является отрезком ригеля длиной 600 мм, усиленный на отсеченной торце

стальной плитой, к которой были приварены торцы продольных стержней ригеля. Испытывали узлы на гидравлическом прессе. При испытаниях нагрузку на коньковый торец ригеля передавали через каток диаметром 32 мм. Все три образца, отличающиеся друг от друга толщиной закладной детали и классом бетона, разрушались из-за одновременного раскалывания бетона и его смятия под закладной деталью.

Результаты испытаний показали, что трещиностойкость и несущая способность конькового узла рамы в большой степени зависит от толщины закладной детали. При ее толщине 20 мм несущая способность рам нового типа вполне обеспечена. Эта толщина принята при разработке конструкции рам.

Для ускорения первого этапа экспериментальных исследований решено изготовить и испытать рамный каркас, который отличается от разработанной конструкции классом бетона и традиционным армированием. Такое решение принято, исходя из условий изготовления элементов полурам в деревянном оснащении. С этой целью разработана конструкция опытного образца рамы.

Разработку рабочих чертежей и расчет конструкции рамы проводили по СНиП [177]. При разработке конструкции были приняты: класс бетона В35, продольная арматура ригелей – сталь класса А-III, поперечная арматура – плоская арматурная спираль из стали диаметром 5 мм класса В-1. Продольная арматура стояков – сталь класса А-III, поперечная арматура – сталь класса А-1 диаметром 10 мм.

Испытания рамы проводили в стендовом зале лаборатории железобетонных конструкций по методике, предполагающей загрузку каждого ригеля четырьмя сосредоточенными силами гидравлическими домкратами через стальную тягу и траверсы.

При нормативной односторонней временной и полной нагрузках ширина раскрытия трещин не превышала 0,12 мм. Прогиб конька рамы при полной нормативной нагрузке составило 63,1 мм. При расчетной нагрузке наблюдается увеличение ширины раскрытия трещин без признаков структурного разрушения в наиболее напряженных сечениях.

При нагрузке 26,1 кН/м ригели с учетом его собственной массы в верхней части таврового сечения стойки зафиксировано значительное раскрытие трещин в растянутой зоне бетона (около 1 мм). После выдержки под этой нагрузкой трещины увеличились по сечению, после чего произошло разрушение сжатой зоны бетона. Поведение стойки рамы непосредственно перед разрушением свидетельствует о том, что исчерпание ее несущей способности происходит вследствие текучести растянутой арматуры с последующим разрушением сжатой зоны бетона.

По результатам испытаний бетонных кубов установлено, что прочность бетона стоек составляет 26,0 МПа, а бетона ригелей – 35,0 МПа. Испытания арматуры показали предел текучести арматурной стали: сталь диаметром 28 мм класса А-III $\sigma_T = 4000 \text{ кг/см}^2$, диаметром 12 мм класса А-III, $\sigma_T = 4360 \text{ кг/см}^2$.

Анализ результатов испытаний, проведенный с учетом фактических физико-механических характеристик бетона и стали, показывает, что принятая методика расчета и конструирования полностью соответствует нормам проектирования, по которым была рассчитана и разработана разрезная рама под погрузку 21,0 кН на 1 пог. м ригеля. Оценка характера трещиностойкости и ширины раскрытия трещин показывают, что варианты с привычным армированием и с предварительным натяжением арматуры могут быть реализованы при одинаковых опалубочных размерах элементов рам.

Таким образом, самым экономичным решением железобетонного каркаса многопролетного сельского здания производственного назначения является рамный каркас, состоящий из линейных элементов с безсварочным соединением в узловых стыках и эффективным покрытием на основе асбестоцементных облегченных плит.

С целью уточнения напряженно-деформированного состояния блокированного рамного каркаса со вставкой КНУБА были проведены испытания двухпролетного поперечника, состоящего из двух рам РЖС-21-1600 со вставкой 2,8 м в виде плиты ПР-30×45-200, которая опирается на карнизные узлы рам [50].

При этом решали такие задачи: исследование прочности, жесткости и трещиностойкости двухпролетного рамного каркаса со вставкой при блокировке серийных рам; исследование влияния шарнирно-неподвижного и шарнирно-подвижного узлов крепления вставки с рамами.

Испытания двухпролетного блокированного рамного каркаса со вставкой проводили на Киевском комбинате строительных конструкций в составе моноблока, содержащий три плоских каркаса, которые были раскреплены связями и плитами (рис. 5.28).

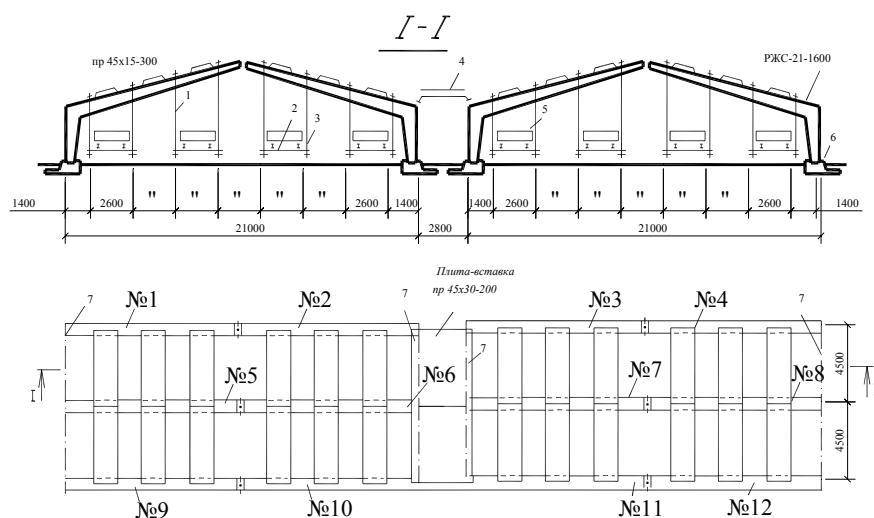


Рис. 5.28. Общий вид блокированных рамных каркасов и загрузочных устройств:
 I – тяж; 2 – траверса; 3 – рычаг; 4 – плита пригрузка; 5 – фундаментный блок ФС;
 6 – фундаменты; 7 – вертикальная связь; № 1-12 – номера полурам

При испытании первого двухпролетного рамного каркаса плита-вставка с одной стороны приварена к закладным деталям карнизного узла полурам № 6 и № 10, с другой – свободно опиралась через прокладки на аналогичные узлы полурам № 7 и № 11, что соответствовало шарнирно-подвижному соединению [50]. При испытании второго рамного каркаса плита-вставка была приварена к карнизным узлам полурам № 2, 3, 6, 7 с обеих сторон, что соответствует шарнирно-неподвижному соединению (рис. 5.29).

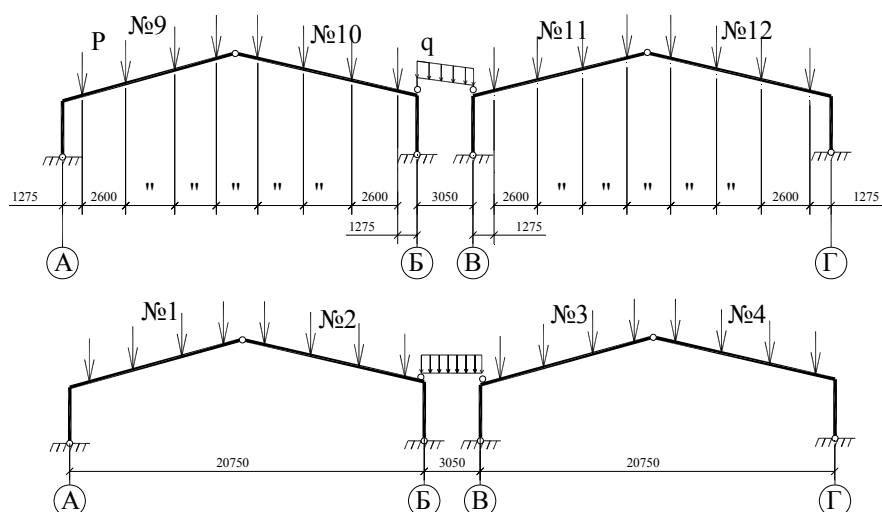


Рис. 5.29. Схема загрузки блокированного рамного каркаса. Степени загрузки:
 а – схема испытания 1; б – схема испытания 2; P – нагрузка на ригель;
 $q = 5,46$ кН/м – нагрузка вставки; № 1-4; 9-12 – номера полурам

Деформации рабочей арматуры в наиболее напряженных местах измеряли электротензодатчиками с базой 20 мм. Кроме того, в отдельных точках измеряли деформации сжатой зоны бетона, а также перемещения фундаментов, карнизных узлов и ригелей рам. Фиксировали также ширину раскрытия трещин.

Фактическая прочность бетона составляет 30 МПа, предел текучести арматуры диаметром 25 мм – 407 МПа, а диаметром 22 мм – 420 МПа.

Загрузка поперечника осуществляли фундаментными блоками с помощью рычагов по общепринятой методике. Нагрузка на вставку составила 5,4 кН/м, что соответствует постоянной и снеговой нагрузке с учетом образования снежного мешка. При нормативной нагрузке (сосредоточенная сила на ригель – 33,31 кН и равномерно распределенная на плиту-вставку – 12,81 кН/м) получены существенные результаты.

Испытания рамного каркаса с шарнирно-подвижным соединением вставки. Ширина раскрытия трещин в ригеле и стойке – 0,15 мм. Максимальный прогиб ригеля – 50 мм или 1/420 пролета. Разрушение рамного каркаса происходит в стойке (сечение № 1) вблизи карнизного узла полурамы № 9 вследствие текучести растянутой арматуры и разрушения

сжатой зоны бетона (див. рис. 5.28). Превышение разрушающей нагрузки рамы РЖС-21-1600 над расчетным (в кН/м) составляет $22,62/15,74 = 1,44$, что больше 1,25, нормированным ГОСТ [78].

Испытания рамного каркаса с шарнирно-неподвижным соединением вставки. Ширина раскрытия трещин в стойке – 0,15 мм, в ригели – 0,2 мм. Максимальный прогиб ригеля – 58 мм или $1/326$ пролета рамы. Разрушение рамного каркаса происходит в стойке (сечение 2) вблизи карнизного узла полурамы № 4 вследствие текучести растянутой арматуры с разрушением сжатой зоны бетона (см. рис. 5.28). Превышение разрушающей нагрузки рамы РЖС-21-1600 над расчетной (в кН/м) составляет $20,17/16,01 = 1,26$, что соответствует ГОСТ [78].

Разница в коэффициентах запаса (на 13 %) по мнению авторов [50] объясняется тем, что в первом случае каждая из двух рам, которая входит в состав моноблока, работает как отдельная плоская трехшарнирная рама. В случае шарнирно-неподвижного соединения плиты-вставки происходит перераспределение усилий в элементах блокированного статически неопределимого рамного каркаса, что приводит к разгрузке внутренних полурам и перегрузки крайних стоек полурам моноблока и снижению их несущей способности.

Проведенные расчеты [50] показывают, что разница теоретических значений изгибающих моментов в карнизных узлах внутренних и внешних полурам блокированного рамного каркаса, с учетом перераспределения усилий по сравнению с рамой, отдельно стоящей, составляет 11,65 %.

Таким образом, раму типа РЖС-21-1600 можно использовать в блокированных рамных каркасах со вставкой. Способ применения вставки в карнизном узле рам влияет на напряженно-деформированное состояние и несущую способность блокированного рамного каркаса.

Шарнирно-подвижное соединение рам со вставкой не снижает ее несущей способности по сравнению с рамой, которая стоит особняком. Шарнирно-неподвижное соединение рам со вставкой снижает несущую

способность блокированного рамного каркаса на 13%. Следовательно, необходимо обеспечить свободное опирания и перемещения одного из концов вставки.

5.4. Новые каркасные здания из трехшарнирных железобетонных рам

В НАУ автором были разработаны новые конструктивные схемы и узлы каркасных зданий из трехшарнирных железобетонных рам на уровне изобретений (рис. 5.30, 5.31).

На рис. 5.30, а показана конструктивная схема рамного каркаса здания, где блок-модуль состоит из четырех рам, при этом блок – модуль можно наращивать в обоих направлениях в плане. Крайние угловые стойки предусмотрены с шарнирной опорой в фундаменты, средние – с жесткой. В узле А соединение прямолинейных железобетонных элементов в растянутой зоне выполняют путем заведения отрезков труб малого диаметра 1, приваренных к гнутой закладной детали 2 ригеля, в прямоугольное отверстие металлической трубы 3 с последующей фиксацией с помощью П подобного стержня 4, а в сжатой зоне путем установления закладной детали в виде швеллера 5, что исключает взаимное смещение ригеля и стойки (рис. 5.31, а).

На рис. 5.30, б приведена схема рамного каркаса здания, который состоит из блок – модулей, включающих две железобетонные рамы, которые пересекаются в коньковом узле под определенным углом. Конструкцию разработали с таким условием, чтобы блок-модуль можно было наращивать в обоих направлениях здания. При этом необходимо решать узлы сопряжения двух-четырех ригелей с одним стояком. Эти узлы аналогичные узлу А, приведенном на рис. 5.30, а. Для схемы на рис. 5.30, б разработан узел Б, включая соединение четырех ригелей (рис. 5.31, б). Необходимым условием конструирования этого узла является шарнирное соединение ригелей. Между торцами ригелей устанавливают железобетонный куб 6, сторона которого равна высоте торца ригеля 7. С четырех сторон куба устанавливают закладные детали 8, к которым по оси куба приваривают отрезки труб 9. Такого же диаметра отрезок трубки 10 приваривают к закладной детали,

расположенной в торце ригеля. При монтаже отрезки труб на ригеле и кубе соединяют и шплинтуют.

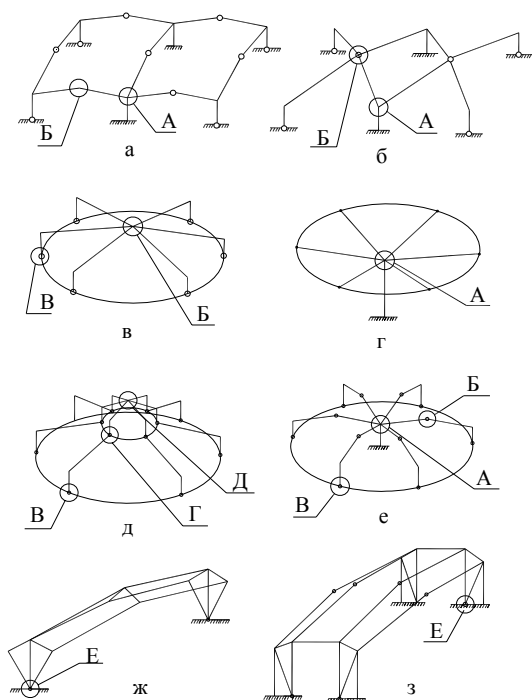


Рис. 5.30. Конструктивные схемы каркасов сооружений из железобетонных рам: *а* – блок –модуль из четырех рам; *б* – блок –модуль из двух рам; *в* – схема каркаса круглого в плане; *г* – схема каркаса круглого в плане с единственной стойкой; *д* – схема каркаса круглого в плане типа башня; *е* – схема каркаса круглого в плане с центральной стойкой; *ж* – схема каркаса из трех рам; *з* – схема каркаса из четырех рам; А, Б, В, Г, Д, Е – узлы соединений элементов каркаса

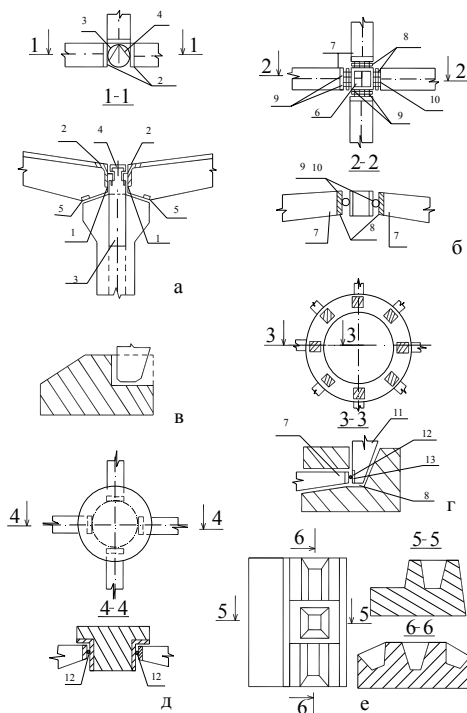


Рис. 5.31. Узлы соединений элементов каркаса: *а* – соединение ригелей со стойкой; *б* – соединение ригелей между собой; *в* – соединение стойки с фундаментом; *г* – соединение ригеля со стойкой; *д* – соединение ригелей в коньковой узле; *е* – соединение трех стоек с фундаментом; 1 – отрезки труб малого диаметра; 2 – гнутая закладная деталь ригеля; 3 – отверстие металлической трубы; 4 – П-образный стержень; 5 – закладная деталь в виде швеллера; 6 – железобетонный куб; 7 – торец ригеля; 8 – закладная деталь; 9, 10 – отрезки труб; 11 – пята стойки; 12 – отрезок стержня малого диаметра; 13 – закладная деталь стойки полурамы

На рис. 5.30, *в* приведена схема здания, круглого в плане, который содержит железобетонные полурамы. При этом железобетонное кольцо служит фундаментом для каркаса здания, воспринимающей распор. Стойка полурамы соединена с фундаментом шарнирно (рис. 5.31, *в*). Устраивают

фундамент таким образом, чтобы он мог воспринимать горизонтальную и вертикальную составляющую усилия от пяты рамы. Коньковый узел выполнен из условия соединения нескольких ригелей и представляет собой железобетонное кольцо, которое обеспечивает шарнирное соединение (рис. 5.31, б). Здесь, вместо железобетонного куба используют железобетонное кольцо.

На рис. 5.30, з приведена схема рамного каркаса здания, круглого в плане. Конструктивной особенностью является устройство общей железобетонной стойки для нескольких ригелей, расположенных по радиусу круга. Стойка жестко крепится к фундаменту. К стойке крепят разное количество ригелей. На рис. 5.31, а показан узел А – место крепления ригелей к стойке.

На рис. 5.30, д приведена рамная конструкция, возведенная путем пристройки малого рамного каркаса к большому. В конструкции используют три железобетонных кольца, которые служат таким целям:

- большое кольцо устраивают в виде фундамента по всему периметру большого круга. Оно служит шарнирным опиранием стоек нижних полурам на кольцо-фундамент, узел опирания В приведен на рис. 5.31, в;

- среднее кольцо переменной толщины выполняет две функции. Оно является местом пристройки конькового узла для нижней полурамы и шарнирного опирания стоек верхних полурам. Переменная толщина увеличивает надежность кольца в местах соединения ригеля нижней полурамы и стояка верхней полурамы. Соединения выполняют в одном сечении, поскольку верхняя и нижняя рамы образуют одну плоскость. Конструкция узла Г приведена на рис. 5.31, г. Конструктивная особенность вызвана тем, чтобы уменьшить величину распора ригеля 7 нижней полурамы за счет действия распора от стойки 11 верхней полурамы. К закладной детали 8, расположенной в торце ригеля, приваривают отрезок стержня малого диаметра 12, упираясь в закладную деталь стояка 13 полурамы, образует шарнир;

– малое кольцо выполняет функции конькового узла для верхних полурам. Конструкция узла Д приведена на рис. 5.31, д. Это кольцо имеет небольшой диаметр, изготавливается переменной толщины вместе с гнутой закладной деталью. Шарнирное опирания ригеля обеспечивается сваркой к закладной детали ригеля отрезка стержня 12.

На рис. 5.30, е приведена рамная конструкция, круглая в плане. Для увеличения полезной площади трехшарнирные рамы располагают по окружности с одним общим стояком, который жестко закреплен в фундаменте. Стойки полурам, расположенные по окружности, имеют шарнирные опирания. Узлы А, Б, В приведенной соответственно на рис. 5.31, а, б, в.

На рис. 5.30, ж представлен рамный каркас однопролетного здания, содержит три трехшарнирные рамы, которые соединены между собой распорками. Распорки соединяют между собой ригели полурам с шагом, который подбирают в зависимости от нагрузки на ригель, от материала и ряда других факторов. Выполняют распорки из стали, работающие только на растяжение. Для приведенной схемы разработана конструкция фундамента мелкого заложения, что обеспечивает шарнирное опирания стоек на него (рис. 5.31, е). Это – угловой фундамент, на который опирают три стойки полурам, причем один вертикально, а два других – с симметричным наклоном. Могут быть предложены схемы многопролетных зданий, состоящих из двух и более пролетов каркасов. В этом случае промежуточные стойки жестко закрепляют в фундаменте.

На рис. 5.30, с приведена схема каркасного здания, выполненной из железобетонных полурам. Приведенная конструкция является модульным каркасом для зданий, состоящий из двух вертикальных трехшарнирных рам и двух наклонных. При этом образуются пара с наклонной вертикальной рамы, шарнирно опертой на фундамент мелкого заложения (см. узел Е на рис. 5.31, е). Для обеспечения устойчивости рамные конструкции соединены стальными распорками.

Таким образом, полученные конструктивные схемы и узлы зданий и сооружений из полурам, которые выпускают серийно, могут быть использованы в различных отраслях и имеют архитектурную выразительность.

Рассмотрены здания и сооружения можно строить для сельских, общественных зданий (павильоны, торговые залы, рынки, бассейны, спортзалы, выставки и т. д.), а также здания и сооружения аэродромов сельхозавиации.

5.5. Выводы по разделу 5

1. Строительство одноэтажных многопролетных производственных зданий из рамных конструкций в настоящее время нуждается в совершенствовании. Однако, тенденции в этом направлении четко определены в передовом опыте сельскохозяйственного строительства. Применен принцип блокировки однопролетных каркасов из трехшарнирных железобетонных рам вплотную или со вставками, которые является достаточно перспективными.

2. Эффективным типом каркасов одноэтажного многопролетного здания является конструкция железобетонного рамного каркаса из составных прямолинейных элементов по типу РЖС. Теоретически подтверждена возможность использования армирования ригелей и крайней стойки полурам РЖС-21-1600 для многопролетного рамного каркаса. Оснастку полурам РЖС-21-1600 и РЖС-18-1600 можно применять в строительстве многопролетных каркасных зданий с пролетами 18 и 21 м.

3. Анализ результатов экспериментально-теоретических исследований показывает, что рамы типа РЖС можно использовать в блокированных рамных каркасах со вставкой. Способ применения вставки в карнизном узле рамы влияет на напряженно-деформированное состояние и несущую способность блокированного рамного каркаса. Шарнирно-неподвижное состояние рам со вставкой снижает несущую способность блокированного рамного каркаса на 13 %, а шарнирно-подвижное не влияет на ее несущую

способность по сравнению с отдельно плоской рамой. Следовательно, необходимо обеспечить свободное опирания и перемещения одного из концов вставки.

4. Перспективным типом железобетонного каркаса многопролетных здания является рамный каркас, состоящий из линейных элементов с безсварными соединениями в узловых соединениях, спиральным армированием, предварительным напряжением арматуры в ригелях и эффективного покрытия на основе асбестоцементных облегченных плит.

Анализ результатов испытаний однопролетных рам, проведенный с учетом фактических физико-механических характеристик бетона и стали, показал, что принятая методика расчета и конструирования вполне соответствует СНиП [177], согласно которому была запроектирована составная (разрезная) рама под нагрузку 21,0 кН/м ригеля. Оценка характера трещинообразования и ширины раскрытия трещин показала, что варианты как с обычным армированием, так и с предварительным напряжением арматуры могут быть реализованы при одинаковых опалубочных размерах элементов рам.

5. Дальнейшие исследования трехшарнирных железобетонных рам в составе блокированных и многопролетных рамных каркасов имеют перспективу при разработке эффективных объемно-планировочных и конструктивных решений каркасных зданий. При этом необходимо предусмотреть:

- анализ и выбор оптимальных расчетных схем, блокированных со вставкой и многопролетных рамных каркасов;
- разработку эффективных конструкций узлов сопряжения рам в блокированных и многопролетных рамных каркасах;
- унификацию элементов каркаса, конструкции которых позволяет их применять как в однопролетных, так и в многопролетных и блокированных зданиях;

- применение высокопрочных бетонов и эффективных видов напряженной арматуры;
- разработку новых и совершенствование существующих конструктивных схем и узлов зданий и сооружений из полурам, серийно выпускающихся и имеющих архитектурную выразительность, для залов и общественных зданий различного назначения;
- проведение экспериментально-теоретических исследований в натуре и на моделях.

Параллельно с разработкой каркасов многопролетных зданий необходимо провести обобщение и натурное обследование покрытий многопролетных зданий с целью уточнения и разработки решений по устройству водостоков, желобов и фонарей. Проведение указанных работ будет способствовать внедрению блокированных и многопролетных рамных каркасов в строительство не только сельскохозяйственных объектов, а и в различных отраслях народного хозяйства.

РАЗДЕЛ 6

ПРОЕКТИРОВАНИЕ КОНСТРУКЦИЙ ПОКРЫТИЯ, СТЕН И ФУНДАМЕНТОВ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ

6.1. Конструктивные решения покрытий

Значительное снижение стоимости и трудоемкости строительства сельскохозяйственных зданий производственного назначения может быть достигнуто за счет рационального выбора типа покрытий, конструкция которых должна быть не только экономичной, но и обеспечивать надежную работу и долговечность.

Широкое распространение получила конструкция покрытий сельскохозяйственных производственных зданий, которая содержит железобетонные плиты типа СПР, пароизоляцию, обрешетку, утеплитель из минераловатных плит и кровлю из асбестоцементных волнистых листов унифицированного профиля. Такое покрытие долговечно и соответствует эксплуатационным требованиям, в связи с чем оно принято за эталон. К недостаткам этого покрытия относят: значительная масса и большие трудопотери на строительстве из-за обустройства пароизоляции и утеплителя в строительных условиях.

Значительно меньше по массе покрытия с использованием в виде несущих элементов волнистых асбестоцементных листов, укладываемых по прогонам. Но такое покрытие не компенсирует, по сравнению с вышеуказанным эталоном, увеличенных трудопотерь при монтаже, в связи с чем оно не получило широкого применения.

Попытка уложить плиты покрытия легкой конструкции длиной 3 м на деревянном каркасе с асбестоцементной обшивкой (плиты типа АКД) на железобетонные несущие конструкции: рамы, фермы, балки, также не дают эффективного решения из-за их установки с шагом 3 м и необходимости в обустройстве системы связей, которые обеспечивают устойчивость несущих конструкций.

Легкое и эффективное покрытие осуществляют путем укладки плит типа АКД на железобетонные прогоны 6 м, уложенных по ригелям рам, фермам или балкам покрытия. Согласно данных опыта строительства [232, 233, 236] такое покрытие значительно снижает массу покрытия, расход железобетона, трудоемкость и стоимость строительства.

Уклон кровли во всех видах покрытия каркасных зданий принят 1:4 или 0,25. Для покрытия применяют волнистые асбестоцементные листы, легкий утеплитель (минеральная вата, фибролит), железобетонные и легкие на деревянном каркасе плиты, железобетонные прогоны. Холодные покрытия (без утеплителя) применяют на складах, гаражах и других помещениях.

Таким образом, отличают четыре основных типа покрытий (рис. 6.1): покрытия с железобетонными плитами; покрытия с легкими плитами на деревянном каркасе и асбестоцементными листами; теплое покрытие с прогонами; холодное покрытие с прогонами.

Чаще всего в отношении качества покрытия применяют железобетонные плиты, которые обеспечивают жесткость и долговечность каркасного здания. Вместе с этим стоит отметить, что покрытие получается тяжелым, это негативно отражается на технико-экономических показателях рамных каркасов, в том числе фундаментов.

Прогонное решение применяют при обустройстве холодной кровли. Прогоны выполняют роль связей и обеспечивают устойчивость каркаса здания. Лучшие технико-экономические показатели могут быть достигнуты при использовании покрытия, которое содержит: облегченные железобетонные плиты; легкие утеплители (минвата, войлок, пенопласт, фибролит, базальтовое волокно и т.п.); асбестоцементные листы усиленного профиля (шаг обрешетки увеличивают до 1,5 м, уменьшается расход пиломатериалов, количество креплений и стыков листов). Указанная конструкция покрытия является вентилируемой, долговечной, жесткой.

Улучшение конструктивных решений покрытий должно идти по пути облегчения железобетонных плит. Их габариты и конструкции определяются

комплексно, с учетом объемно-планировочных решений материалоемкости, трудоемкости изготовления и возведения всего каркаса здания.

Изготовление эффективного покрытия обеспечивает облегчение рамных каркасов и фундаментов, создает увеличение шага несущих конструкций до унифицированного размера 6 м и улучшает технико-экономические показатели каркаса здания.

На сегодняшний день известно много конструкций сборных железобетонных ребристых плит длиной 3 и 6 м, которые вошли в каталог [69, 70, 194]. Одним из путей облегчения массы покрытия сельскохозяйственных зданий является переход на комплексные армоцементные панели (рис. 6.2) [155].

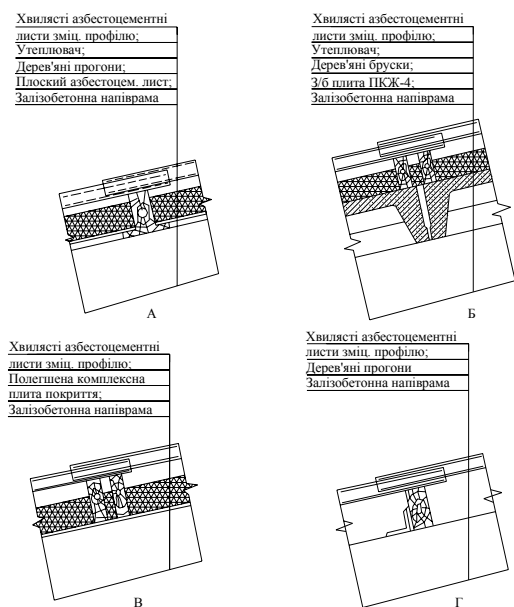


Рис. 6.1. Варианты покрытия:
а – прогоны, теплое покрытие;
б – покрытия с железобетонными плитами; в – покрытие с облегченными плитами; г – прогоны, холодное покрытие

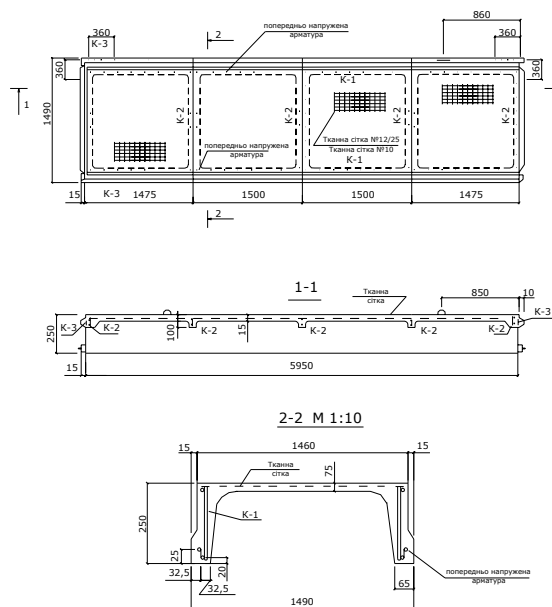


Рис. 6.2. Конструкция армоцементной панели покрытия для сельского промышленного здания

Панели имеют размеры $1,5 \times 6,0$ м, их укладывают по прогонам с шагом 3 м и работают они по двухпролетной схеме (рис. 6.2). Панели экономичнее по расходам бетона и стали и применены при строительстве комплекса в Броварском районе Киевской области.

В связи с тем, что собственная масса плиты уменьшена вдвое, а снеговая нагрузка для II снегового района небольшая, для армирования плиты решающим становится расчет на сосредоточенную силу по граничному равновесию при одновременном действии равномерно-распределенной и сосредоточенной нагрузок для условий Украины.

Армоцементные предварительно напряженные панели разработаны в двух вариантах: с несущей плитой (АСПО-60-15) к панели СПН по серии 1.865-1, вып. 2 и с слабо армированной полкой (АСПО-60-15) к панели ППС по серии 1.865-1, вып. 3. НИИСК было изготовлены и испытаны две панели. Испытания показали положительные результаты по прочности и жесткости. Была достигнута экономия материалов и стоимости.

ЦНИИЭПсельстрой разработал ряд эффективных комплексных плит для вентиляционных покрытий сельскохозяйственных производственных зданий со слабо- и средне агрессивными газовыми средами при относительной влажности воздуха помещений не более 75 %, под кровлю из асбестоцементных волнистых листов унифицированного профиля (УВ-75), при уклоне 25 %, для районов с нормативными снеговыми нагрузками не более 150 кгс/м² на горизонтальную проекцию кровли.

Конструкция комплексной плиты (рис. 6.3) содержит ребристую предварительно на напряженных плиту 3×6 и 1,5×6 м из бетона класса В20 (серия 1.865.1-4), пароизоляцию, обрешетку и утеплитель (легкие бетоны, полужесткие минеральные плиты, пенополистирол ПСБ, вермикулит и др.) Трудоемкость уменьшается до 40 %.

Комплексная керамзитобетонный предварительно напряженная плита размером 1,5×6 м с ребрами вверх (рис. 6.4) создана для зданий с шагом рам 6м, а также зданий с расчетной сейсмичностью 7 баллов.

Плиты изготавливаются из легких бетонов классов В20 и В25 на пористых заполнителях (керамзит, шлаковая пемза, перлит, шунгезит и др.) плотностью до 1800 кг/м³, использована предварительно напряженная арматура классов А-IV и А-V.

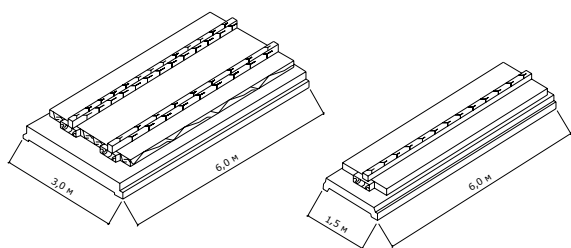


Рис. 6.3. Комплексные железобетонные плиты вентилируемых покрытий

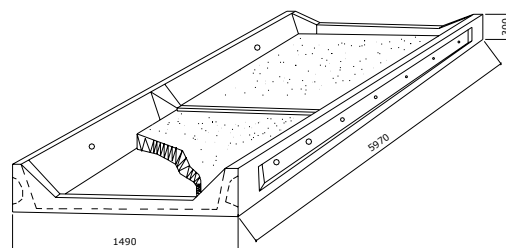


Рис. 6.4. Комплексная керамзитобетонная предварительно напряженная плита с ребрами вверх

Конструкция покрытий содержит утеплитель из полужестких минераловатных плит и пароизоляцию. Плиты рассчитаны под расчетные нагрузки (с учетом собственного веса) от 210 до 590 кгс/м². По сравнению с традиционным решением достигают снижение расходов древесины.

Плита покрытия на деревянном каркасе из клееных профильных ребер размером 1,5×6 м (рис. 6.5). Плита имеет несущие клееные деревянные ребра швеллерного сечения и утеплитель из полужестких минераловатных плит. Достигается снижение расходов древесины на 10–21 % по сравнению с обычными плитами по серии 1.865-7 вып. 1.

Плита покрытия на деревянном каркасе 1,5×3 м (рис. 6.6) состоит из несущих деревянных ребер толщиной 32 мм, утеплителя – полужестких минераловатных плит и асбестоцементной обшивки. Достигается снижение расходов древесины до 18 %, вес до 10 %, стоимости до 15 % по сравнению с типичными плитами АКДИ-31.

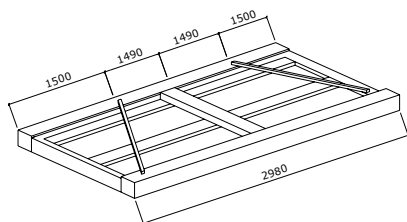


Рис. 6.5. Плита покрытия на деревянном каркасе из клееных профилированных ребер

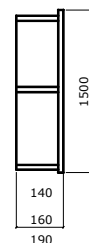
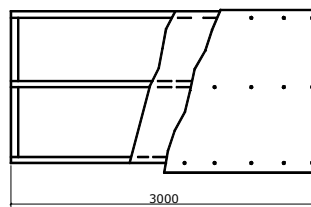


Рис. 6.6. Плита перекрытия на деревянном каркасе

Асбестоцементная плита покрытия имеет каркас 1,5×3 м из несущих асбестоцементных швеллеров (рис. 6.7) и утеплителя – полужестких

минераловатных плит. Снижение расходов древесины на 1 м^2 плиты составляет $0,07\text{--}0,08 \text{ м}^3$ по сравнению с плитами ПАД.

Асбестоцементная экструзионная плита покрытия представляет собой многпустотный настил, изготовленный методом экструзии (асбест, цемент и пластификатор формируется в вакууме – экструдере), в качестве утеплителя используют полужесткие минераловатные плиты (рис. 6.8). По сравнению с плитами на деревянном каркасе с асбестоцементными обшивками экономия древесины на 100 м^2 покрытия составляет $1,1\text{--}1,5 \text{ м}^3$.

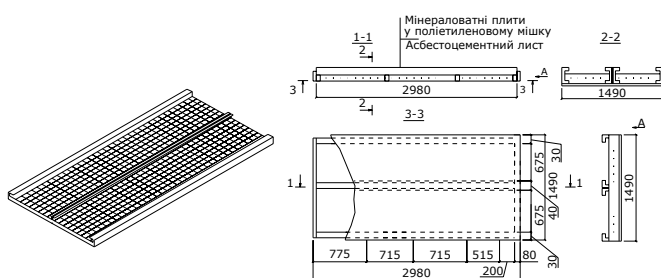


Рис. 6.7. Асбестоцементная плита покрытия на каркасе из экструзионных швеллеров

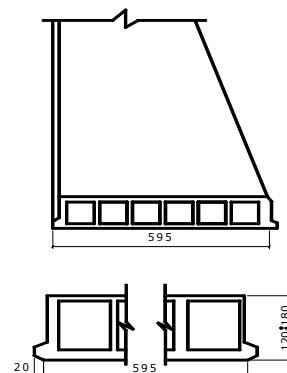


Рис. 6.8. Плита покрытия асбестоцементная экструзионная

Плиты покрытия длиной 3 и 6 м шириной 595 мм толщиной 120–180 мм с весом $70\text{--}100 \text{ кг/м}^3$ предусмотрены для покрытий сельскохозяйственных производственных зданий с нормативной снеговой нагрузкой до 150 кгс/м^2 .

Плита покрытия длиной 3 м на деревянном каркасе с обшивкой из асбестоцементных листов для укладки на прогоны состоит из деревянного каркаса, нижней обшивки с асбестоцементного плоского листа и утеплителя (рис. 6.9). Утеплитель – минераловатные маты или минераловатные полужесткие плиты на синтетическом вяжущем. Ребра каркасов соединяют в углах металлическими скобами на шурупах. Кровля – из волнистых асбестоцементных листов унифицированного профиля марки УВ-7,5. По сравнению с плитами покрытия серии 1.865-6 снижена трудоемкость изготовления на 10–15 %.

Плиты длиной 3 м на деревянном каркасе с обшивкой из ДВП изготовленные для укладки по несущим конструкциям для совмещенных покрытий одноэтажных однопролетных производственных сельскохозяйственных зданий (рис. 6.10). Плита состоит из древесноволокнистой плиты и утеплителя (маты минераловатные прошивные или плиты минераловатные полужесткие на синтетическом вяжущем). Ребра каркаса соединяют с помощью металлических скоб, а нижнюю обшивку с каркасом - на клею. В кровле из волнистых асбестоцементных листов унифицированного профиля марки УВ-7,5 по сравнению с плитами покрытия серии 1.865-2 снижена трудоемкость изготовления на 10–15 %.

Плита покрытия типа «сэндвич» с обшивками асбестоцемента, деревянных плит и утеплителя из фенольного пенопласта изготовлена для животноводческих ферм и птицеферм (рис. 6.11). Плита состоит из самонесущего (вариант 1) или несущего (вариант 2) каркаса, нижней асбестоцементной обшивки, верхней – из ДВП. Как утеплитель применен фенольный пенопласт марки ФРП-1.

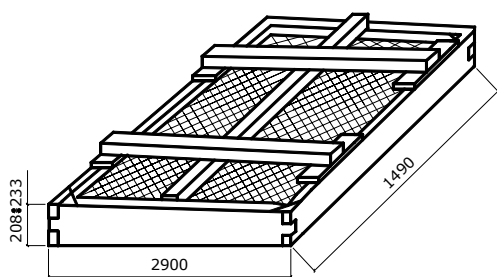


Рис. 6.9. Плита на деревянном каркасе с обшивкой из асбестоцементных листов для укладки по прогонам

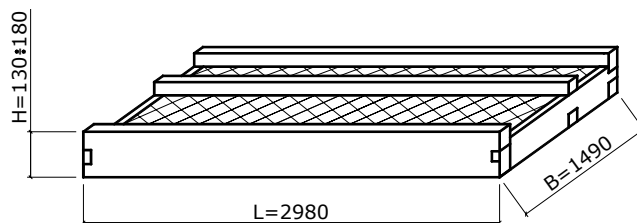


Рис. 6.10. Плита на деревянном каркасе с обшивкой из ДВП для укладки по прогонам

Соединение обшивок и обрамление выполнено на шурупах. По сравнению с плитами покрытия марки ПАД (с минераловатой) трудозатраты при изготовлении снижаются на 15–20 %.

6.2. Расчет и конструирование железобетонных тавровых прогонов

Как уже было отмечено, лучшим считается совместное вентилируемое покрытие с кровлей из асбестоцементных волнистых листов. Существует много конструктивных решений таких покрытий, однако их можно, несмотря на существенные различия, совместить в 2 группы.

К первой группе относят покрытия с настилами, например, железобетонными ребристыми плитами, а ко второй - покрытия с прогонным решением.

Покрытия второй группы [174, 180] при шаге каркаса 6 м более экономичный чем первый, поскольку отказ от железобетонных плит покрытия (другие плиты для данного шага еще не нашли широкого использования в практике сельского строительства) дает значительное уменьшение веса, а также снижает затраты железобетона. Однако элементы покрытия второй группы на сегодняшний день разработаны недостаточно. Так, например, вес железобетонного прогона 6 м, который нашел применение в сельском строительстве, достигает 600 кг.

Принимая во внимание, что потребность в пролетах достаточно велика (на здание с размерами в плане 21×72 м при шаге прогонов 1,5 м нужно 192 прогона), уменьшение их массы является актуальной проблемой.

Существующие конструктивные решения прогонов имеют как постоянное сечение по всей длине, так и подрезку в опорных частях, которую делают только в прогонах таврового сечения (табл. А. 6.1).

Анализ конструктивных решений 37 типов железобетонных прогонов показывает, что наименее материалоемкими и наиболее экономичными являются конструкции тавровых железобетонных прогонов типа ПЖТ [199, 203] (рис. 6.12).

Прогон типа ПЖТ охватывают необходимый диапазон нагрузки, легче по массе и наименее материалоемкими по расходам бетона по сравнению с другими конструкциями пролетов. Технико-экономическую эффективность прогонов ПЖТ достигается за счет уменьшения строительной

высоты ее опорных частей, упрощение оснастки для изготовления прогонов, упрощение карнизного узла, за счет снижения высоты и уменьшения кубатуры здания.

В целом, при применении конструкции покрытия сельскохозяйственных производственных зданий с использованием плит АКД и железобетонных тавровых прогонов ПЖТ, расположенных по скату через 3м, эффект достигается за счет уменьшения строительной высоты покрытия, уменьшение количества монтажных элементов, снижение веса покрытия, уменьшения материалоемкости железобетонных прогонов покрытия, уменьшения трудоемкости и стоимости.

Прогоны могут эксплуатироваться как в зданиях с неагрессивной средой, так и в зданиях со слабым и средним агрессивными средами.

Прогоны представляют собой армированные плоскими сварными каркасами однопролетные балки длиной 6,0 и 5,5 м [54, 117, 120]. Они имеют тавровый профиль сечения с полкой в сжатой зоне и подрезку в опорных частях (рис. 6.12).

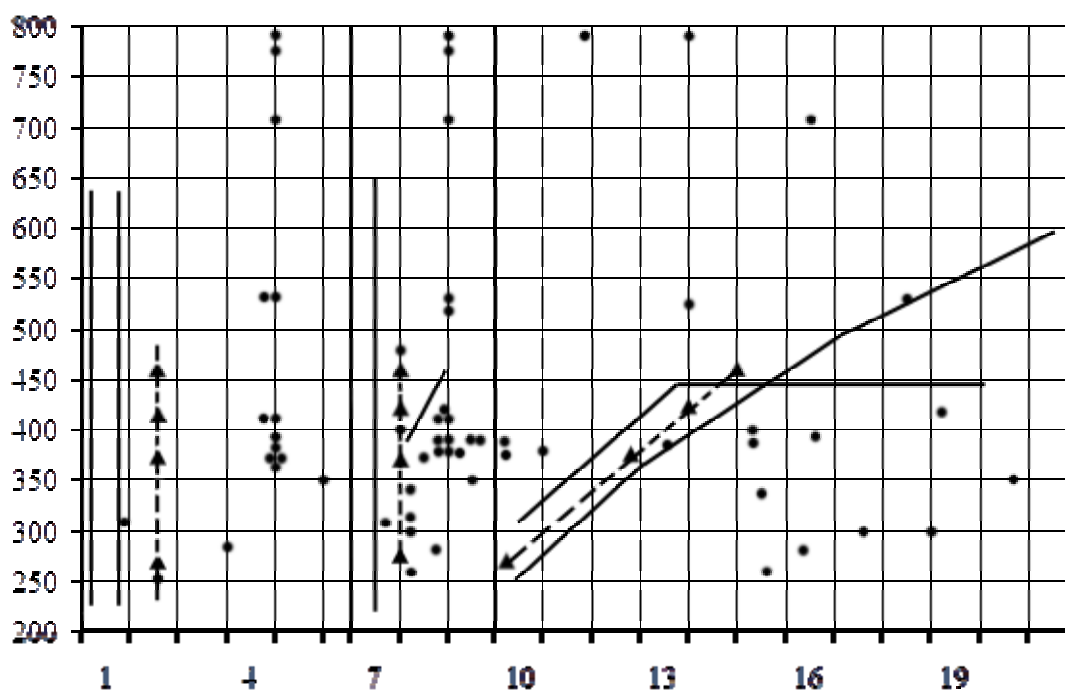


Рис. 6.12. Взаимосвязь расчетной нагрузки прогонов с их массой, объемом бетона и расходами стали: 1 – прогоны типа ПЖТ; 2 – то же самое; 3 – другие прогоны; 4 – среднее значение

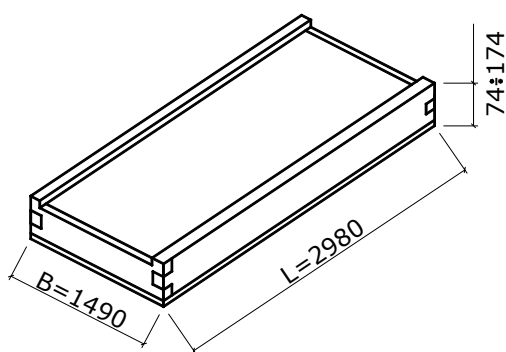


Рис. 6.11. Плита покрытия типа «сэндвич» с обшивкой из асбесто-цементных, деревоволокнистых плит и утеплителя из фенольного пенопласта

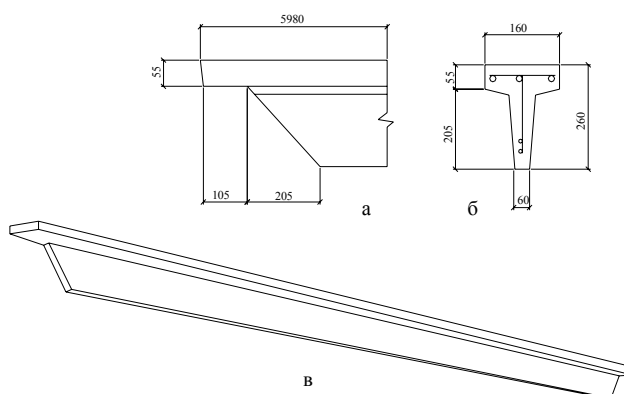


Рис. 6.12. Железобетонный тавровый прогон типа ПЖТ:
а – опорная часть с подрезкой;
б – поперечное сечение; в – общий вид

Техническая характеристика шестиметровых прогонов: пролет 5980 мм, объем бетона 0,124 м³ (без технологических уклонов); 0,133 м³ (с технологическими уклонами); класс бетона В30; продольная арматура класса А-III (рис. 6.13).

Если подрезка опорной части пролета, которая предназначена из условий ее работы на поперечную силу, является выше полки таврового сечения, тогда конструкция арматурных каркасов и опалубки становится более сложной. При разработке конструкции прогона типа ПЖТ используют отличные от существующих методы конструирования опорных частей и расчета на косой изгиб.

Детальному расчету прогонов предшествует выбор их геометрических размеров принимая во внимание простоту их изготовления и уменьшение массы по сравнению с известными решениями. Расчет на косой изгиб проводили по упрощенной схеме, как для двух соединенных самостоятельных элементов прямоугольного сечения, работающих каждый в соответствующей плоскости (рис. 6.14, а).

При расчете на косой изгиб проверяли работу только полки тавра на действие изгибающего момента от скатной компоненты равномерно распределенной нагрузки. Для выявления несущей способности при изгибе рассчитывали тавровое сечение из условия (рис. 6.14, б).

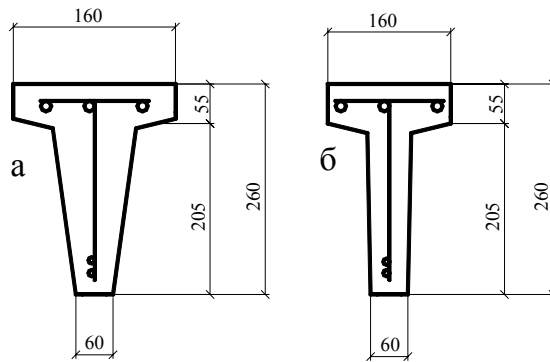


Рис. 6.13. Поперечное сечение прогонов:
а – с технологическими уклонами; б – без технологических уклонов

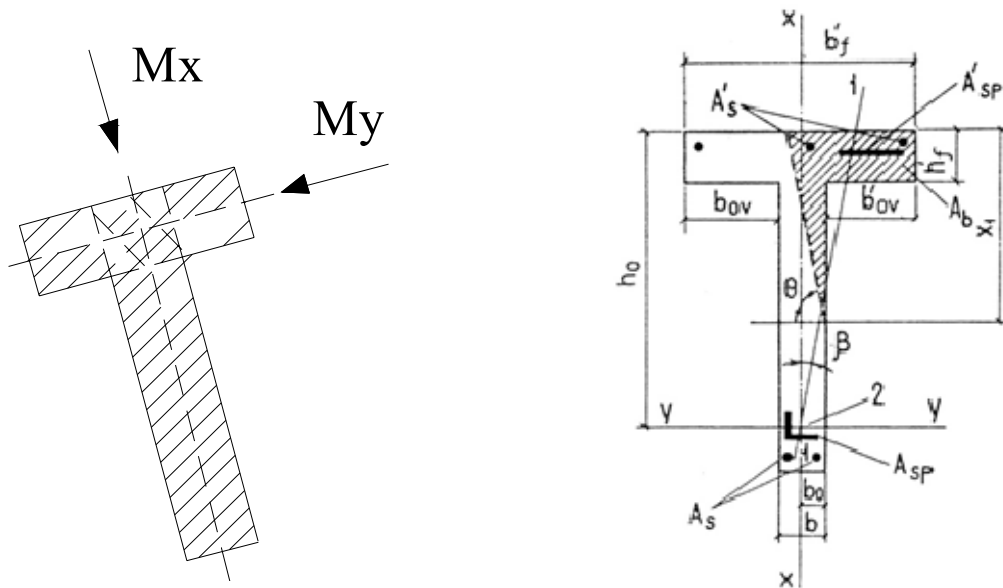


Рис. 6.14, а. Упрощенная схема работы прогона на кривой изгиб

Рис. 6.14, б. Форма сжатой зоны в поперечном сечении таврового железобетонного элемента, работающего на кривой изгиб: 1–1 – плоскость действия изгибающего момента; 2 – точка приложения равнодействующей усилий в растянутой арматуре

$$R_s \cdot A_s = R_{sc} \cdot A_s. \quad (6.1)$$

Расчет тавровых сечений элементов, работающих на кривой изгиб, допускается проводить, принимая форму сжатой зоны по (рис. 6.14, б) [178].

При этом должно удовлетворяться условие

$$M_x \leq R_b [S_{ov,x} A_{web} (h_0 - x_l/3)] + R_{sc} S_{sx} + \sigma_{sc} S_{spx}, \quad (6.2)$$

где M_x – составляющая изгибающего момента в плоскости оси x (по оси x и y принимаются две взаимно перпендикулярные оси, проходящие через точку приложения равнодействующего усилия в растянутой арматуре, параллельно по сторонам сечения, для сечения в связи с полкой ось x принимается параллельно плоскости ребра);

$$A_{web} = A_b - A_{ov}, \quad (6.3)$$

где A_b – площадь сжатой зоны бетона, равной:

$$A_b = \frac{\gamma_{s6} R_s A_{sp} + R_s A_s - R_{sc} A'_s - \sigma_{sc} A'_{sp}}{R_b}; \quad (6.4)$$

где A_{ov} – площадь сечения наиболее сжатого свеса полки;

x_1 – размер сжатой зоны бетона по наиболее сжатой стороне сечения, определяется по формуле

$$x_1 = -t + \sqrt{t^2 + 2A_{web} \operatorname{ctg} \beta}; \quad (6.5)$$

здесь

$$t = 1,5 \left(\frac{S_{ov,y} \operatorname{ctg} \beta - S_{ov,x}}{A_{web}} + b_0 \operatorname{ctg} \beta - h_0 \right); \quad (6.6)$$

$S_{ov,x}$ – статический момент площади A_{ov} в плоскости оси x относительно оси y ;

$S_{ov,y}$ – то же, в плоскости оси y относительно оси x ;

b_0 – расстояние от равнодействующей усилий в растянутой арматуре к наиболее сжатой боковой стороны сечения (границы ребра);

β – угол наклона плоскости действия изгибающего момента к оси x , то есть $\operatorname{ctg} \beta = M_x / M_y$;

S_{sx} , S_{spx} – статические моменты площади сечения соответственно ненапряженной и напряженной арматуры S' по оси y .

В нижней части стенки тавра и его полки были поставлены арматурные стержни одинакового диаметра. Детальный расчет прогонов по деформациям и раскрытию трещин, а также испытания показали, что принятое сечение и армирование обеспечивают их надежную работу в условиях эксплуатации [117, 120].

Сечение прогонов представлено в рабочих чертежах двумя вариантами, которые определяют их изготовление как в кассетных формах без откидных бортов с технологическими уклонами, так и в формах с откидными бортами без технологических уклонов [117].

При разработке прогонов главное внимание уделено снижению собственного веса, уменьшению высоты опорной части и простоте изготовления. Для решения поставленной задачи необходимо выполнить такие требования: высота таврового сечения должна удовлетворять требованиям деформирования и по ширине раскрытия трещин; ширина полки должна гарантировать работу прогона на кривой изгиб и обеспечивать надежность элементов покрытия; толщина стенки и полки тавра, величина защитных слоев продольной и поперечной арматуры должна учитывать возможность эксплуатации прогонов в агрессивных средах.

Расчет прогонов по упрощенной схеме выполнен в работах [142, 143] по следующим признакам: на действие изгибающего момента от полной нагрузки для таврового сечения без учета сжатой арматуры; на действие скатной компоненты от полной нагрузки для прямоугольного сечения, армированного в растянутой и сжатой зонах стержнями одинакового диаметра.

Детальный расчет прогонов на кривой изгиб проводили для таврового сечения, армированного в растянутой и сжатой зонах.

Расчет опорных частей прогонов (рис. 6.15) проводили по упрощенной схеме, учитывая только работу металлической закладной детали (работу бетона не учитывали). Схема расчета приближена, поэтому опорные части запроектированы с дополнительным запасом, что гарантирует их надежную работу.

Расчет прогонов по деформациям (для прямоугольного сечения) и по раскрытию трещин проводили по методике СНиП [142, 143, 177].

Результаты расчета по прочности показали, что приближенный и точный методы расчета дают практически одинаковые результаты [142, 143].

Это свидетельствует о целесообразности использования приближенного метода для поисков оптимального решения сечения и армирования железобетонных элементов, работающих на кривой изгиб.

Проверка прочности сечения показала, что $M_c > M_Q$, где M_c – несущая способность сечения по изгибающему моменту; M_Q – изгибающий момент от действия нагрузки. Из этого следует, что прочность сечения обеспечена.

По результатам расчета по деформациям с учетом действующих нагрузок, определен относительный прогиб, который составляет $f = 1/150l$, то есть значительно меньше допустимого по нормам [177]. Расчет по ширине раскрытия трещин показал $a_{cr} = 0,15$ мм, то есть меньше чем по нормам [177].

Железобетонный тавровый прогон со скошенной полкой для холодных и теплых покрытий сельскохозяйственных зданий с асбестоцементной кровлей (рис. 6.16) укладывают по несущим конструкциям каркаса с шагом 3 м при теплых покрытиях и с шагом 1,5 м – при холодных покрытиях.

Конструкция прогона имеет такие параметры: длина – 6 м, вес – 400 кг, класс бетона – В35. Используют два типа рабочей арматуры: ненапряженная из стали класса А-III и предварительно напряженная из стали классов А-IV, А-V. Расходы материалов составляют: бетон – $0,16 \text{ м}^3$, сталь в зависимости от несущей способности и вида арматуры – 23,9–34,3 кг.

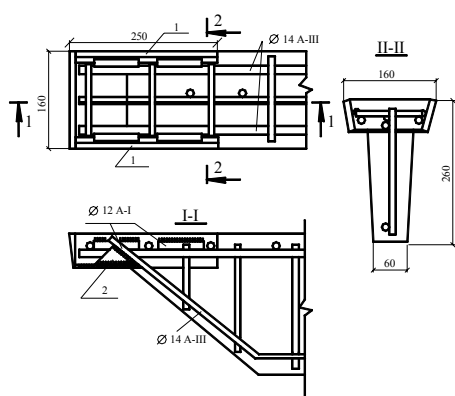


Рис. 6.15. Армирование опорного узла прогона ПЖТ 6-500:
1 – стальная пластина 55×10×250 мм,
2 – стальная пластина 90×5×128 мм

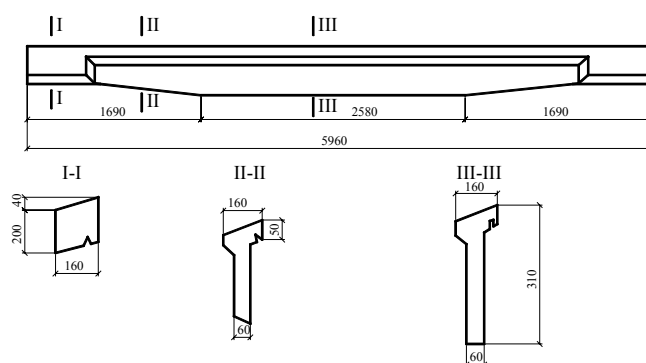


Рис. 6.16. Железобетонный прогон со скошенной полкой

Особенностью конструкции является скошенная полка относительно ребра и наличие подрезки на опорах для снижения высоты помещения. Прогоны рассчитаны под нагрузку от 2,5 до 10,5 кН/м и могут использоваться в любом снеговом районе страны. В эксплуатационных условиях в результате наклона 1:4 к продольной плоскости прогона по отношению к плоскости действия нагрузки прогон воспринимает действие косого изгиба.

Для имитации такого изгиба создана специальная испытательная установка [120], которая позволяет одновременно проводить испытания двух прогонов. При этом каждый прогон устанавливают на катковые шарниры, один из которых является подвижным вдоль оси пролета. Расстояние между осями прогонов составляла 1485–1515 мм. Наклон продольной поверхности прогонов к вертикали имел угол с соотношением сторон 1:4 (рис. 6.17).

Для создания нагрузки использовали предварительно взвешенный кирпич, который укладывали рядами на две деревометаллические площадки, которые в свою очередь опирались на испытываемые прогоны через катковые шарниры, часть которых была подвижной в горизонтальном направлении. Такая система опирания обеспечивала свободное перемещение осей прогонов в поперечном вертикальном и горизонтальном направлениях.

Нагружали прогоны ступенями по 60 кг. После приложения каждой степени нагрузки выдерживали пять минут для снятия отсчетов с измерительных приборов. Нормативные нагрузки удерживали в течение 30 мин. Вертикальные и горизонтальные поперечные оси прогонов посередине их пролетов, а также оси проседания опор контролировали прогибомерами системы Аистова. Ширину раскрытия трещин в бетоне измеряли с помощью микроскопа МПБ-2.

Основные результаты испытаний приведены в табл. 6.2, из которой видно, что результаты испытаний прогонов соответствуют требованиям ГОСТ [78] по прочности, жесткости и трещиностойкости (рис. 6.18).

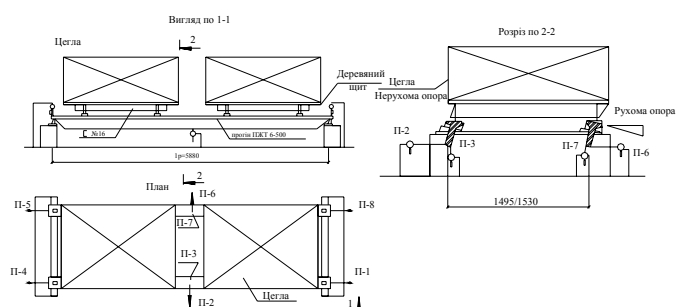


Рис. 6.17. Схема нагрузки и расположения приборов при испытании железобетонных пролетов



Рис. 6.18. Железобетонные тавровые прогоны в процессе испытаний

Прогоны изготавливают кассетным методом по 8 шт. в каждой форме с тепловой обработкой в пропарочной камере [54]. Прогоны внедряли на строительстве сельских производственных зданий с шагом элементов каркаса 6 м с облегченным покрытием, которые состояли из плит типа АКД с последующей укладкой по ним асбестоцементных волнистых листов и минерального утеплителя.

Таблица 6.2

Результаты исследований железобетонных прогонов типа ПЖТ

Индекс прогона	Участники опытов	Фактическая прочность бетона. Фактический предел текучести арматуры	Вертикальное перемещение прогона при нормативном нагружении, мм	Максимальное раскрытие трещин на уровне арматуры при нормативном нагружении, мм	Опытная разрушающая нагрузка	Примечания
					Расчетная нагрузка	
ПЖТ-6-500	НИИСК, Гипрооргсельстрой, Винницкий Облмежколхозстрой	$\frac{300}{1530}$	22,2 12,65 26,9	0,12	$C = \frac{705}{509} = 1,41$	Цель испытания – проверка несущей способности опирочных участков прогонов. Разрушения пролетной части прогона. Текучесть растянутой арматуры с последующим разрушением сжатой зоны бетона
ПЖТ-6-600	Гипрооргсельстрой, Винницкий Облмежколхозстрой	$\frac{280}{4600}$	12,68 9,0 16,50	0,07	$C = \frac{870}{600} = 1,45$	Разрушение пролетной части прогона. Текучесть растянутой арматуры с последующим разрушением сжатой зоны бетона
ПЖТ-6-500	Гипрооргсельстрой, Винницкий Облмежколхозстрой	$\frac{385}{4530}$	–	0,1-0,15	$C = \frac{1190}{500} = 2,38$	Разрушение сварных участков прогонов по наклонным сечениям от точек приложения нагрузок под углом 45°. Текучесть растянутой арматуры с последующим разрушением сжатой зоны бетона

6.3. Разработка конструкций стеновых панелей

Строительство каркасных зданий с панельными стенами в сочетании с другими сборными укрупненными элементами на сегодня является индустриальным. Это позволяет уменьшить трудозатраты и повысить производительность труда на стройплощадке, сократить сроки и снизить стоимость строительства. Используют различные варианты разрезки наружных стен на панели: однорядная, двухрядная и трехрядная.

Вертикальную однорядную разрезку выполняют из панелей повышенной степени заводской готовности с оконными проемами на всю высоту здания, устанавливают непосредственно на обрезы фундаментов.

Размеры панелей определяют в зависимости от сетки координационных осей здания и его высоты, размеров и места расположения проемов. При этом панель по высоте и длине - кратная укрупненному модулю 300 мм. Толщину панелей принимают в зависимости от климатических условий района строительства, режима эксплуатации, конструктивного решения панелей и их свойств.

Стеновые панели по конструкции делят на одно-, двух- и трехслойные с использованием легкого и тяжелого бетонов, а также эффективных теплоизоляционных материалов. Кроме того, облегченные панели могут быть с обшивками из асбестоцемента, водостойкой фанеры, полимерных материалов, асбестоцементных экструзионных панелей с эффективными утеплителями.

Однослойные стеновые панели отличаются простотой конструктивного решения, высокой технологичностью и меньшей трудоемкостью изготовления по сравнению со слоистыми панелями. Они удовлетворяют требования теплозащиты и прочности. Их изготавливают из керамзитобетона, перлитобетона, аглопоритобетона класса В5 плотностью 900–1000 кг/м³, ячеистых автоклавных бетонов класса В3,5–5,0 плотностью 700 кг/м³ и арболитобетона класса В2,5–3,5 плотностью 350–700 кг/м³.

Двухслойные стеновые панели состоят из внутреннего защитного слоя тяжелого и легкого бетона класса В20 толщиной 50 мм, теплоизоляционного конструктивного слоя из легкого бетона класса В5 и внешнего фактурного слоя с цементно-песчаного раствора 100, толщиной 20 мм (рис. 6.20, а).

В качестве легкого бетона используют керамзитобетон, перлитобетон и их комбинации, аглопоритобетон, шлакопемзобетон, шунгизитобетон плотностью 800–1600 кг/м³. Толщина панелей принята 200, 250, 300 и 400 мм. Армируют их объемными каркасами. Кроме того, используют также двухслойные панели из ячеистых бетонов автоклавного твердения. С внешней стороны панели защищают от атмосферных воздействий защитно-облицовочным гидрофобным покрытием. Толщина панелей составляет – 200, 240, 300 и 350 мм, класс бетона В3,5, плотностью 600–700 кг/м³.

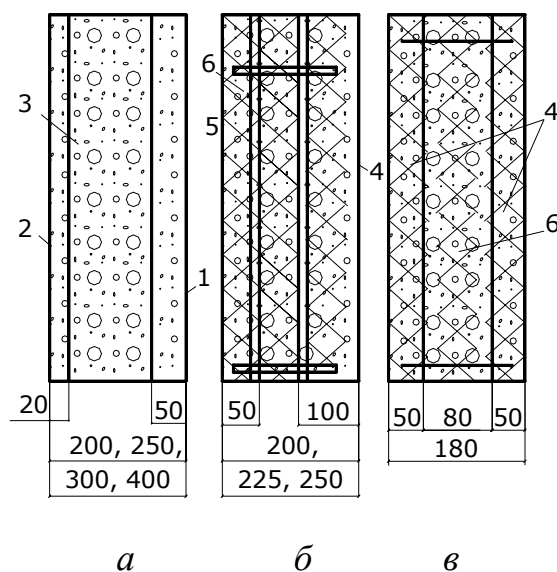


Рис. 6.20. Конструктивные схемы панелей:

а – двухслойные; б – трехслойные на гибких связях; в – трехслойные с жесткими связями; 1 – защитный слой из бетона класса В15; 2 – раствор марки 100; 3 – легкий бетон класса В30; 4 – железобетонная несущая плита; 5 – внешний бетонный слой; 6 – утеплитель

Для районов с низкими расчетными температурами используют трехслойные стеновые панели на гибких связях с утеплителями из пенополистирола, полужестких минераловатных плит на синтетическом вяжущем и тому подобное. Панель состоит из внутреннего и внешнего железобетонных слоев тяжелого и легкого бетонов класса В20 толщиной 100

и 50 мм соответственно, между которыми размещается утеплитель (рис. 6.20, б). Слои соединяются между собой стальными гибкими связями. Толщину панелей принимают 200, 225 и 250 мм, толщина утеплителя – соответственно 50, 75 и 100 мм.

Трехслойные панели с утеплителем из пенополистирола разработаны на жестких связях в виде плоских каркасов (рис. 6.20, в). Панели рассчитывали на горизонтальную нагрузку, при этом учтена работа обоих железобетонных слоев, что позволяет уменьшить толщину внутреннего слоя панелей до 50 мм вместо 100 мм.

Анализ технико-экономических показателей свидетельствует о том, что легкобетонные двухслойные панели повышенной заводской готовности значительно эффективнее в сравнении со стенами из панелей горизонтальной (ленточной) разрезки. Трехслойные панели эффективнее легкобетонных на 11–20 % практически по всем показателям, а укрупнение панелей позволяет снизить трудоемкость монтажа на 40–50 % за счет исключения фундаментных балок и процесса установки оконных и дверных блоков на монтаже.

Кроме того, в двухслойных панелях из легкого бетона с увеличением сопротивления теплопередачи их масса, расход цемента, стоимость «в деле» растет значительно быстрее, чем в трехслойных панелях. Так, при увеличении термического сопротивления двухслойных панелей от 0,61 до 1,47 м²°С/Вт толщина увеличивается от 200 до 500 мм, тогда как в трехслойных панелях толщины бетонных слоев постоянные, увеличивается только толщина эффективного утеплителя при тех же термических сопротивлениях с 50 до 100 мм. Таким образом, трехслойные панели более эффективны.

Ниже рассмотрены две конструкции стеновых панелей. Панели предусмотрены для сооружения наружных стен сельскохозяйственных зданий с относительной влажностью воздуха внутри помещения до 75 % при расчетной температуре наружного воздуха не ниже минус 25°С.

Панели состоят из двух железобетонных слоев и утеплителя между ними.

В зависимости от назначения панели делят на четыре типа: рядовые с оконным блоком марки П-1; рядовые глухие марки П-2; рядовые с оконным блоком для торцевых стен марки П-3; рядовые глухие для торцевых стен марки П-4.

Железобетонные слоистые панели изготавливают из армированного бетона плотностью 2200 кг/м^3 на керамическом (кирпичном) щебне, слои соединяют между собой сварными сетками, каркасами, гибкими связями (рис. 6.21). Толщина железобетонных слоев панелей, включая облицовочный слой, составляет 100 мм, класс бетона – В10, марка раствора для внутреннего облицовочного слоя – 25. Марка бетона и раствора по морозостойкости МРЗ 35. В качестве утеплителя используют плиты теплоизоляционные минераловатные жесткие и полужесткие плотностью 200 кг/м^3 .

Панели армированы сварными каркасами, сетками и гибкими связями из арматурной стали таких видов и классов: продольные стержни каркасов – из горячекатаной арматурной стали периодического профиля классов А-П и А-Ш, допускается – А-П; сетки и поперечные стержни каркасов – из холодноотянутой гладкой проволоки В-1; стальные связи железобетонных слоев – из низколегированной горячекатаной стали с повышенной устойчивостью к атмосферной коррозии, а также горячекатаной арматурной стали классов А-1 и А-П с защитой ее от коррозии.

Испытания опытных образцов в НИИСК показали положительные результаты.

Институтом УкрНИИПграждансельстрой (с участием автора) разработана новая конструкция однослойной стеновой панели из керамического камня толщиной 380 мм (рис. 6.22). С целью снижения материалоемкости и упрощения технологии изготовления кладка мелкоштучных элементов выполнена без вертикального армирования, а перемычка над отверстием в ней и ее основа выполнены из железобетонных

досок длиной на ширину панели [233, 236]. Этим обеспечивается ее жесткость и предотвращается разрыв кладки при транспортировке и монтаже с помощью специального транспортного контейнера.

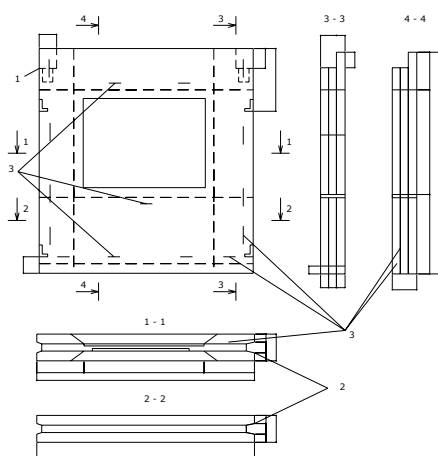


Рис. 6.21. Стеновая трехслойная облегченная панель: 1 – закладные детали для анкеровки балок; 2 – полужесткие минераловатные плиты; 3 – гибкие связи

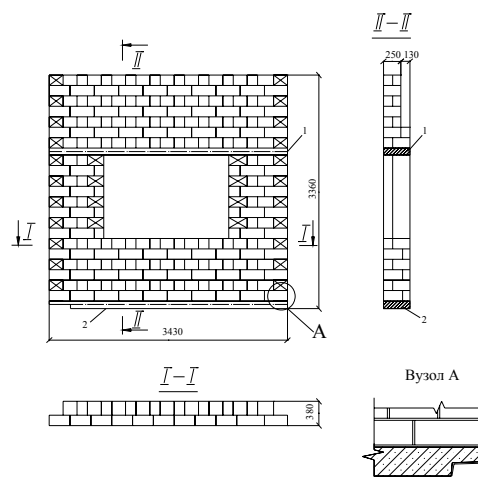


Рис. 6.22. Стеновая панель из керамических камней без вертикального армирования: 1 – железобетонная перемычка; 2 – железобетонная основа; 3 – закладная деталь

На рис. 6.22 представлен общий вид керамической панели 1 из мелкоштучных элементов без вертикального армирования, которая включает железобетонную перемычку 2 и основу 3, длиной на ширину панели.

При использовании предложенного конструктивного решения стеновой панели ее технико-экономическая эффективность достигается за счет минимальной металлоемкости, простоты в изготовлении, возможности изготовления с использованием автоматических линий.

Были разработаны рабочие чертежи и номенклатура стеновых панелей. Два образца стеновых панелей с прорезью были изготовлены на Подольском заводе в г. Киеве и успешно прошли экспериментальную проверку в институте НИИСК (рис. 6.23, 6.24).

Транспортно-монтажный контейнер для стеновой панели состоит из двух вертикальных рам, соединенных сверху с помощью одной обвязки, причем одна рама у внутренней стороны панели присоединена к обвязке шарнирно. Эта шарнирно присоединенная рама имеет внизу горизонтальные

лапки, которые подхватывают панель. Нижние обвязки рам соединяются в торцах панели болтами (рис. 6.25).

Суть конструкции контейнера видна на рис. 6.25. Стеновая панель 1 опирается на лапки 2, приваренные к обвязке 3. Обвязка 3 с помощью элементов 4 и 5, а также болтов 6 прикреплена к обвязке 7, жестко присоединенной к обвязке 8 с помощью диафрагм 9. Элементы 10 жестко присоединяют обвязку 8 и 11. Нижние обвязки имеют прорези 12, в которые вводятся болты 13.

С помощью выталкивателей 14 и шайб 15 нижняя обвязка 3 с лапками 2 отводится от стеновой панели перед снятием контейнера, причем лапки 2 выходят из углублений 19. Петли 17 служат для подъема контейнера, высота установки контейнера относительно панели регулируется с помощью болтов 18.



Рис. 6.23. Испытания стеновой панели из керамических камней

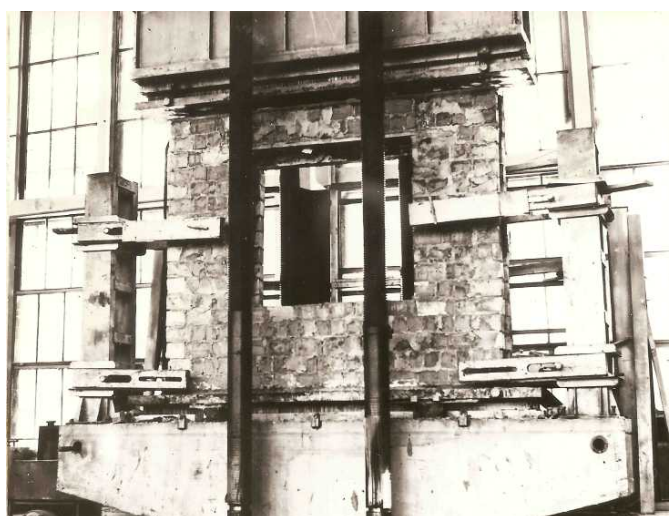


Рис. 6.24. Общий вид испытания стеновой панели

Эффективность контейнера обусловлена облегчением работ по установке и снятию контейнера из панелей. На конструкцию контейнера, разработанную при участии автора, получено а. с. № 854813 [9]. Использование контейнера позволяет изготавливать стеновые панели из

керамических камней без установки в них вертикальной арматуры, что позволяет механизировать кладку из мелкоштучных камней.

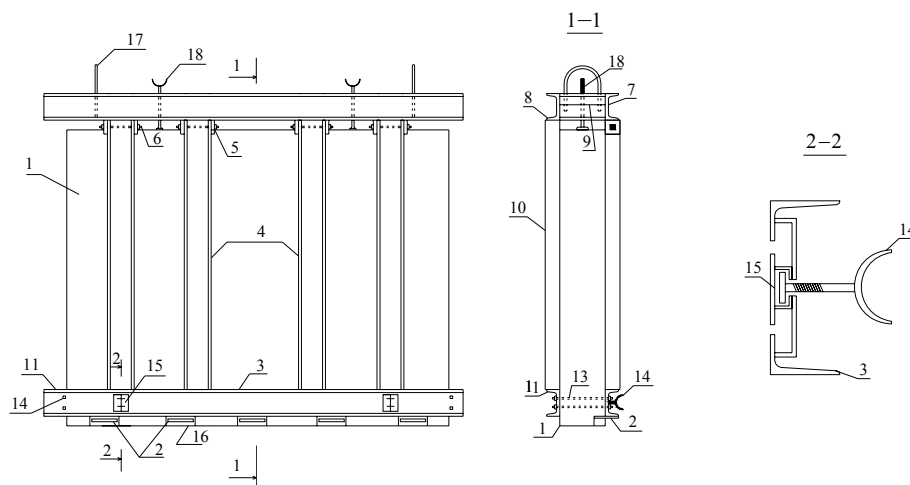


Рис. 6.25. Транспортно-монтажный контейнер для стеновой панели:
 1 – стеновая панель; 2 – лапки; 3 – обвязка; 4, 5 – элементы; 6 – болт; 7, 8 – обвязки;
 9 – диафрагма; 10 – элемент; 11 – обвязка; 12 – прорезь; 13 – болт;
 14 – выталкиватель; 15 – шайба; 16 – элемент лапки; 17 – петля; 18 – болт;
 19 – углубление

6.4. Опыт разработки и использования конструкций фундаментов

В Украине более 70 % территории составляют лесные просадочные грунты, поэтому устройству фундаментов под трехшарнирные рамы уделяется особое внимание.

Особенностью работы фундаментов под пятнами стоек трехшарнирных железобетонных рам является то, что они воспринимают одновременно как вертикальные, так и горизонтальные усилия. При этом распор - горизонтальная составляющая наклонного усилия имеет значительную величину, а угол наклона равнодействующей усилий может достигать 40° . Поэтому фундаменты разрабатываются, как правило, в виде асимметричных железобетонных башмаков, развитых в сторону действия горизонтальной нагрузки. Устраивают также обычные забивных свайные фундаменты.

Необходимость обеспечения устойчивости и надежной работы основы при воздействии на него вертикальных и горизонтальных усилий, а также задача снижения материалоемкости, трудоемкости и стоимости фундаментов обуславливает сложность решения фундаментов под опоры трехшарнирных рам.

Это способствует поиску экономических и технически обоснованных решений фундаментов под опоры рамных конструкций сельскохозяйственных производственных зданий, разработке новых конструкций фундаментов и способов их устройства, проведению экспериментальных исследований и их производственному освоению.

Традиционная конструкция фундамента под опоры производственных сельскохозяйственных зданий с несущим каркасом из трехшарнирных рам – это отдельный железобетонный асимметричный фундамент с горизонтальным размещением подошвы. Такой фундамент вошел в каталог типовых изделий сборных железобетонных конструкций для производственных сельскохозяйственных зданий (табл. А. 6.3).

Эти фундаменты рекомендуется устанавливать непосредственно на горизонтально спланированные основания при залегании в основе песков крупных, гравелистых средней крупности, а также крупно обломочных грунтов. Если в основании залегают глины, суглинки, твердые супеси, мелкие и пылеватые пески, в подошве фундамента устраивают подготовку из послойно уплотненных песков крупных, средней крупности, гравелистых или крупно обломочных грунтов на глубину не менее расчетной глубины промерзания в районе строительства, но во всех случаях не менее 0,5 м. Допускается использовать подготовку из тяжелого бетона. Оптимальная геометрическая форма подготовки показана на рис. 6.26.

При залегании в основах слабых глинистых грунтов размеры песчаной и бетонной подушки устанавливают расчетом. Выше приведены рекомендации, обусловлены тем, что фундамент с горизонтальным размещением подошвы создает необходимое сопротивление действующему горизонтальному усилию только при наличии в основании грунтов, которые обеспечивают высокое удельное сопротивление трения материала фундамента о грунт.

Поскольку смещение фундамента с горизонтальной подошвой происходит непосредственно по контактной поверхности подошвы

фундамента и грунта, расчеты устойчивости основания по схеме плоского сдвига является для такой конструкции определяющими. При таком решении запас устойчивости фундамента против плоского сдвига можно обеспечить путем специальных мероприятий, а именно, созданием песчаных и бетонных подготовок.

Результаты испытаний фундаментов и оснований при различных грунтах и углах наклона равнодействующей позволили разработать более экономичные облегченные фундаменты для рам пролетов от 12 до 21 м с шагом 3 и 6 м [195, 197]. Для слабых грунтов оснований зданий с пролетами рам 18 м и более разработана железобетонная распорная доска шириной 0,5 м, которая опирается на фундаменты и закрепляется монтажной сваркой. Доска размещается вблизи подошвы фундамента, где интенсивность отпора грунта засыпки имеет наибольшее значение.

Устойчивость фундамента при плоском сдвиге может быть значительно повышена в случае устройства наклонной подошвы фундамента. Чем больше наклон подошвы, тем меньше сила смещения. Для распорных каркасов зданий, которые монтируются из изделий Слуцкого завода ЖБИ, БелНИИгипросельстроем предложена конструкция фундамента с наклонной подошвой (рис. 6.27) для здания с несущим каркасом из трехшарнирных рам пролетом 18,0 м и шагом 3,0 м (табл. Д.6.3).

Фундамент с наклонной подошвой имеет целый ряд преимуществ по сравнению с типовым. Прежде всего сопротивление сдвига по подошве перестает быть решающим фактором при назначении размеров фундаментов и глубины их заложения.

Проверка устойчивости основания по схеме плоского сдвига показала достаточный запас устойчивости. Это создает возможность установления фундамента непосредственно на основу (если не считать устроенного в необходимых случаях песчаного выравнивающего слоя толщиной 50–100 мм) практически при любых видах грунтов.

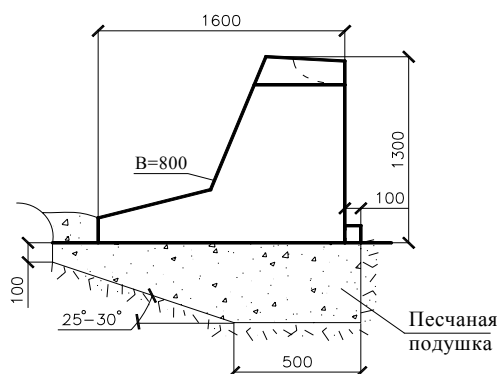


Рис. 6.26. Фундамент типа ФР-16-8 (серия 1.800-2 вип.1)

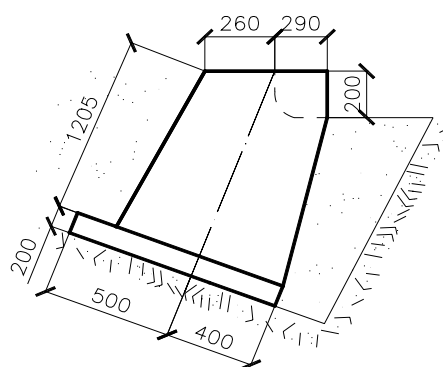


Рис. 6.27. Блочный фундамент с наклонной подошвой

Кроме того, использование фундамента с наклонной подошвой позволяет более полно использовать несущую способность грунтов основания и собственно принять оптимальные размеры фундамента. Это позволяет снизить расходы материалов и уменьшить массу фундамента.

Пензенский инженерно-строительный институт разработал фундамент под рамы пролетом 18,2 и 20,6 м (при нагрузке ригеля 31 кН на 1 пог. м), в котором сопротивление сдвигу фундамента предусмотрено из расчета того, что равнодействующая внешних сил находится в пределах угла, ограниченного коэффициентом трения бетона подошвы фундамента о грунт (рис. 6.28), (табл. А.6.3). Устойчивость фундамента против сдвига по грунту может быть достигнута за счет увеличения лобового сопротивления. Так, разработан второй тип фундамента, который для усиления лобового сопротивления сдвигу по грунту дополнен специальной вертикальной стенкой, которая входит в конструкцию фундамента (рис. 6.29).

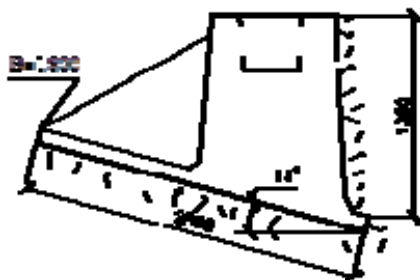


Рис. 6.28. Блочный фундамент с развитой наклонной подошвой

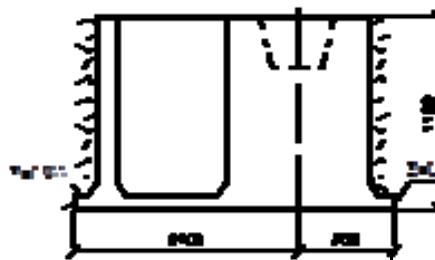


Рис. 6.29. Блочный фундамент с дополнительной вертикальной стенкой

Увеличение сопротивления сдвига фундамента достигают бетонной подготовкой зубчастой конфигурации. При строительстве зданий пролетом 18,6 и 21 м с шагом рам 4 м предусмотрена бетонная подготовка с устройством уступов для задержки фундамента подготовки от скольжения по грунту (рис. 6.30).

Создан железобетонный фундаментный башмак, который для увеличения сопротивления сдвигу по грунту дополнен зубом. Его устраивают на подготовке из бетона В10 толщиной 100 мм (рис. 6.31).

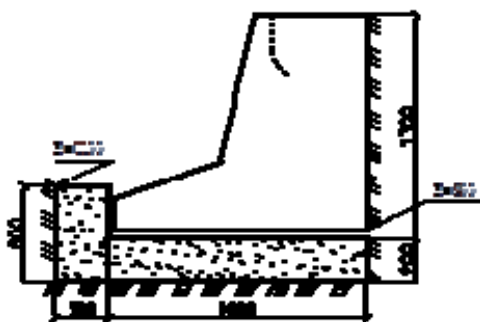


Рис. 6.30. Блочный фундамент с горизонтальной подушкой

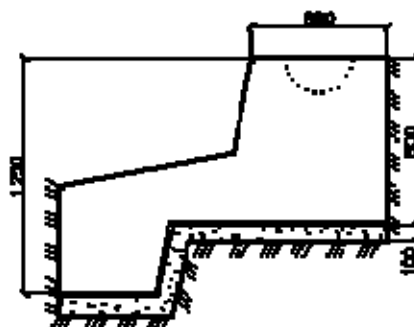


Рис. 6.31. Блочный фундамент с передним зубом

Для создания надежного и экономичного фундамента под стойку трехшарнирной рамы, способной воспринимать распорное усилие любой величины, с участием автора разработана конструкция углового фундамента (рис. 6.32). Фундамент размещают в несущем слое грунта и придают ему специальную форму поперечного сечения, например, угловую с любым возможным углом раскрытия полок α : прямоугольным, развалкованным или звалкованным углами внутренним поперечным ребром (или системой ребер), которое передает горизонтальную или наклоненную составляющую усилия от пяты рамы H на лобовую стенку фундамента, от нее на уложенный в распор слой бетона или засыпки на вертикальную или уклонную поверхность почвы ненарушенной или в уплотненной структуры. Вертикальную составляющую реакции опоры V воспринимает фундаментная плита (подушка), например, горизонтальная полка углового фундамента [232, 236].

Размеры лобной стенки фундамента, которая передает горизонтальную или наклонную составляющую реакции пяты H , также необходимо

рассчитывать. Определяют также давление на грунт и перемещения фундамента, которые не должны превышать нормативных значений.

Фундамент под стойку трехшарнирной рамы может быть отдельным, ленточным, сборным, составным, сборномонолитным или монолитным в зависимости от производственных условий и возможностей строительства.

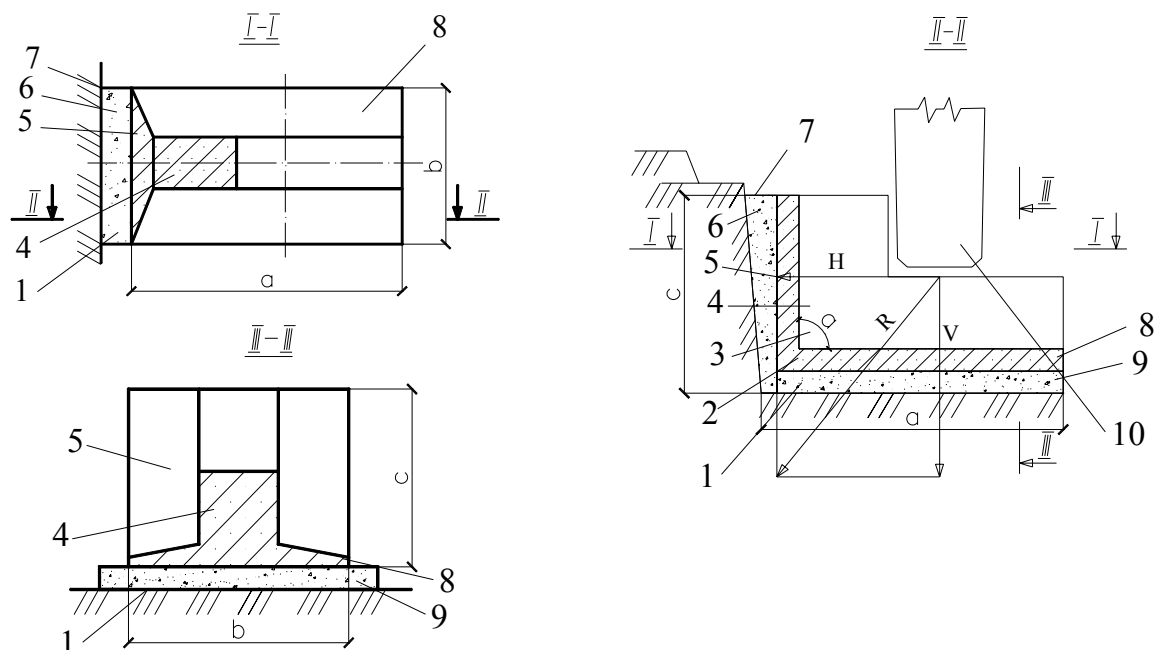


Рис. 6.32. Угловой фундамент:

1 – несущий слой почвы; 2 – угловой фундамент; 3 – угол 90-120°,
4 – поперечное ребро; 5 – лобовая стенка; 6 – слой бетона уплотненного щебня,
песка; 7 – поверхность грунта, ненарушенной или утрамбованной структуры;
8 – подушка; 9 – подготовка; 10 – пяты стойки рамы

Зазор (пазуха) клиновидной формы, который образовался между лобной поверхностью углового фундамента и грунтом с ненарушенной или уплотненной структурой тщательно бетонируют послойно (в распор) заполняют щебнем, песком, песчано-гравийной или песчано-щебеночной смесью.

Для сельскохозяйственных производственных зданий с каркасами из трехшарнирных рам широко используются свайные фундаменты. Свая такого фундамента имеет достаточно продольное сечение и развитую длину, которые обеспечивают с одной стороны нужное сопротивление грунта повороту сваи в плоскости действия нагрузки, а с другой стороны

обуславливается еще и конструктивными решениями, связанными с решением узла опирания рамы и стеновой панели на фундамент.

В некоторых случаях используют призматические железобетонные сваи сплошного трапецевидного сечения (табл. А.6.3). В голове сваи для опирания стойки рамы устраивают закладную деталь. Принято класс бетона В30. Сваи сечением $220 \times 450 \times 500$ мм, 3,5 м длины воспринимают горизонтальную нагрузку 17 т и вертикальную 18 т. Они значительно дешевле фундаментных башмаков с горизонтальной подошвой и бетонной подготовкой [197].

Сравнение различных вариантов фундаментов показывают, что фундамент из двух наклонных свай с железобетонным ростверком является неэкономичным. Эффективнее оказался блочный фундамент с наклонной подошвой (табл. А.6.3). Однако свайные фундаменты из одиночных свай могут применяться при всех видах грунта, в которых не могут быть применены блочные фундаменты (рис. 6.33, 6.34).

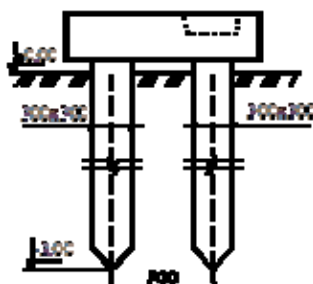


Рис. 6.33. Фундамент с двумя сваями и сборным железобетонным ростверком

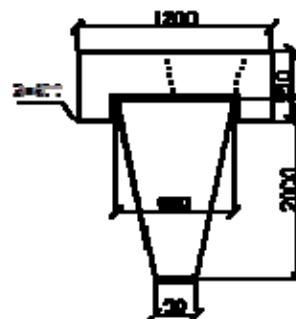


Рис. 6.34. Пирамидальная свая с сборным железобетонным ростверком

Применяют свайные фундаменты из коротких пирамидальных забивных свай [16, 163]. Под каждую стойку рамы устраивают свайный фундамент, состоящий из двух частей: собственно, пирамидальной сваи и сборного железобетонного ростверка, что одевается на сваи таким образом, чтобы образовать гнездо для установки стойки полурамы (рис. 6.34). Размеры пирамидальной сваи составляют: длина 2,0 м, сечение в голове $0,6 \times 0,6$ м, сечение в подошве $0,05 \times 0,05$ м. Размеры ростверка стакана составляет $0,55 \times 1,0 \times 1,2$ м.

Фундаменты из пирамидальных свай более экономичные ступенчатых фундаментов - башмаков с подготовкой (рис. 6.35) (табл. А.6.3).

Существует конструкция пирамидальной сваи под рамы без оголовка (рис. 6.36).

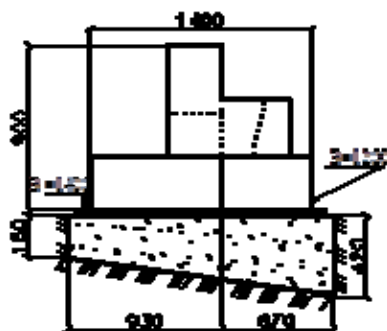


Рис. 6.35. Блочный ступенчатый фундамент с бетонной подготовкой

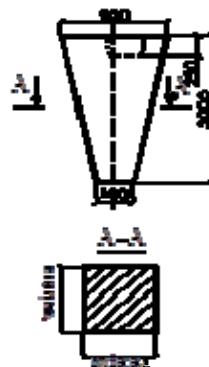


Рис. 6.36. Свая пирамидальная

Для многих типов грунтов рекомендуют сваи забивные таврового сечения с консолью, конструкция которой достаточно экономична (рис. 6.37). Наличие консоли вызывает в сечении сваи момент, противоположный по знаку.

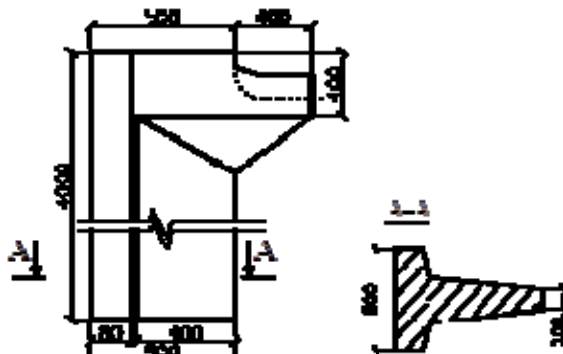


Рис. 6.37. Свая таврового сечения с консолью

Разработанные конструкции буронабивной сваи с уплотненным ядром (рис. 6.38) и асимметрично блочного фундамента (рис. 6.39).

Разработка фундаментов для зданий с несущим каркасом из трехшарнирных рам не должна быть ограничена одним или двумя типами универсальных конструктивных решений. Многообразие грунтовых условий, разное состояние производственной базы и механическая вооруженность строительных организаций обуславливают необходимость разработки и применения различных типов фундаментов.

При строительстве сельскохозяйственных зданий с несущим каркасом из трехшарнирных рам в первую очередь могут быть рекомендованы железобетонные фундаменты с наклонной подошвой. Их можно применять на песчаной основе и на глинистых почвах.

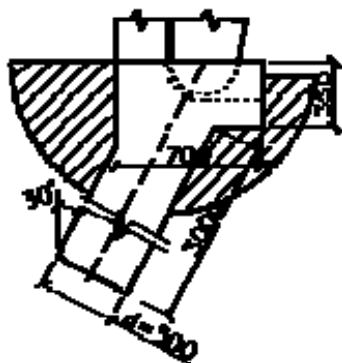


Рис. 6.38. Свая буронабивная с уплотненным ядром

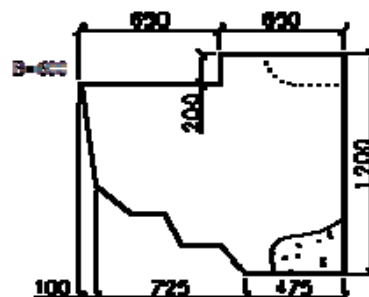


Рис. 6.39. Асимметричный блочный фундамент

В широком диапазоне грунтовых условий в качестве фундаментов зданий с несущими каркасами их трехшарнирных рам можно использовать железобетонные сваи с различной формой поперечного сечения.

По технико-экономическим показателям эффективными фундаментами для зданий с несущим каркасом из трехшарнирных рам в грунтовых условиях I типа по просадочности являются: буронабивная наклонная свая с уплотненным ядром, асимметричный фундамент в утрамбованном котловане с наклонной или ступенчатой подошвой, клиновидная свая с консолью, забивной блок ЗБР и блок-свая переменного таврового сечения (табл. А. 6.3).

Автором проведено обобщение опыта проектирования и строительства конструкций свайных фундаментов под трехшарнирные железобетонные рамы (табл. 6.4) [236]. Как видно из табл. 6.4, наиболее промышленными и экономичными конструкциями являются фундаменты в виде пирамидальных свай (вариант 1). По сравнению с фундаментами серии 1. 800-2 они более экономичны как по стоимости, так и по трудоемкости возведения (почти в 3 раза). Пирамидальные сваи успешно применяются во многих областях Украины.

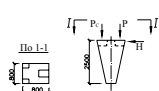
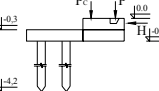
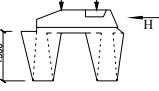
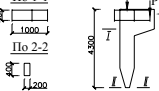
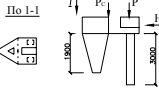
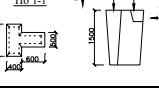
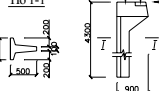
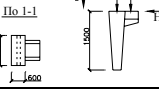
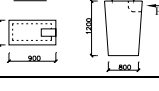
Форма пирамидальной сваи как фундамента под распорные конструкции не является оптимальной. Статическая работа такой сваи в

грунте при наклонной нагрузке недостаточно эффективна. Напряжение, возникающее на контакте «свая-грунт», неравномерное, что способствует ее повороту в грунте.

В некоторых областях Украины под распорные конструкции применяют фундаменты в виде двух вертикальных свай сечением 300х300 мм с монолитным ростверком. Сваи расположены по линии действия горизонтальной нагрузки. Устройство этого фундамента (вариант II) менее трудоемкое по сравнению со сборными железобетонными башмаками, что требует повышенного расхода бетона и стали.

Таблица 6.4

**Конструктивное решение свайных фундаментов
для трехшарнирных железобетонных рам пролетом 21 м**

Вариант	Конструктивное решение	Шаг рам, м	Расчетные нагрузки на фундамент, т			Расходы материалов на один фундамент	
			вертикальная (P)	горизонтальная (H)	вес стены (P _c)	бетона, м ³	стали 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

В черкасской области применяют конструкции фундамента, состоящих из двух забивных железобетонных кессонных блоков КФ-2 высотой 1,5 м, сечением сверху 900×900 мм, снизу 500×500 мм, на которые ставится фундаментный башмак Ф-21 (вариант III). Этот вариант фундамента по расходам стали наиболее приемлемый, но он трудоемок.

В черниговской области также внедряют железобетонную сваю с консолью СКР-4 (вариант IV). Длина сваи составляет 4,3 м, сечение от 500×400 мм (вверху) до 200×400 мм внизу на расстоянии 2 м. Поэтому на консоль насаждают стакан-шайбу СШ-1 с гнездом для пяты рамы. Консоль позволяет передавать вертикальную нагрузку с эксцентриситетом относительно центра тяжести поперечного сечения сваи. Этот фундамент можно применять при строительстве на площадках с неровным рельефом и на слабых грунтах, где может быть оправдан большой расход стали на сваи.

КНУБА разработал [236] новую конструкцию свайного фундамента под пяту рамы. Фундамент состоит из одной или двух забивных призматических свай длиной до 3 м и одной пирамидальной трехгранной или четырехгранной сваи длиной до 2 м, что забивается со стороны обратного действия горизонтальной нагрузки. Сваи объединили ростверком (вариант V). Однако такой фундамент отличается большим количеством деталей и расходами бетона и стали.

ЦНИИЭПсельстроем испытаны и внедрены фундаменты в виде забивного блока (вариант IX), что представляет собой усеченную пирамиду с небольшими углами наклона граней. Размеры верхней грани блока 900×600 мм, нижней 800×600 мм. Высота блока составляет 1,3 м. Гнездо для установки пяты рамы смещено относительно центра тяжести верхней грани в сторону, противоположную направлению действия горизонтальной нагрузки. На изготовление фундаментов типа ЗБР расходуется бетона столько же, как и для пирамидальных свай, а стали – в 2 раза меньше. При всех положительных качествах такого типа фундамента большая площадь

нижнего основания, что погружается в грунт, позволяет применять его только в слабых грунтах.

Конструкция забивной железобетонной сваи таврового сечения представлена в варианте VII, вписывается в квадрат размером 500×500 мм. Свая имеет консоль вылетом 400 мм, что дает возможность передавать нагрузку от вертикальной силы с эксцентриситетом относительно центра тяжести поперечного сечения. Сечение геометрической формы консоли позволяет повысить несущую способность сваи. Однако сложность в изготовлении и большие расходы стали усложняют ее применение.

Для экспериментального строительства на просадочных грунтах разработана конструкция сваи, которая имеет клиновидную форму (вариант VIII) с верхней основой 800×600 мм и нижней 800×100 мм. Свая высотой полтора метра имеет одностороннюю консоль, расположенную в противоположном направлении действия распора, что позволяет сместить гнездо для опирания пяты рамы эксцентрично относительно центра тяжести сечения сваи, уменьшить величину изгибающего момента и величину ее горизонтального перемещения (рис. 6.40).

Клиновидная форма сваи позволяет полнее, чем пирамидальная, использовать отпор грунта на уровне острия за счет сохранения постоянной ширины грани, перпендикулярной направлению распора. Однако, при погружении клиновидной сваи, также как и для пирамидальной, нужно устройство приямка для предварительной установки перед погружением в грунт, что вызывает неудобство в производстве работы и дополнительные расходы. Кроме того, эта свая материалоемкая по расходам стали.

При участии автора [122] разработана конструкция забивного блок-сваи, который выполнен в виде тавра переменного сечения по длине с небольшими (около 5 градусов) углами наклона граней к вертикали (вариант VI). Стакан для опирания пяты рамы смещен относительно центра тяжести конструкции с эксцентриситетом, что обеспечивает равномерное давление передней стенки и подошвы фундамента на грунт (рис. 6.41).

Конструкция блок-свай усовершенствована: сечение уменьшено за счет устройства верхней части ребра двусторонней консоли, которые необходимы для опирания фундаментных балок (рис. 6.42). Для равномерного погружения фундамента в грунт консоль устроена в верхней части передней стенки. Консоль способствует уплотнению почвы и уменьшению призмы выпирания грунта. Размеры верха составляют: стенки – 900×40 мм, ребра – 600×500 мм, низа: стенки – 700×100 мм, ребра – 600×100 мм, высота блок-свай – 1,5 м.

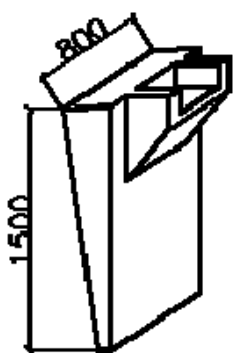


Рис. 6.40. Клиновидная свая с консолью

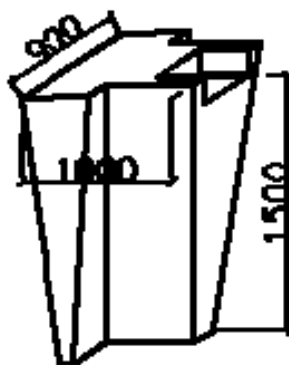


Рис. 6.41. Блок-свая переменного таврового сечения

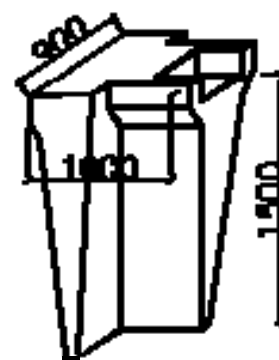


Рис. 6.42. Блок-свая переменного сечения с консолями

Анализ свидетельствует о том, что разработанная конструкция фундамента, (вариант VI) является наиболее приемлемой, поскольку имеет положительные качества, присущие каждому типу фундамента отдельно, а именно: большую площадь боковой поверхности (как в тавровой свае); уклон грани, приближается к уклону пирамидальной сваи; расширенную стенку (как в клиновидной свае).

При определении степени эффективности фундамента под трехшарнирные рамы необходимо исходить из следующих положений: работа конструкции фундамента на границе фундамент-грунт должна быть равномерной, чтобы сумма моментов относительно точки поворота фундамента от вертикальных и горизонтальных составляющих максимально приближались к нулю; фундамент должен соответствовать максимальной

несущей способности на горизонтальную и вертикальную нагрузки при минимальном расходе бетона и стали.

Таким образом, блок-свая таврового переменного сечения в (вариант VI) является наиболее эффективным решением и наименее материалоемкой конструкцией, которая воспринимает распор, что соответствует всем предъявляемым требованиям. Такой фундамент после экспериментальной проверки рекомендуется для широкого применения при строительстве каркасов сельскохозяйственных, производственных, общественных и других зданий.

Технико-экономические показатели конструкций фундаментов приведены в таблицах А. 6.5, А. 6.6.

6.5. Разработка конструкций свайных фундаментов

При участии автора [233, 236] разработана конструкция свайного фундамента со сборными ростверками из коротких элементов с оголовками по краям. При этом П-образные рамные элементы, содержащие по две сваи и ростверк, расположенные в плане таким образом, чтобы максимальная погонная нагрузка от массы стен здания приходится на две прилегающие сваи, а минимальная - на сборные ростверки (рис. 6.43).

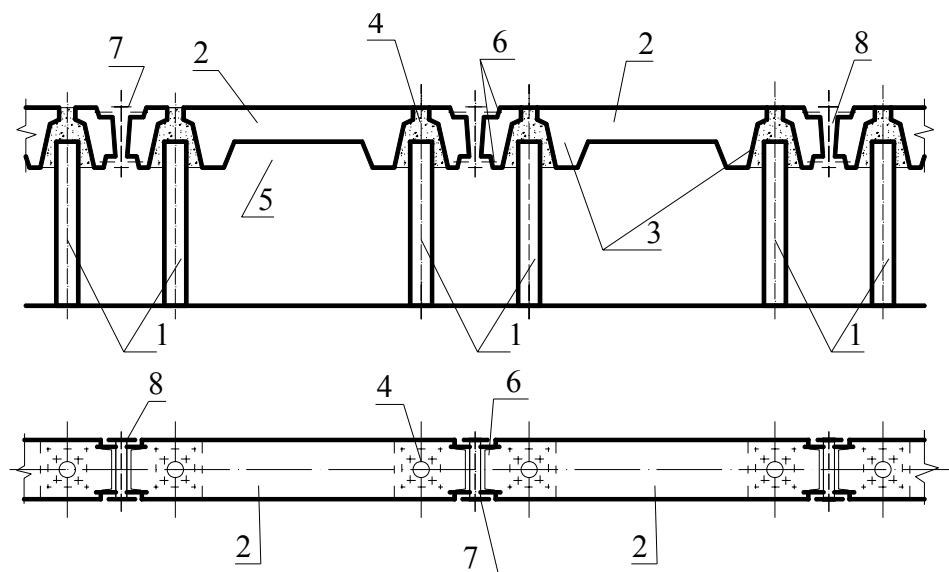


Рис. 6.43. Свайный фундамент: 1 – сваи; 2 – сборные ростверки; 3 – оголовок; 4 – отверстия; 5 – полость; 6 – арматурные выпуски; 7 – стальная пластина; 8 – зазор

Свайный фундамент устраивают в таком порядке (см. рис. 6.43): погружение свай 1 выполняют забиванием их в один ряд с шагом свай, определенным в зависимости от привязки отверстий оголовков 3, в сборном ростверке 2 и его длины, например, с расстояниями между осями отверстий 2 м и от оси к краям по 0,45 м, а также зазоров между ростверками порядка 0,1–0,05 м. Затем на сваи надевают ростверки, после чего их в отверстиях оголовков замоноличивают бетоном на мелком щебне.

Сборные ростверки, установленные последовательно в ряд при замоноличивании в них свай, образуют конструкции типа П-образных рам, где ригелями является ростверки, а стойками – сваи. При этом действующее на смежные сваи постоянная распределенная нагрузка вызывает реакцию, обусловленную треугольными эпюрами с максимальными координатами над опорами.

Поскольку нагрузку от стен здания вполне воспринимает стеновая панель первого этажа, например, за счет ее большой жесткости без ростверка, то такой свайный фундамент целесообразно применять при строительстве зданий, стены которых выполнены кладкой из кирпича или из бетонных блоков.

Наличие в свайном фундаменте сборных ростверков, которые выполняют из сборных коротких элементов с оголовками по краям, позволяет устранить многодельные операции по раздельному монтажу отдельно сборных ростверков и отдельно оголовки, чем достигается снижение трудоемкости монтажа, а сочетание в одном ростверке с оголовками позволяет снизить материалоемкость фундамента в целом. Принимая во внимание работу ростверка под действием нагрузок, максимальные ординаты от которых приходятся на опоры, например, в виде трапецевидного выреза между оголовками, также дополнительно снижает его материалоемкость.

При объединении оголовков высоким жестким ростверком достигают уровень нагрузок на смежные сваи сборных ростверков, что обеспечивает увеличение предельной жесткости свайного фундамента. Совокупность этих

новых технических возможностей создает эффект снижения трудоемкости монтажа и материалоемкости фундамента в целом. Так, например, применение свайных фундаментов со сборным железобетонным ростверком для жилых домов серии 87 позволило снизить вес конструкций фундаментов на 20 %, трудопотери на 20–25 %. Рассмотренная конструкция, выполненная с участием автора, заявленная как изобретение.

Киевским институтом инженеров гражданской авиации (с участием автора) разработана конструкция свайного фундамента по а.с. № 1232745 [2].

Свайный фундамент (рис. 6.44) включает железобетонные сваи 1, сборно-монолитный ростверк 2, состоящий из выпусков 3 растянутой арматуры сборных элементов 4 и замоноличивания стыков 5, расположенных по осям свай 1, имеющие в продольном сечении П-образную конфигурацию. Выпуски 3 растянутой арматуры изогнутые вверх, заведенные на оголовки смежных свай 1 и жестко присоединены к их арматуре.

Свайный фундамент возводят следующим образом. Осуществляют погружения свай 1 забиванием в один ряд с шагом, определенным в зависимости от нагрузки, в свою очередь определяет длину сборных элементов 4 с учетом того, что зазор между гранью сваи 1 и торцом соответствующего элемента должен находиться в пределах 200–400 мм. Затем устанавливают сборные элементы 4, подпирая их выпуски 3 растянутой арматуры на оголовки смежных свай и жестко их присоединяя к арматуре свай, после чего выполняют замоноличивания стыков 5 из бетона на мелком щебне.

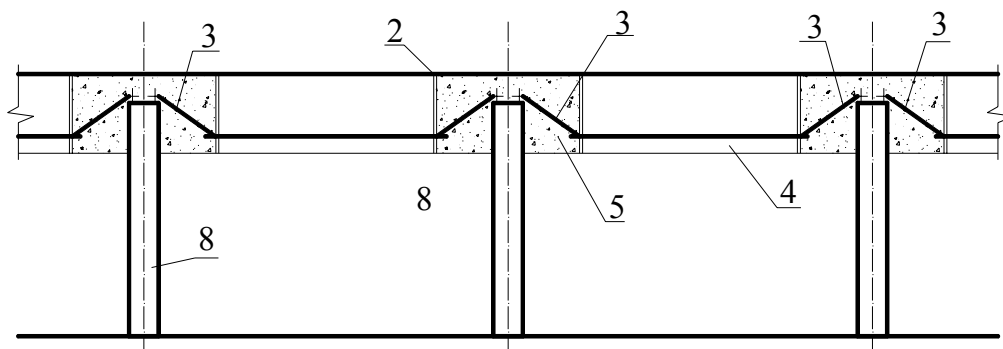


Рис. 6.44. Свайный фундамент: 1 – сваи; 2 – сборно-монолитный ростверк; 3 – выпуски арматуры; 4 – сборные элементы; 5 – монолитный стык

Сборно-монолитный ростверк в рассмотренной конструкции образует свайный фундамент рамного типа, где ригелем является ростверк, а стойки - сваи. Фундамент целесообразно использовать при строительстве домов, стены которых выполнены из кладки из кирпича или блоков, а нагрузка от стен дома вполне воспринимает стеновая панель первого этажа, при этом исключаются многодельные операции по раздельному монтажу сборных ростверков и оголовков.

Разработано несколько типов конструкций свай [73] для устройства фундаментов в различных грунтовых условиях, в том случае в осадочных и насыпных грунтах, для восприятия вертикальных и горизонтальных нагрузок.

Забивку свай выполняют с высокой точностью по вертикали сваебойным агрегатом с массой ударной части молота 1,25–2,5 т.

По сравнению с призматическими пирамидальные сваи новой конструкции имеют в 1,5–2,5 раза большую удельную несущую способность при вертикальных нагрузках.

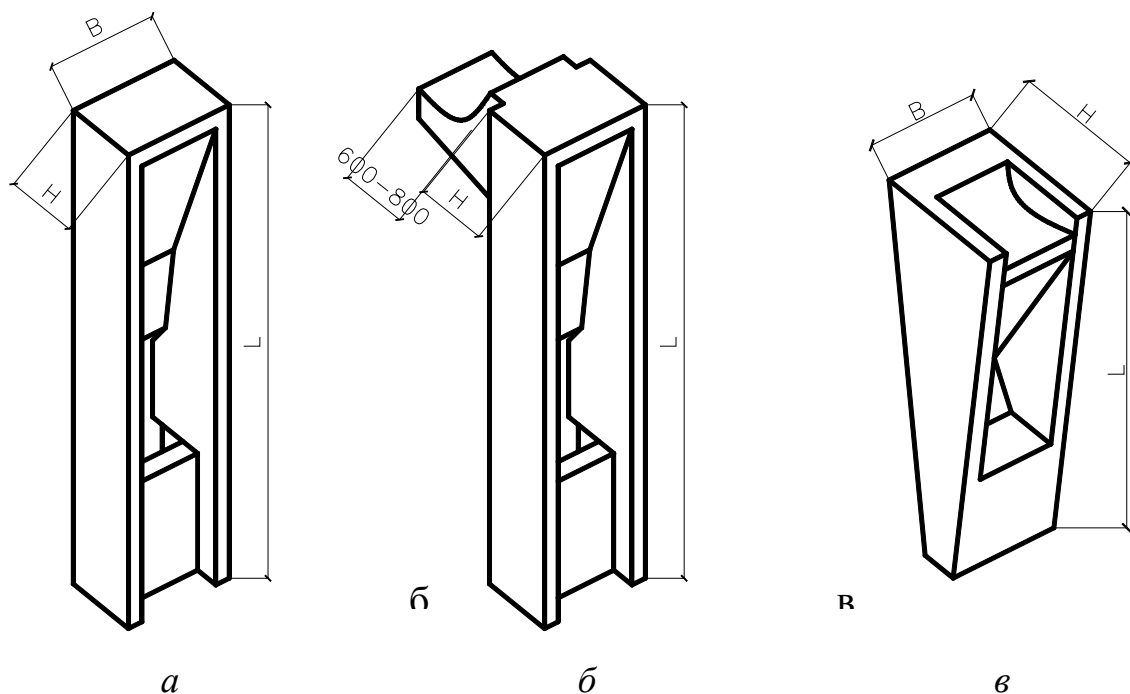


Рис. 6.45. Сваи из вертикальных элементов, объединенных диафрагмами СВД:
а – сваи, которые передают вертикальную нагрузку; *б* – сваи с консолью, передающие вертикальные и горизонтальные нагрузки в слабых грунтах; *в* – сваи с гнездом, передающие вертикальное и горизонтальное нагрузки в плотных грунтах

Использование свай СВД дает возможность строить здания с распорными конструкциями с шагом 6м на осадочных и насыпных грунтах без удорожания фундамента. Использование приведенных выше свай позволяет уменьшить стоимость фундамента за счет сокращения на 40–50 % затрат на бетон и сталь, снижения в 2–3 раза трудоемкости сооружения фундамента.

Институт УкрНИИПграждансельстрой (с участием автора) проводил большие работы по совершенствованию конструкций свай СВД, по экспериментальному и теоретическому их исследованию, внедрение в практику проектирования и строительства на реальных объектах [124, 125].

Рассмотрим подробнее конструкцию сваи СВД (рис. 6.46).

Ствол сваи состоит из расположенных на расстоянии друг от друга клиновидных, в поперечном сечении, вертикальных элементов, соединенных между собой в верхней и нижней частях диафрагмы. При этом диафрагма, расположенная в верхней части, выполнена в продольном сечении в виде клина и возвращена расширенной частью в оголовок. Оголовок может быть выполнен с гнездом для установки конструкции рамного каркаса. Диафрагма, расположенная в нижней части, стабилизирует сваю по вертикали и тем самым обеспечивает точность забивки. Диафрагма — клин совместно с оголовком обеспечивает неравномерное уплотнение почвы, что очень важно при односторонней горизонтальной нагрузке (рис. 6.47). Конструкция сваи из вертикальных элементов, соединенных диафрагмами, предназначенная для использования в индустриальных решениях нулевых циклов с использованием балок и блоков, которые имеют пролет 2–5 м для строительства жилых зданий, а также для сельскохозяйственных производственных зданий.

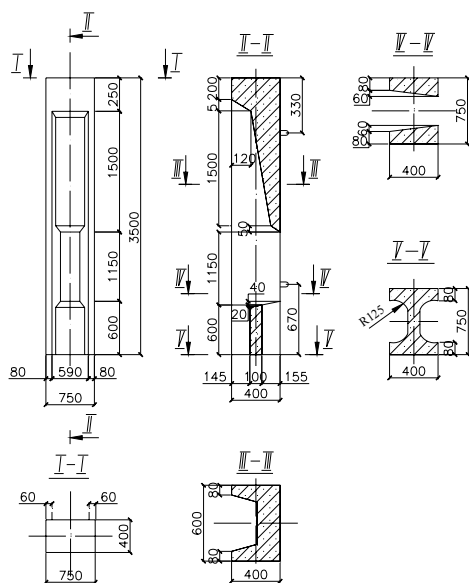


Рис. 6.46. Свая с вертикальных элементов, объединенных диафрагмами



Рис. 6.47. Свая из вертикальных элементов, объединенных диафрагмами СВД, в процессе забивки

Сравнение предложенных экспериментальных свай сечением 750×400 мм и длиной 3,0 м с эквивалентным количеством (по несущей способности) типовых свай сечением 300×300 мм и длиной 3,0 м показывает их эффективность в снижении материалоемкости и трудозатрат (табл. 6.7).

Для определения несущей способности нового типа сваи сечением 400×750 мм, длиной 3,0 м и сравнением ее с обычной призматической свайей сечением 300×300 мм, длиной 3,0 м, было проведено статические испытания свай для обычных инженерно - геологических условий строительства (рис. 6.48).

Согласно требованиям СНиП по результатам испытаний несущая способность сваи новой конструкции составляет 104 т [124, 125]. Допустимая расчетная нагрузка на сваи составляет 83 т, при этом осадка сваи равна 4,7 мм, то есть не превышает допустимой нормативной величины 20 мм (рис 6.49).

Таблица 6.7

Технико-экономические показатели свай СВД 3.75.40 и СВ.30

№ п/п	Наименование показателей	Единица изме- рения	Сваи СВД 3.75.40 сечением 750×400 мм	Сваи СВ.30 сечением 300×300 мм
1	Допустимая расчетная нагрузка на сваю	т	83,0	22,9
2	Количество типовых свай, эквивалентных по несущей способности одной экспериментальной	т	1,0	3,62
3	Расходы бетона на одну сваю	м ³	0,50	0,28
4	Расходы стали на одну сваю	кг	29,11	16,84
5	Расходы стали на 1 м ³ бетона	кг	58,22	60,14
6	Расходы материалов на типовые сваи, которые эквивалентны по несущей способности одной экспериментальной – бетона; – стали	м ³ кг	0,50 29,11	1,01 61,0
7	Экономичный эффект от внедрения вместо типовых свай одной экспериментальной – экономия бетона; – экономия стали; – снижение материалоемкости ростверка; – коэффициент снижения трудозатрат и энергоресурсов при загрузке свай	м ³ кг раз –	0,51 31,89 1,5–4,0 3,6–5,0	– – – –

Несущая способность призматической сваи сечением 300×300 мм и длиной 3,0 м для тех же инженерно-геологических условий, что и исследуемой сваи составляет 28,8 т, а допустимая расчетная нагрузка на сваю составляет 22,9 т.

В результате анализа испытаний установлено, что сваи новой конструкции имеют в 2–4 раза большую несущую способность по сравнению с обычными призматическими.

Железобетонные сваи новой конструкции изготавливают из тяжелого бетона класса В30 в формах в горизонтальном положении. Армируют сваи каркасами их стержневой горячекатаной арматуры класса А-III, А-I и обычной гладкой проволокой.

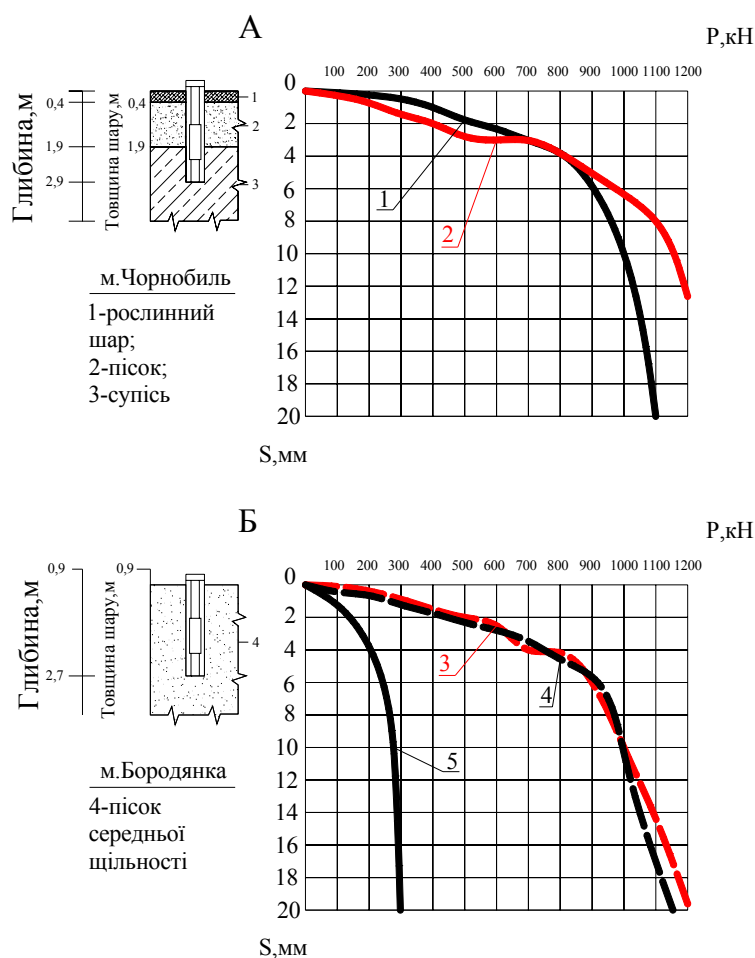


Рис. 6.49. График зависимости проседания свай от нагрузки
1, 2, 3, 4 – сваи СВД; 5 – обычные сваи

Рациональная область применения по грунтовым условиям: глинистые грунты с показателем консистенции от 0,2 до 0,6; песчаные грунты средней плотности; насыпные грунты (при условии погружения свай в грунт природного рельефа на глубину не менее 1,5 м); просадки грунта I типа просадочности (толщина просадочного слоя не более 5 м от уровня планировки).

Не допускается использовать сваи в крупнообломочных грунтах, гравелистых песках и при залегании на небольшой глубине скальных грунтов.

Конструкции нового типа свай экономичны по величине несущей способности по сравнению с обычной призматической сваей, что позволяет

их рекомендовать для широкого использования в практике проектирования и строительства свайных фундаментов для сельского строительства.

6.6. Выводы по разделу 6

1. На основе обобщения опыта разработки и проектирования покрытия сельскохозяйственных производственных зданий установлены четыре типа покрытия: покрытие с железобетонными плитами; покрытия с облегченными плитами на деревянном каркасе и асбестоцементными листами; теплое покрытие с прогонами; холодное покрытие с прогонами.

2. Наименее материалоемкими и наиболее экономичными являются конструкции тавровых железобетонных прогонов ПЖТ, разработанных институтами Гипрооргсельстрой, ЦНИИЭПсельстрой, НИИЖБ, УкрНИИГипросельхоз (с участием автора) и Укрколхозпроект. Прогонны длиной 6,0 и 5,5 м под нагрузку 2,5; 3,75; 5,0 и 6,0 кН/м прошли все стадии разработки, экспериментально апробированы, утверждены Госстроем Украины, включены в каталоги [69, 70, 177] и рекомендованы к использованию в покрытиях сельскохозяйственных производственных зданий Украины.

3. Институтами НИИСК и УкрНИИПграждансельстрой (с участием автора) разработана эффективная конструкция стеновой панели и технические условия [186]. На Подольском заводе стеновых материалов и конструкций треста Промстройматериалов (г. Киев) налаженный массовый выпуск этих панелей для строительства.

4. Институтом УкрНИИПграждансельстрой (с участием автора) разработана новая конструкция однослойной стеновой панели из керамических камней толщиной 38 см без вертикального армирования. Транспортировку и монтаж осуществляют с помощью специального контейнера [9]. Опытные образцы успешно прошли экспериментальную проверку в НИИСК. Техничко-экономическая эффективность достигается за счет минимальной металлоемкости, простоты изготовления, возможности изготовления с использованием автоматических линий.

5. Разнообразие грунтовых условий, возможности производственных баз строительных организаций обуславливают необходимость разработки и использование различных типов фундаментов.

При строительстве каркасных зданий из трехшарнирных железобетонных рам могут быть рекомендованы наиболее эффективные и наименее материалоемкие конструкции фундаментов: железобетонные фундаменты с наклонной подошвой (на песчаной основе и на глинистых почвах); буро набивная свая с уплотнением ядром (в грунтовых условиях 1 типа просадочности); асимметричный фундамент в утрамбованном котловане с наклонной или ступенчатой подошвой; клиновидная свая с консолью; забивной блок ЗБР; блок свая переменного таврового сечения (с консолями); свайный фундамент со сборным ростверком из коротких элементов; свая из вертикальных элементов, соединенных диафрагмами СВД. Использование эффективных свай СВД позволяет уменьшить стоимость фундамента за счет снижения на 40-50% расхода бетона и стали и снижение в 2–3 раза трудоемкости возведения фундамента.

РАЗДЕЛ 7

ПРОЕКТИРОВАНИЕ РАМНЫХ КАРКАСОВ ЗАЛЬНЫХ ПОМЕЩЕНИЙ СЕЛЬСКИХ ОБЩЕСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

Строительство зальных помещений общественных зданий в сельской местности связано с использованием большепролетных конструкций покрытия. Чаще всего для покрытия залов используют железобетонные балки, реже металлические или деревометаллические фермы. Для больших залов с пролетами 9 и 12 м разработаны и используются в строительстве покрытия из плит. Использование этих конструкций затруднено их доставкой, а также сложностью производства и работ в строительных условиях. Во многих случаях необходимы подъемные и транспортные средства большой грузоподъемности.

В то же время строительные организации Украины широко используют для строительства производственных зданий рамы из железобетона, металла и клееной древесины, а также постоянные железобетонные фермы пролетами 12, 18, 21 м. Их использование для помещений залов может значительно облегчить задачу возведения общественных зданий сельскими строителями.

Возможность использования конструкций производственных сооружений, в том числе рамных железобетонных конструкций, которые выпускаются на сельских производственных базах, для строительства сельских общественных зданий с зальными помещениями является актуальным вопросом [152].

На сегодняшний день сложилась большая потребность в сельских общественных зданиях культурного назначения (спортзалы, бассейны, покрытие трибун сельских стадионов и т.п.).

7.1. Проектирование зальных помещений сельских общественных зданий в рамных конструкциях

В зарубежной практике строительства зальных помещений находят широкое применение рамные конструкции из железобетона и, особенно, из

клееной древесины. В Украине есть примеры широкого использования конструкций производственных зданий при строительстве зальных помещений общественных зданий.

Полтавским филиалом института Укрколхозпроект запроектировано и построено в лагере Базилик, с. Головач полтавского района полтавской области летный клуб на 400 мест с использованием для зального помещения железобетонных полурам.

Одесским филиалом института Укрколхозпроект запроектировано в рамных конструкциях здания культурно-бытового назначения с пролетами 21 и 24 м: залы кинотеатров, эстрадные площадки, выставочные павильоны, плавательные бассейны, крытый рынок. Часть зданий построены и успешно эксплуатируются.

Следует отметить, что при одинаковых пролетах стойки рам для зальных помещений сельских общественных зданий должны иметь увеличенную высоту, которая равна 5–8 м против 3,3–3,6 м в рамных конструкциях производственных зданий.

Однако использование рамных конструкций при строительстве зальных помещений в полтавской и одесской областях не получили широкого применения в связи с отсутствием проектов и недостаточной изученностью архитектурно-планировочных и конструктивных решений.

Проведенный анализ стоимости и трудоемкости строительства [84] 1 пог. м залов клубов, которые имеют различные конструктивные решения (традиционное и конструктивное решение с использованием сборных железобетонных полурам), свидетельствует о том, что наиболее экономичным является решение с использованием полурам (табл. А.7.1).

Снижение сметной стоимости на 1 пог. м зала составляет 8,1 %, а трудоемкость возведения зала из конструкций с использованием полурам на 30 % ниже по сравнению с традиционным решением. Снижение трудоемкости возведения зала по варианту со сборными железобетонными полурамами достигается, в основном, за счет сокращения объема кирпичной

кладки (наиболее трудоемкого типа работ). Удельный вес трудоемкости возведения стен традиционным вариантом составляет 66 % и более чем в два раза превышает трудоемкость возведение стен по варианту с использованием полурам.

Таблица А.7.1

**Показатели сметной стоимости и трудоемкости возведения зала клубов
различных конструктивных решений**

Конструктивные элементы	Сметная стоимость 1 пог. м. зала клуба			Трудоемкость возведения 1 пог. м зала клуба		
	Традицион- ные конст- руктивные решения	сборные ЖБК полу- рамы	3/2 в %	Традицион- ные конст- руктивные решения	сборные ЖБК полу- рамы	6/5 в %
Фундаменты	20,3	75,0	369	5,4	5,6	104
Стены	187,6	77,0	41	36,5	15,0	41
Каркас	—	55,0	—	—	1,2	—
Покрытие	183,3	106,8	58	1,2	6,8	567
Кровля	128,2	163,4	127	12,3	10,1	82
ВСЕГО:	519,4	477,7	92	55,4	38,7	70

Расход сборного железобетона по варианту с железобетонными полурами составляет $2,7 \text{ м}^3$, что на 42 % превышает расход сборного железобетона с традиционным вариантом ($1,9 \text{ м}^3$). Снижение стоимости строительства здания в целом в рамных конструкциях может дать 0,7–1,2 %.

Целесообразность использования рамных конструкций для зальных помещений определяются следующими факторами: по всей территории Украины создана производственная база и освоено выпуск широкой номенклатуры таких конструкций; определены вопросы транспортировки, монтажа, при этом необходимое подъемно-транспортное оборудование, которое определяется малой грузоподъемностью (до 3т); имеется широкая взаимозаменяемая номенклатура сборных конструкций фундаментов, плит покрытия и т.д.

Одесским филиалом института Укрколхозпроект разработан проект выставочного павильона для одесской областной сельскохозяйственной выставки. Здание павильона принят компактным, круглым в плане,

диаметром 37 м по залу и 42 м по покрытию с центральным световым фонарем диаметром 10 м (рис. А.7.1). Здание имеет складчатое покрытие, большие площадки стеклофасадов. Несущими элементами являются расположенные по кругу 24 колонны и радиальные ригели, которые объединены внутренним металлическим кольцом диаметром 10 м. Внешние консольные ригели опираются на колонны и металлические стойки в плоскости витража; фундаменты – сборные железобетонные стаканного типа.

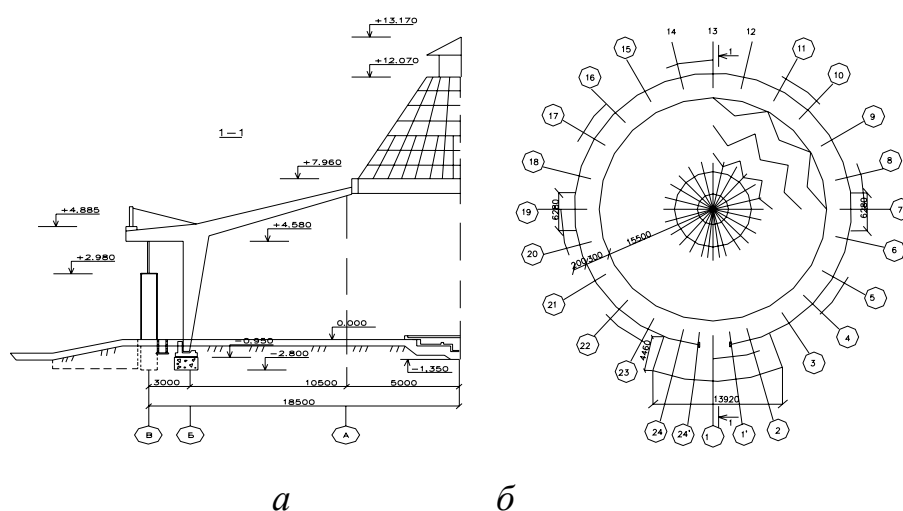


Рис. 7.1. Павильон Одесской сельскохозяйственной выставки:
а – разрез; б – план

На областной строительной выставке по проекту одесского филиала института Гипроград построен круглый павильон диаметром 26 м. Каркас павильона состоит из составных полурам пролетом 10,5 м, которые опираются шарнирной частью ригелей на опорное стальное кольцо диаметром 5 м из спаренного швеллера № 30. При многообразии отделочных материалов и красок интерьеры выставочных зданий в рамных конструкциях становятся выразительными и привлекательными (рис. 7.2).

Хмельницким филиалом Укрколхозпроекта (с участием автора) разработано здание летного кинотеатра на 300 мест для пионерлагеря ОМКС «Орленок» в с. Головчинцы литического района хмельницкой области.

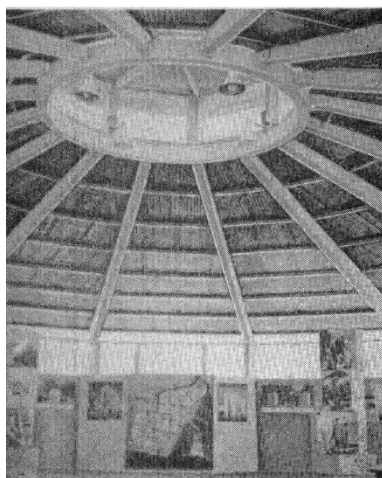


Рис. 7.2. Круглый павильон:
сверху – общий вид; снизу – интерьер

Здание кинотеатра - круглый в плане диаметром 23 м с пристроенным кинопроекционным помещением (рис. 7.3).

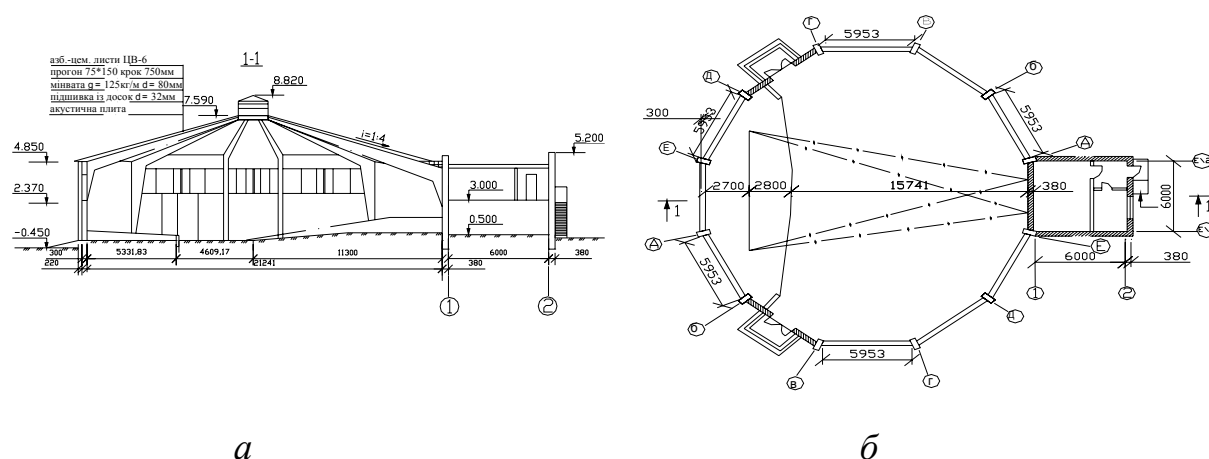


Рис. 7.3. Летний кинотеатр на 300 мест в летнем лагере в с. Головчинцы,
литического района хмельницкой обл.: а – разрез; б – план

Зал для зрителей имеет трансформируемый экран и небольшую эстрадную площадку. Каркас здания предусмотрен из сборных железобетонных полурам РЖС-21-1600, которые опираются по центру на кольцо диаметром 2,0 м. Покрытие выполнено из асбестоцементных волнистых листов унифицированного профиля с утеплителем из минваты (125 кг/м^3) толщиной 80 мм. В зале есть подвесной потолок с использованием акустических плит. Стеновое ограждение выполнено из кирпича. Фундамент под полурамы состоит из сборного железобетонного кольца из

фундаментных блоков и плит, фундаменты под кирпичные стены – бутобетонные.

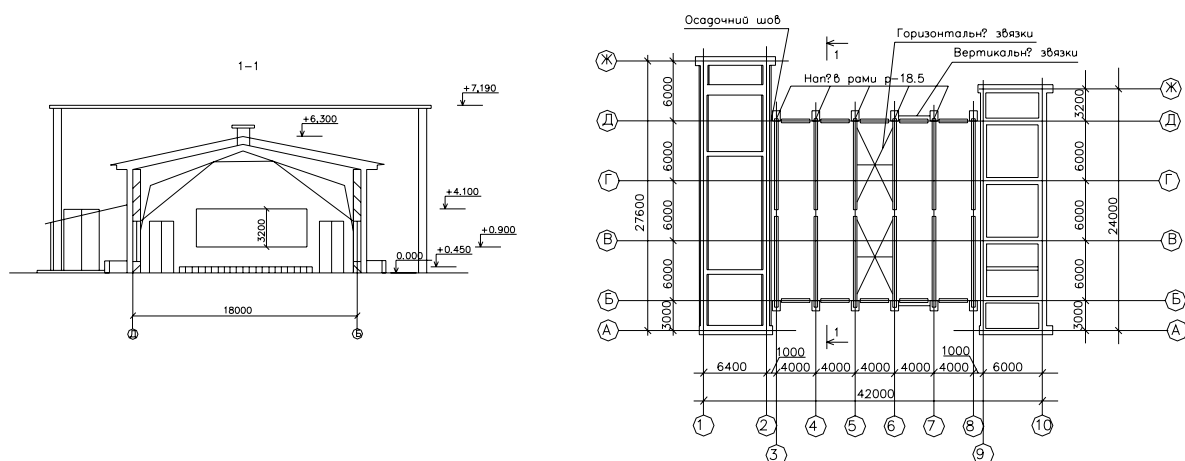
Полтавским филиалом института Укрколхозпроект запроектирован и построен в пионерлагере «Василек» с. Головач, полтавского района полтавской области летний клуб на 400 мест с использованием для зального помещения железобетонных полурам.

Зальное помещение летнего клуба расположено посередине общей компоновки здания. Связь между обслуживаемыми помещениями осуществляется непосредственно через зальное помещение (рис. 7.4). Основной пролет клуба выполнен из полурам Р-18,6. Шаг железобетонных полурам принят 4,0 м. Фундаменты под полурамы представляют сборные фундаментные блоки стаканного типа, которые опираются рандбалками на фундамент. Кирпичная стенка выполнена толщиной 380 мм. Покрытие – из панелей ПР с утеплителем из полужестких минераловатных плит; кровля – из асбестоцементных листов усиленного профиля.

Институтом УкрНИИПграждансельстрой (с участием автора) разработан техно-рабочий проект детского плавательного бассейна со спортзалом в г. Коростышеве. Спортивный корпус детской спортивной школы в г. Коростышеве имеет универсальный спортзал размером 30×18 м и плавательный бассейн с ванной 25×11 м, которые располагают под углом 90° друг к другу и соединяются между собой двухэтажной вставкой, где размещены второстепенные и обслуживающие помещения (рис. 7.5).

На первом этаже бассейна расположены вестибюль, а также раздевалки и душевые для пловцов. На втором этаже расположены раздевалки и душевые для тех, кто тренируется в спортзале, а также административно-служебные помещения.

Покрытие зала пролетом 18 м с плавательным бассейном предусмотрено из сборных железобетонных плит ПР 45×15×200 по сборным железобетонным трехшарнирным рамам РЖ-18-1600 с шагом 4,5 м (рис. 7.5, б).



a

б

Рис. 7.4. Летний клуб на 400 мест «Василек» в с. Головач полтавского района полтавской области: *a* – разрез, *б* – план

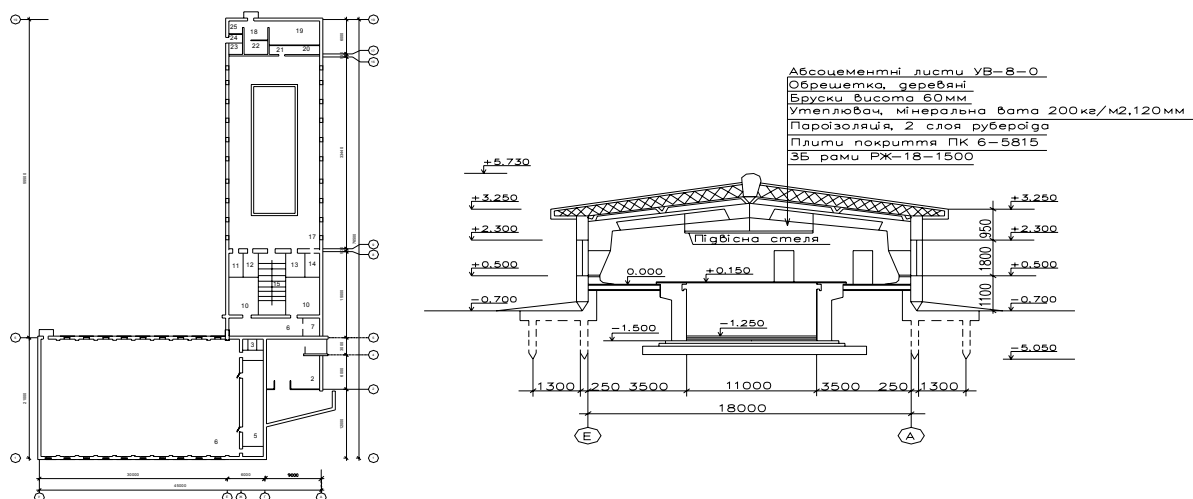


Рис. 7.5. Спорткорпус детского плавательного бассейна со спортзалом в г. Коростышеве: *a* – план первого этажа; *б* – поперечный разрез плавательного бассейна

В соответствии с грунтовыми условиями фундамент в здании плавательного бассейна запроектирован из двух сборных железобетонных свай 300×300 мм длиной 4,0 м с монолитным ростверком с консолью. За счет высоты консоли достигнута необходимая высота зала бассейна (рис. 7.6).

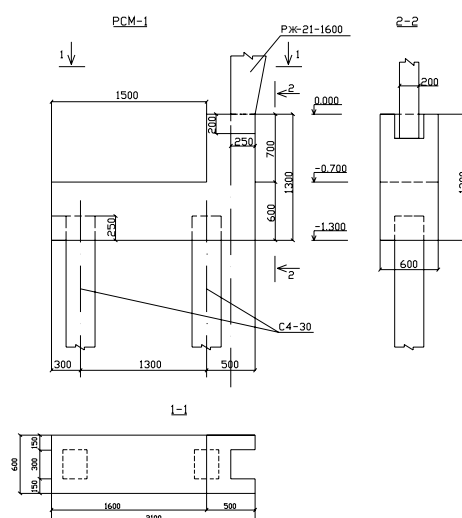


Рис. 7.6. Конструкция свайного фундамента с монолитным ростверком с консолью в здании плавательного бассейна

Покрытие спортивного зала запроектировано из сборных деревянных плит АКД-31 на деревянном каркасе по трехшарнирным деревянным гнутоклееной рамам ДГР1-21-36-600 (рис. 7.7, 7.8, 7.9).

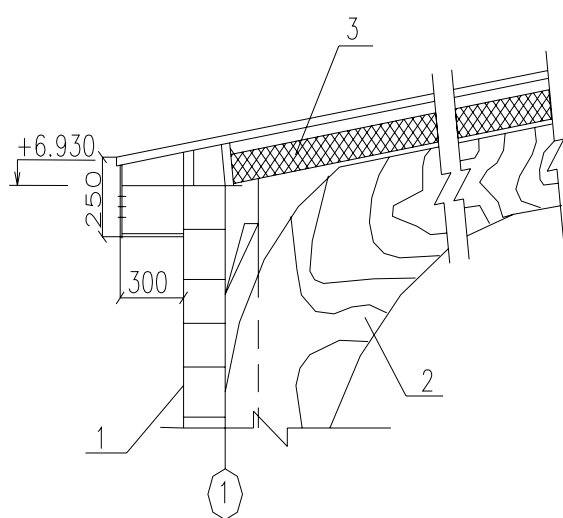


Рис. 7.7. Карнизный узел: 1 – кирпичная стена; 2 – клееная деревянная рама, 3 – плита покрытия на деревянном каркасе

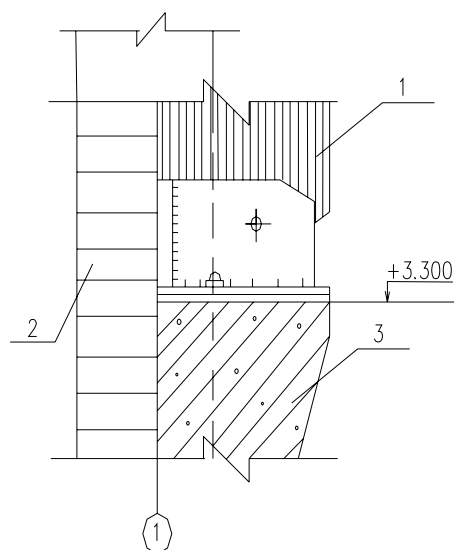


Рис. 7.8. Опорный узел: 1 – клееная деревянная рама, 2 – кирпичная стена, 3 – консоль монолитного ростверка фундамента

Фундамент в здании спортивного зала предусмотрено из двух сборных железобетонных свай 300×300 мм длиной 4,0 м с монолитным ростверком с консолью и контрфорсом длиной 3,55 м. За счет высокой консоли ростверка достигнуто высота спортивного зала в уровне карнизного узла – 6,0 м (рис. 7.9).

При участии автора разработана конструкция консольно-вантового покрытия [8], состоящий из контура опирания, системы перекрестных вант и элементов жесткости (рис. 7.10). Последние выполнены в виде криволинейных распорок. Их крепят к контуру опирания и разделяют на отдельные участки. На некоторых участках ванты расположены на поверхности двойной кривизны.

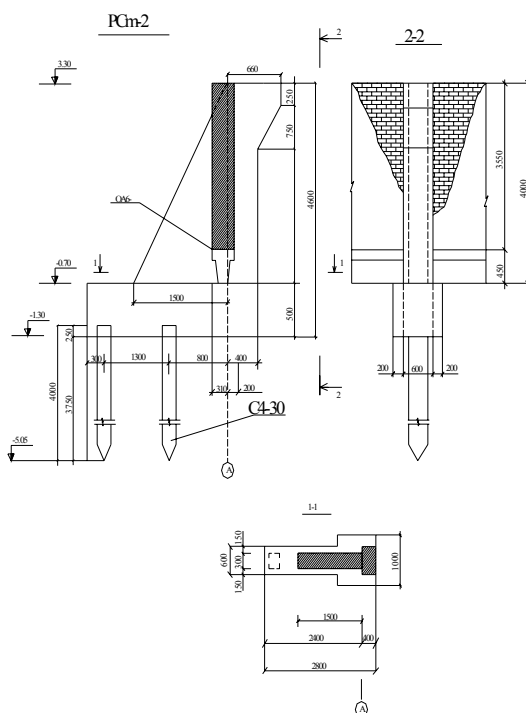


Рис. 7.9. Конструкция свайного фундамента с монолитным ростверком с консолью в здании спортивного зала

Консольное покрытие содержит контур опирания, элементы жесткости, которые разделяют покрытия на четыре участка. Ванты, которые пересекаются, выполняют из круглых металлических стержней или пучков высокопрочной проволоки и крепят к элементам жесткости и контуру опирания из железобетона или металла.

Для крепления вант контур элементов жесткости – криволинейная распорка - разделяют на 20 равных частей, а контур опирания – на 11 равных частей. Сплошные или решетчатые железобетонные (металлические) упоры предусматривают в конце первого заанкерowanego торца кругового элемента жесткости, который воспринимает наибольшее усилие в своей плоскости.

Элементы жесткости – криволинейная распорка на участке IV от свободного торца конструкции воспринимает малейшие усилия в своей плоскости. Анкеровку вант в контуре опирания и элементах жесткости выполняют одним из известных способов. Благодаря разбивке покрытия на несколько участков возможно использование одного диаметра вант в пределах одного участка, второго диаметра вант в пределах второго участка и т.д. Использованием выше наведенной конструкции покрытия достигают снижения расхода материалов.

Консольно-вантовое покрытие предназначено для перекрытия зальных помещений общественных зданий: выставок, эстрад, танцевальных площадок, а также ангаров, навесов и тому подобное.

При участии автора также разработано многоярусная конструкция башенного типа [10], состоящую из ствола, выполненного ступенчатыми из кольцеобразных частей с внутренним и внешним кольцами жесткости, объединенными между собой связями (рис. 7.11). Кольцеобразные рамы выполнены из Г-образных или коробчатых жестких элементов. Каждый из вышележащих элементов установлен на предыдущем со смещением на его габарит.

Многоярусная конструкция содержит Г-образные или коробчатые элементы и диафрагмы опирания, которые имеют внутренние и внешние кольца опирания. Г-образные или коробчатые элементы оснащены элементами жесткости.

Использование этой конструкции позволяет освободить внутреннее пространство здания башенного типа для зальных помещений общественных зданий и удовлетворить потребность в наличии смотровых площадок.

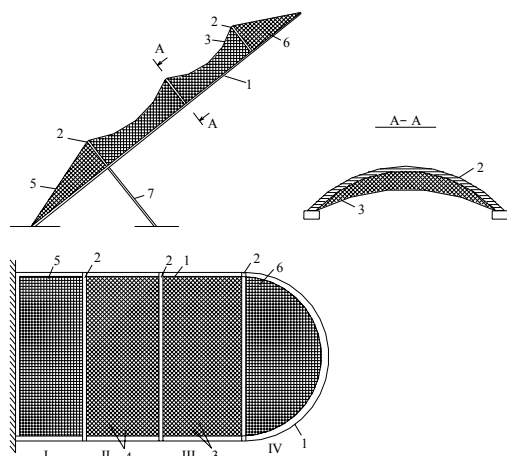


Рис. 7.10. Консольно-вантовая конструкция покрытия:
1 – опорный контур; 2 – элементы жесткости; 3, 4 – ванты, которые пересекаются на участках II и III;
5, 6 – ванты, которые пересекаются на участках I и IV; 7 – опоры

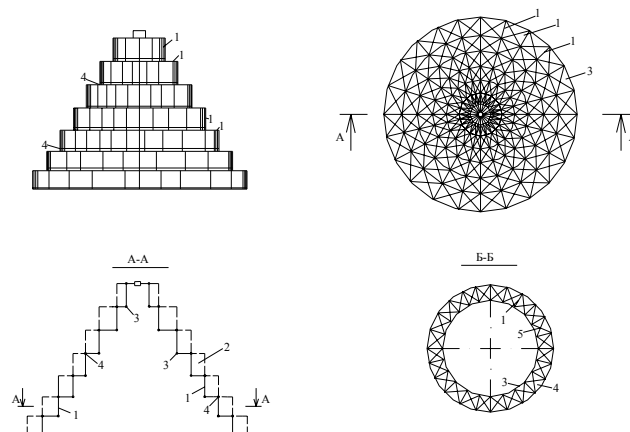


Рис. 7.11. Многоярусная конструкция башенного типа:
1 – Г-образные рамы; 2 – коробчатые элементы; 3 – опорные диафрагмы, которые имеют внутреннее опорное кольцо; 4 – то же самое, но с внешним опорным кольцом; 5 – элементы жесткости

Были проанализированы действующие типовые проекты сельских общественных зданий с зальными помещениями: актовые залы и спортзалы общеобразовательных школ (23 проекта), дома культуры, клубы и кинотеатры (16 проектов), бассейны (4 проекта). При этом обращали внимание на возможность и целесообразность использования в помещениях залов школ, домов культуры, клубов и кинотеатров индустриальных конструкций - железобетонных рам, выпуск которых налажен на сельских производственных базах Украины.

Следует отметить, что использование рамных конструкций логичнее в зданиях с залами, в которых служебно-технические пристройки находятся только в торцах. В противном случае (при пристройке по периметру) возникают трудности с объемно-пространственным и конструктивным решением здания.

Согласно проведенному анализу действующих типовых проектов сельских общественных зданий с зальными помещениями, с учетом существующего опыта строительства таких сооружений в рамных конструкциях был разработан перечень проектов, которые после проведения,

соответствующего ТЭО могут быть рекомендованы для строительства с использованием существующих рамных конструкций.

Общеобразовательные школы:

1. ТП-222-1-242-ПВ – Средняя общеобразовательная школа на 12 классов (464 ученика);
2. ТП-223-1-164 – Средняя школа на 12 классов (464 ученика);
3. ТП-223-1-237 – Средняя школа на 16 классов (464 ученика);
4. ТП-224-1-160 – Восьмилетняя школа на 8 классов (192 учащихся);
5. ТП-224-1-182 – Неполная средняя школа на 8 классов (320 учащихся);
6. ТП-224-1-210 – Средняя школа на 16 классов (624 ученика).

Клубы, дома культуры, кинотеатры:

7. ЕК-200к – Клуб с залом на 200 мест;
8. ЭК-40 0к – Дом культуры с залом на 400–490 мест и спортзалом;
9. 264-12-111 – Дом культуры с залом на 400 мест;
10. 264-13-64 – Кинотеатр на 200 мест с фойе;
11. 264-13-85 – Кинотеатр на 300 мест.

Благодаря этому перечню проектов были разработаны приложения и альбом конструктивных мер по использованию железобетонных рамных конструкций, выпускаемых производственными базами, для строительства зальных помещений общественных зданий. Так, например, актовый зал средней общеобразовательной школы на 12 классов по ТП 222-1-242 ПВ размером 9×18 м расположен в осях Е-К и 15-18 (рис. 7.12).

Разработанный вариант покрытия актового зала предусматривает установление железобетонных рам РЖ-18-1600 с шагом 3,0 м на ось *К* с опиранием ригеля на кирпичную стену по оси *Е* на отметке 4,890 м. Стойки рам устанавливают в сборные железобетонные башмаки. Для покрытия используют ребристые плиты ПР 3-30.15.3 длиной 3,0 м. Для организации внутреннего интерьера зала предусмотрен подвесной потолок (рис. 7.13).

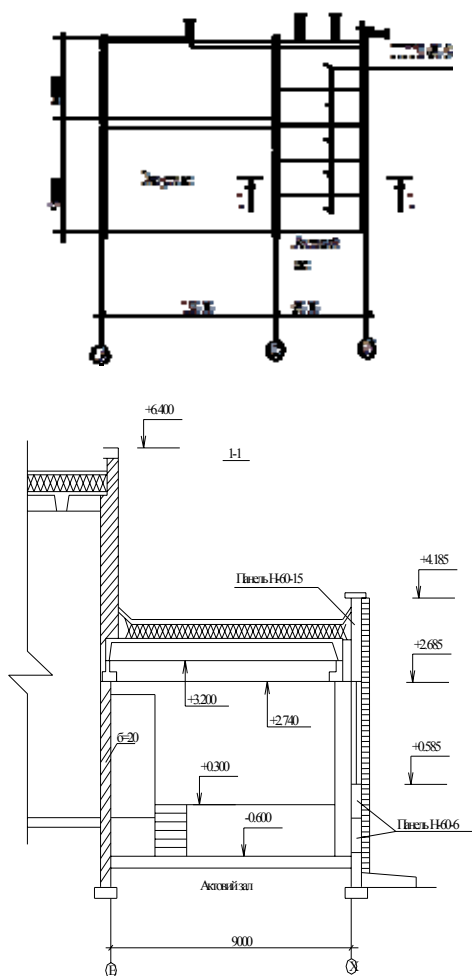


Рис. 7.12. Схема плана и разреза покрытия актового зала по т.п. 222-1-42 ПО

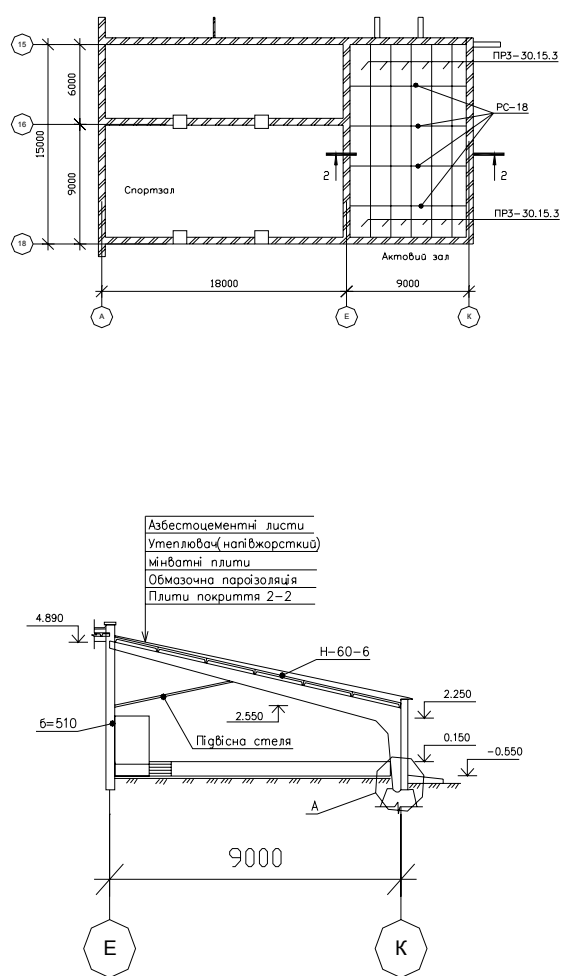


Рис. 7.13. Предложенный вариант покрытия актового зала

При этом под маркире рамы РЖ-18-1600 следует понимать не конкретную марку рамы, а возможность использования оснастки для изготовления данных рам, поскольку расчеты показывают, что использование рам для перекрытия пролетов 18–21 м требует корректировки их армирования.

Использование существующих рам с низкой (не более 3,6 м) стойкой для строительства зальных помещений общественных зданий, возводимых по существующим проектам, в большинстве случаев имеют некоторые недостатки: возможность использования рамных конструкций только для части здания, что затрудняет решение узлов с использованием различных конструкций и ухудшает внешний вид здания; ухудшение качества решения

интерьеров помещений или необходимость дополнительных затрат на их отделки.

Некоторые сложности создают высокие ростверки с контрфорсами, части стоек которых выступают из плоскости стены. Это вызывает неудобства в организации интерьера, а также большой уклон потолка, не позволяет рационально использовать весь объем помещения и ухудшает интерьер.

При размещении пяты рамы на нулевой отметке для многих помещений становится невозможным рациональное использование всей площади из-за небольшой высоты стойки.

Поэтому использование существующих рам при строительстве сооружений по типовым проектам при отсутствии предусмотренных большепролетных конструкций можно рекомендовать в случаях, когда их использование не вызывает серьезных конструктивных осложнений, не ухудшает эксплуатационных качеств помещений, не затрагивает нормативные требования к помещениям. Другие конструктивные решения (высокий ростверк, углубление пола зала) устраивают отдельно в расположенных залах или в залах, имеющие достройку с торца. Это блоки спортивных и актов залов, блоки гаражей для сельскохозяйственной техники, расширение существующих залов, отдельные спортивные залы, учебно-тренировочные залы и бассейны. Их строительство необходимо проводить по специально разработанным проектам.

В качестве примера разработаны проекты блоков школьных спортивных залов размером 18×9 м и 24×12 м и учебно-тренировочного бассейна с ванной 25×11 м. Для районов с низким уровнем грунтовых вод предлагается проектное решение спортзала с углубленным полом. Однако внешняя архитектурно-художественная выразительность сооружения не позволяет рекомендовать его для широкого использования.

Использование существующих рамных конструкций для клубных залов практически ограничено. В этих сооружениях объем зала имеет застройку

минимум с трех сторон, что значительно усложняет решение конструктивных узлов и не обеспечивает экономического решения, особенно в небольших клубах, а также не обеспечивает необходимой архитектурно-художественной выразительности сооружения и интерьеров основных помещений. Новые клубы, которые строятся, рассчитаны на длительное использование и играют важную роль в застройке населенных пунктов. Они должны иметь оптимальные конструктивные решения и высокий уровень архитектурно-художественной выразительности.

Для строительства в небольших населенных пунктах, не имеющих перспектив дальнейшего развития и не имеющих учреждений культуры, рекомендуется строительство кинотеатров на 200–300 мест с использованием рамных конструкций, рассчитанных на небольшой срок эксплуатации. Некоторое ухудшение эксплуатационных качеств сооружения по сравнению с действующими проектами будет компенсировано тем, что после окончания срока эксплуатации сооружения основные конструкции могут быть использованы для других целей. Торговые залы магазинов, обеденные залы предприятий питания и административные помещения не отрицают наличие промежуточных опор. Поэтому использование рамных конструкций для них не является необходимостью. Однако возможность использования рам для торговых предприятий малых сел и деревень без перспективы дальнейшего развития существует.

Наиболее целесообразно использование рамных конструкций для отдельно стоящих помещений залов, к габаритам которых не предъявляют строгих требований. Для залов выставочных павильонов, манежей, танцевальных залов и других предполагают некоторую свободу в форме плана, не предъявляют строгих требований к высоте помещений и конструкций ограждения. Однако необходимость строительства подобных помещений существует в районных центрах и в отдельных крупных сельских населенных пунктах.

С появлением в номенклатуре изделий для промышленного строительства трехшарнирных рам с высокой стойкой упрощается конструктивное решение и улучшается внешний вид таких сооружений (спортивные залы, кинозалы, и т.д.), а также улучшаются экономические показатели.

7.2. Техничко-экономическая эффективность использования рамных конструкций для зальных помещений

Для проведения экономического обоснования использования рамных конструкций для покрытий залов в общественных зданиях отобраны следующие проекты-представители: летний клуб на 400 мест, построенный в детском санатории «Василек» в с. Головач полтавской области; детский плавательный бассейн с ванной 25×11 м в г. Коростышеве.

Кроме того, УкрНИИПграждансельстроем (с участием автора) были разработаны проекты вариантов помещений залов в рамных конструкциях в проектах двух школ на 320 и 464 ученика и сельского клуба на 200 мест.

В соответствии с перечисленными выше проектами были подобраны типовые проекты-представители для проведения экономического сравнения: клуб на 400 мест, ТП 264-12-105; крытый бассейн, ТП 294-3-5; школа на 464 ученика, ТП 223-1-164; школа на 320 учащихся, ТП 224-1-182; клуб на 200 мест, ЕК-200 к.

Сравнение технико-экономических показателей (сметной стоимости, затрат стали и цемента, трудовых затрат) выполняли на 1 м² общей площади сооружений общественного назначения.

Анализ технико-экономических показателей свидетельствует о том, что лучшие показатели по сравнению с проектами-представителями имеют залы в клубе на 400 мест с пролетом на 21 м и помещения бассейна с пролетом для ванны 18 м. Так, например, сметная стоимость 1 м² площади сооружения в них меньше в пределах от 0,45 до 0,7 %, расходы стали от 0,41 до 4,18 %, расход цемента от 1,94 до 2,42 %, затраты труда 0,44 до 1,6 %.

Анализ технико-экономических показателей сельских сооружений с зальными помещениями пролетами 18 и 21 м, перекрытых железобетонными конструкциями, показал, что разработанные варианты использования рам на стадии техничных решений могут быть рекомендованы для разработки рабочих чертежей.

Анализ технико-экономических показателей сооружений общественных зданий с залами пролетом 9 м, перекрытых железобетонными полурами, показал, что отрицательные показатели по сравнению с проектами-представителями имеют школы и клуб на 200 мест по отдельной сметной стоимости в пределах от 0,34 до 0,81 %, расходам стали от 0,93 до 18,6 %. По расходам цемента в проектах школы на 464 ученика и клуба на 200 мест увеличение в пределах от 0,86 до 7,09 %, а по расходам труда в проектах школы на 464 ученика в обоих вариантах – в пределах от 0,03 до 1,52 %. Причиной ухудшения показателей оказалось то, что использование рам пролетом 9 м вызывает увеличение расходов других материалов (утеплителя по кровле, кирпичных блоков и т.п.) по сравнению с проектами-представителями.

Поскольку технико-экономические показатели использования железобетонных рам пролетом 9, 18, 21 м сравнивали со сметами и паспортными данными, то завершающий вывод об эффективности их использования для перекрытий залов помещений общественного назначения, строящихся в сельской местности необходимо делать по приведенным затратам, которые определяют по рабочим чертежам.

Как показывает анализ типовых проектов сельских общественных зданий, в помещениях залов (клубы, кинотеатры, спортзалы) должна быть предусмотрена соответствующая высота помещений, которая колеблется в пределах от 5 до 8 м. Поэтому в помещениях залов необходимая высота может быть достигнута за счет создания либо специальных конструкций фундамента, либо за счет использования новых конструкций рам с высотой стойки от 6 до 8 м.

Примером обеспечения необходимой высоты помещений залов с использованием рам за счет конструктивного решения фундаментов может служить разработанный техно-рабочий проект «Детский плавательный бассейн со спортзалом в г. Коростышеве». Недостатком этого решения является необходимость дополнительных затрат по разработке, проведению испытаний и промышленному изготовлению новой, не серийной конструкции фундамента с высоким ростверком.

Разработка новых конструкций рам с высокой стойкой для помещений залов повязана с определенными затратами по проектированию, производству и испытанию новых рамных конструкций. Учитывая небольшие объемы строительства сельских гражданских сооружений с зальными помещениями, следует считать более целесообразным использование существующих для сельскохозяйственного производственного строительства рам с высокой стойкой.

Институтом Укрколхозпроект совместно с КНУБА разработана унифицированная конструкция рам для сельскохозяйственных производственных зданий, помещений складов, промышленных бескрановых зданий с высотой стойки до 5,7 м. Конструкции рам для пролетов 12, 18, 21 м предусмотрено производить в унифицированной оснастке. После проведения экспериментальной проверки и утверждения указанных рам с высокой стойкой как типовых, их можно будет использовать при проектировании и строительстве общественных зданий с зальными помещениями при высоте зала 6–8 м.

Трехшарнирные сборные железобетонные рамы типа РЖУ применяют при возведении сельскохозяйственных производственных зданий. Такие рамы пролетом до 21 м и стойкой высотой 3,6 и 4,2 м изготавливают на предприятиях стройиндустрии Укграгостроя [256]. Они транспортабельны и монтируются с помощью обычного автокрана. Рамы РЖУ дают возможность устраивать зальное помещение. Оно является основным как в клубном сооружении, так и в зданиях многофункционального назначения, где рядом с

клубом размещаются другие объекты обслуживания. Специалисты УкрНИИПграждансельстроя [256] разработали проектные предложения для трех типов клубов с залами для зрителей на 100, 150, 200 мест, а также два варианта многофункциональных зданий, в состав которых входят клуб с залом на 100 мест, магазин с торговым залом площадью 60 м². Стены – кирпичные, покрытие – сборное железобетонное, кровля – из волнистых асбестоцементных листов.

7.3. Проектирование зальных помещений с использованием конструкций ферм

От общего объема строительства 8–9 % занимают помещения залов, из которых 70 % составляют залы пролетом до 18 м.

Для перекрытия залов используют преимущественно железобетонные – более 50 %, стальные – около 30 % и деревянные – до 10 % конструкции. Зал может перекрываться крупногабаритными железобетонными конструкциями такими, как многопустотные панели перекрытий для пролета 12 м, а для больших пролетов железобетонными панелями типа «КЖС» или железобетонными и армоцементные оболочками.

Использование большепролетных панелей и оболочек для строительства зальных помещений сельских общественных зданий затруднено условиями транспортировки и монтажа конструкций, которое требует краны большой грузоподъемности и специальных транспортных средств. Поэтому, а также учитывая ограниченные объемы производства, большепролетные панели и оболочки для перекрытия залов сельских общественных зданий используют в небольшом количестве.

Для перекрытия залов целесообразно использовать несущие конструкции, примененные для строительства промышленных сооружений. Существует большой набор взаимозаменяемых конструкций, таких как железобетонные треугольные безраскосные металлические фермы и арки,

металлодеревянные, треугольные, брусчатые или клееные фермы, постоянные высоты железобетонные фермы (см. рис. 7.14).

При устройстве перекрытий по металлическим и металлодеревянным несущим конструкциям возможны два варианта: холодная кровля по прогонам с утепленным подвесным потолком; утепленное покрытие из декоративным подвесным потолком. Второй вариант имеет преимущество со стороны архитектурного и конструктивного решений потолка зала и эксплуатационных качеств. Однако при утепленном подвесном потолке может быть несколько уменьшено использование утеплителя и снижена стоимость покрытия.

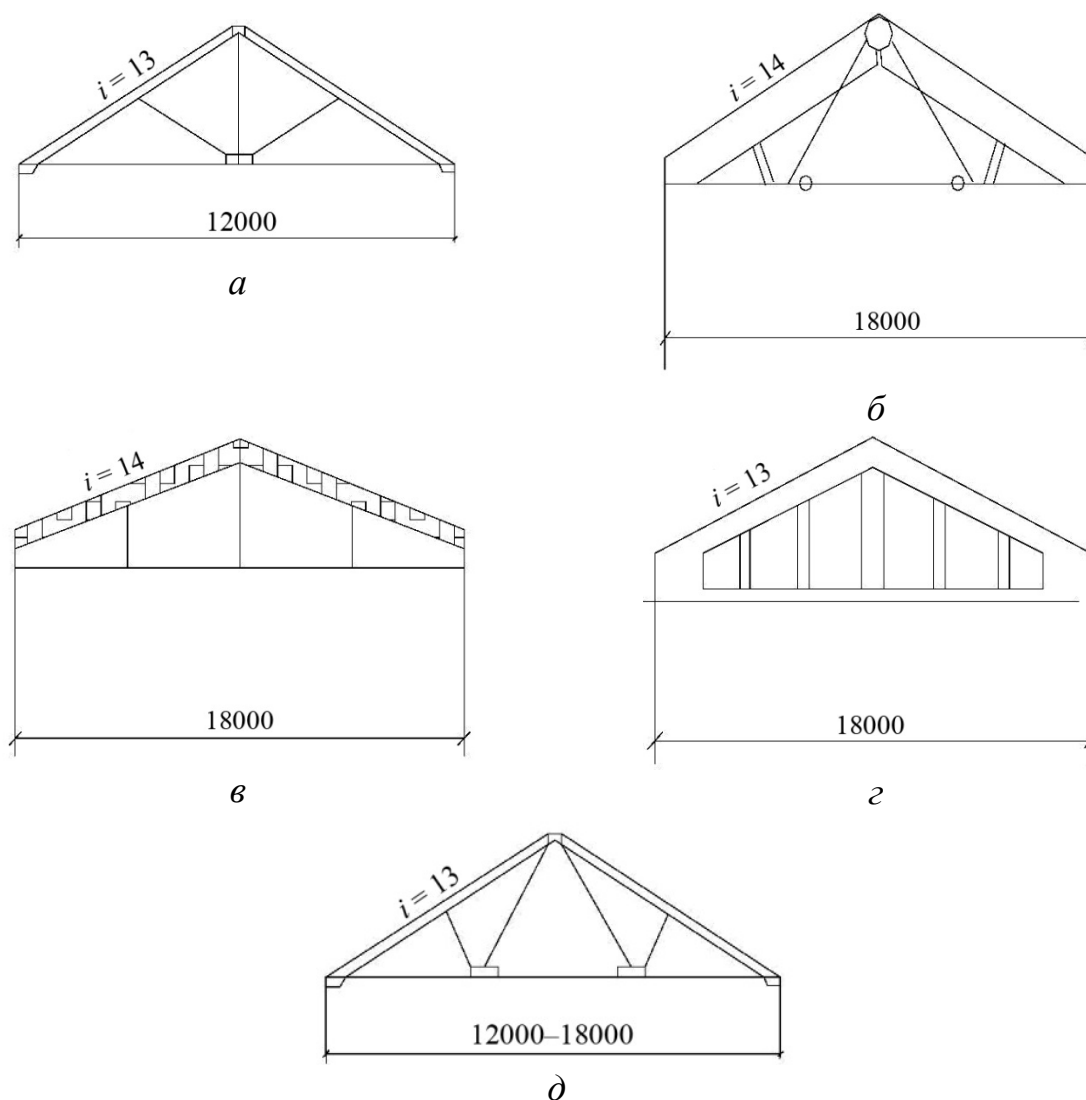


Рис. А.7.14. Несущие конструкции ферм покрытия зданий:
a – металлопластиковая деревянная брусчатая ферма; *б* – металлопластиковая
 деревянная треугольная клееная ферма; *в* – металлическая ферма;
г – железобетонная безраскосная ферма; *д* – сталежелезобетонная ферма

Интенсивно развиваются комбинированные конструкции. Примером таких конструкций является железобетонные фермы, состоящие из железобетонных верхних поясов и металлической решетки [169].

В сталежелезобетонных фермах железобетонные пояса работают как сжатоизогнутые элементы, а металлическая решетка, в основном растянута. Сталежелезобетонные фермы по затратам ресурсов на всех стадиях производства эффективнее аналогичных металлических, металлодеревянных, металлобрусчатых конструкций как по затратам электроэнергии, условного топлива, так и по трудовым расходам. Капитальные вложения в производство сталежелезобетонных конструкций на 23 % меньше, по сравнению с металлическими конструкциями.

Из сравнения показателей расхода материалов различных ферм пролетом 18 м следует, что масса железобетонных ферм почти в два раза меньше, чем в треугольных железобетонных безраскосных ферм. Сталежелезобетонные фермы более экономичны чем железобетонные фермы по расходам стали на 30 %. Металлические фермы имеют меньший вес, но расходы стали у них на 75 % больше.

Введение в эксплуатацию железобетонных ферм несколько опережает их исследования. Получили распространение несколько типов конструкций, разработанных для региональных условий. Фермы состоят из двух полуферм в виде шпренгелей, которые собираются в ферму на строительной площадке на болтах с установкой затяжки.

Железобетонные элементы приняты прямоугольного сечения, которые унифицированы для обеих ферм. Унифицированы также нагрузки для соответствующих марок ферм. Принято раздельное изготовление элементов по поточно-агрегатной технологии. Для растянутой решетки элементов шпренгеля используют арматурную сталь класса А-500С (А-IIIв). Для крепления элементов в опорных узлах шпренгеля используют высаженные анкерные головки. Технологией производства предусмотрено сплошной

силовой контроль качества растянутых элементов шпренгеля, осуществляющих при вытяжке стержней одновременно с упрочнением.

Фермы с разъемными соединениями в узлах и сопряжениями элементов на высаженных анкерных головках хорошо зарекомендовали себя в производственных условиях, их производство усвоено производственными предприятиями с утверждением соответствующих ТУ.

Трестом Укроргтехсельстрой Минсельстроя Украины совместно с НИИСК разработаны фермы с соединением металлических элементов в узлах сваркой.

Растянутые стержни шпренгелей этих полуферм сваривают с железобетонными элементами на кантователях. Сварные железобетонные фермы наиболее экономичные по затратам стали, но их изготовление осложняется созданием антикоррозионной защиты. Оба типа ферм находят применение в строительстве.

Разработка сталежелезобетонных ферм выполнена на основе исследований, проведенных в НИИСК и в ИИВХ (г. Ровно). При изготовлении ферм осуществляют предварительный изгиб железобетонного элемента, а растянутые элементы предусмотрены с эксцентриситетами, что способствует повышению несущей способности ферм. Сталежелезобетонные фермы являются геометрически и физически нелинейными конструкциями. Разработка сталежелезобетонных ферм на основе расчетов как упруго-пластических систем по деформированной схеме с использованием теории оптимизации конструкций позволяет выявить резервы экономии материалов [236]. Повышению эффективности конструкции также способствует введение новых конструктивных проектов узлов фермы.

Институтом УкрНИИПграждансельстрой (с участием автора) разработан опорный узел комбинированной фермы [16]. Верхний пояс фермы соединен с затяжкой с помощью крюка, для размещения которого в конце пояса создан паз и сквозные каналы (рис. 7.15). Расстояние между каналами определяют расчетом на сжатие бетона. Паз и каналы выполняют

при изготовлении верхнего пояса полуфермы. Крюк в конце затяжки изгибают на гибочном арматурном станке или сваривают из отдельных элементов.

Присоединение затяжки к поясу осуществляют путем заведения его длинного конца в канал и совпадению закругленной части крюка и его прямого участка с каналом, после чего паз и каналы делают монолитными.

При участии автора разработана конструкция сборной фермы и способ ее сборки (рис. 7.16). Верхний пояс полуферм состоит из трех железобетонных частей, которые собираются на сварке закладных деталей с эксцентриситетом относительно продольной оси для уменьшения изгибающего момента от нагрузки. Металлические затяжки бетонируются совместно с узлами полуферм, тем самым исключаются сварные или болтовые соединения. Полуферма монтируется на специальном стенде с фиксацией предварительного изгиба скобой за счет вывинчивания телескопического стояка.

При участии автора разработан способ сборки фермы (рис. 7.17). Сборка фермы, которая состоит из двух полуферм и затяжки, выполняют на стенде с помощью нагрузки с последующей фиксацией сваркой закладных деталей.

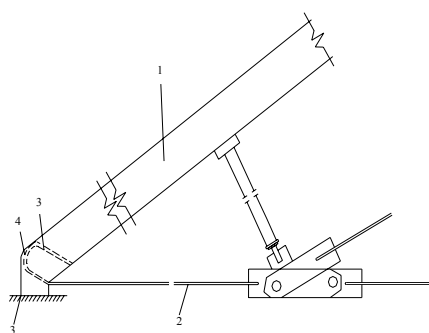


Рис. 7.15. Опорный узел комбинированной фермы:
1 – верхний железобетонный пояс; 2 – металлическая затяжка; 3 – крюк; 4 – паз

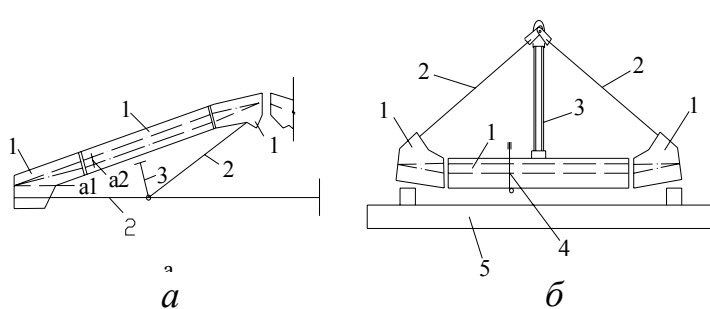


Рис. 7.16. Полуферма (а) и способ ее сборки (б)
1 – элементы железобетонного пояса;
2 – металлические затяжки; 3 – телескопический стояк; 4 – скоба; 5 – стенд

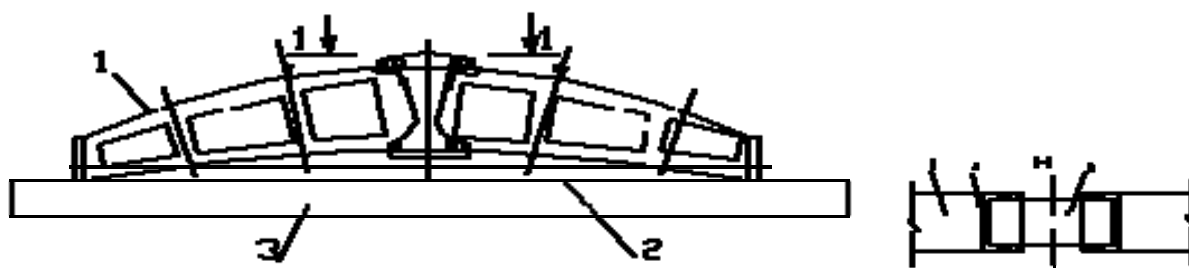


Рис. А.7.17. Способ сборки фермы:
 1 – железобетонная полуферма; 2 – металлическая затяжка; 3 – стенд;
 4 – закладная деталь; 5 – накладная пластина

Для повышения уровня огнестойкости и увеличения долговечности сооружения, учитывая индустриальные способы возведения зданий и унификацию конструктивных решений, в качестве несущих конструкций помещений залов рекомендуются различные металлические и железобетонные фермы [236].

При участии автора разработана конструкция крыши [17]. Крыша состоит из железобетонных кровельных панелей, сделанные как участки водосбора с водосливным отверстиями, оснащенными сетчатыми фильтрами (рис. 7.18). В пространстве между кровельными панелями и чердачными перекрытиями под водосливными отверстиями установлены водосборные лотки, выполненные из асбестоцемента и пластмассы. Дно водосборных лотков соединено с водоприемниками водоотводов.

Размещение водосборного лотка в пространстве между самонесущей кровлей и чердачным перекрытием, подогреваемого зимой выбросами теплого воздуха вентиляционной системы здания, существенно повышает безотказность и надежность работы крыши. Кроме того, при таком решении исключена необходимость в устройстве стыка кровельной панели и водосборного лотка. Конструкция крыши введена при строительстве жилого дома в г. Ухта Коми.

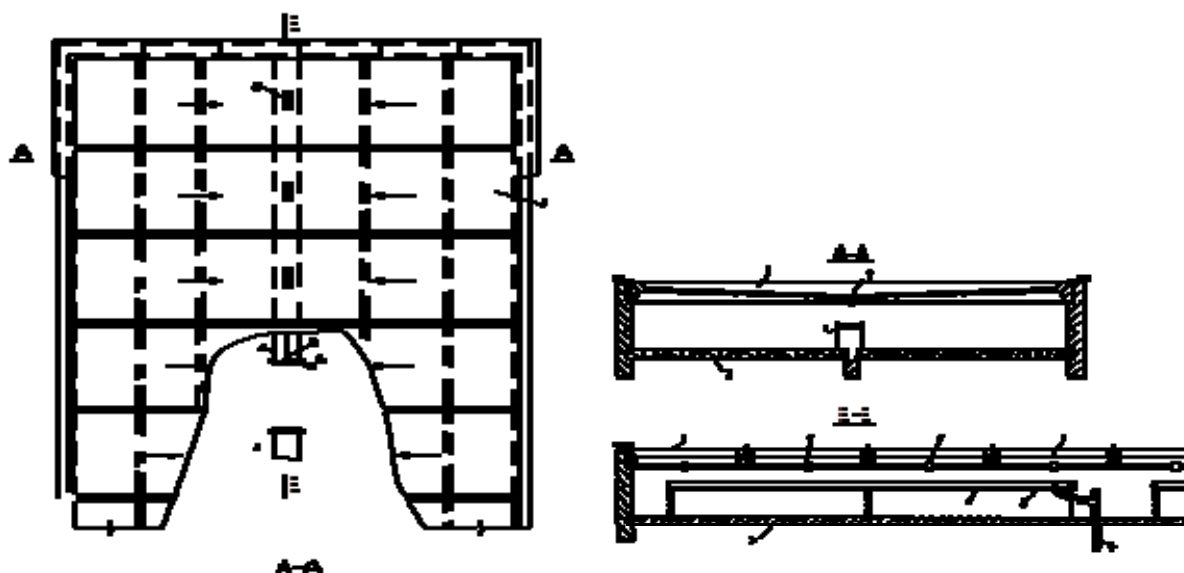


Рис. 7.18. Безрулонная кровля:

1 – железобетонные кровельные панели; 2 – водосливные отверстия;
3 – перекрытия чердака; 4 – водосборные лотки; 5 – водоприемные воронки;
6 – водоотводы

При участии автора разработана конструкция панели сборной самонесущей кровли [12]. Панель сборной самонесущей кровли включает плиту с продольными ребрами, направленными в противоположные стороны от плоскости плиты, длина их соответствует ширине ската кровли (рис. 7.19). Плита панели выполнена из участков, расположенных на двух уровнях, причем плоскость ниже размещенной участка совпадает с плоскостью основания и промежуточных продольных ребер, а заключительные продольные ребра укорочены на толщину плиты, при этом торцевые ребра сдвинуты друг относительно второго на один шаг продольных ребер.

Панель укладывается торцевым ребром на парапет наружной продольной стены здания, а другим торцевым ребром на борт водосборного лотка так, что только одно ребро направлено вверх. Следующая панель укладывается так же, но из расчета, что ребро должно зайти на ребро. Торцевые ребра сдвигаются друг относительно друга на один шаг. Они выполняют роль защитных диафрагм, обеспечивая жесткость панели в целом. Благодаря вырезам плиты и крайнего участка плиты в местах, где торцевые ребра отсутствуют, торцевые ребра размещены на одной линии.

Панели, уложенные таким образом, не требуют дополнительных мер по уплотнению швов примыкания.

Использование панели сборной самонесущей кровли по сравнению с аналогичными панелями безрулонных кровель связано с достижениями технико-экономического эффекта, благодаря возможности значительного укрупнения панелей за счет их ширины и отсутствия нащельников и, соответственно, уменьшение количества монтажных единиц. Отсутствие необходимости в дополнительном уплотнении прокладками швов примыкания снижает трудозатраты при монтаже кровли, а возможность выполнения панелей сборной несущей кровли как тонкостенных оболочек дает снижение стоимости за счет снижения массы панелей. Конструкция панели сборной самонесущей кровли введена в проект жилого дома, который разработал КиевЗНИИЭП.

При участии автора также разработана конструкция многопустотной панели [13]. Многопустотная панель перекрытия имеет трапецевидные замкнутые полости (рис. 7.20). Панель включает ребристую плиту, причем ребра могут быть как продольные, так и поперечные; плиту потолка и звукоизоляционную прокладку.

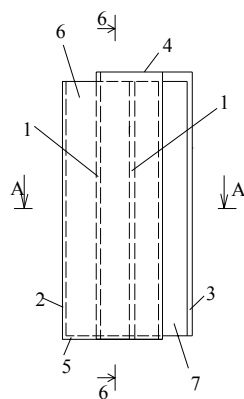


Рис. 7.19. Панель сборной самонесущей кровли: 1 – продольные ребра; 2, 3 – конечные продольные ребра; 4, 5 – конечные ребра; 6, 7 – полки плиты, расположенные на двух уровнях

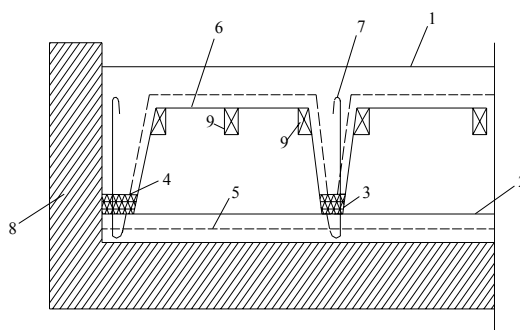
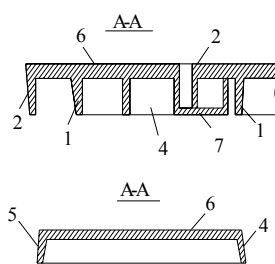


Рис. 7.20. Многопустотная панель:
1 – ребристая плита; 2 – плита потолка; 3 – звукоизоляционная прокладка; 4 – стержни ребер; 5 – арматурная сетка; 6 – сетки; 7 – подвески; 8 – поддон формы; 9 – вспомогательные балки

Продольные ребра армируют напряженными стержнями. Плиты потолка армируют основной арматурной сеткой. Боковые поверхности ребер, за исключением мест примыкания к бортам оснащения, и низ плиты между ребрами армируют металлической сеткой (размер ячейки от 25 мм² до 50 мм²), работающий на восприятие скалывающих напряжений. Плиты потолка крепят к ребрам панели подвесками. На торце фермы для опирания сеток укладывают балки.

Многopустотная панель для своего изготовления не требует по сравнению с другими многopустотными панелями специальных механизмов для образования полостей, что является существенным преимуществом.

Использование для армирования панели сетки с малыми ячейками, которая дороже обычной, компенсируется максимальным облегчением панели благодаря трапециевидной форме полостей и доведением величины приведенной толщины панели до 80 мм. При этом значительно уменьшается расход бетона на панель, что позволяет использовать панель больших размеров по ширине при сохранении грузоподъёмности кранов.

7.4. Выводы по главе 7

1. Проведенный анализ типовых проектов показывает, что конструкции рам с высокой стойкой, которые можно использовать для строительства помещений залов клубов, домов культуры, кинотеатров, спортивных залов, должны быть представлены небольшим количеством типоразмеров. При пролете 9 м высота стойки рамы должен составлять 5,25 м (сельские клубы на 150–200 мест, кинотеатры на 150–200 мест, спортзалы) при пролете 12, 15, 18 м – 6,35 м (сельские клубы и дома культуры на 300; 400; 500 мест, кинотеатры на 200–300 мест, спортзалы 12×24, 15×30, 18×30 м), при пролете 18 и 21 м – 8,0 м (сельские дома культуры на 600 и 700 мест и спортзалы 18×30 м).

2. Разница высот залов, которая есть в каждой группе, компенсируется введением дополнительного элемента – фундамента с высоким ростверком. Кроме разработки рам с повышенной стойкой для строительства

общественных зданий с зальными помещениями необходимо также разработать навесные стеновые панели, которые бы учитывали не только теплотехнические требования этих сооружений, но и особенности их архитектурно-планировочного решения. Это обуславливает разработку специальных проектов в индустриальных конструкциях, требует перестройки для развития индустриальной базы.

3. Композиционному многообразию решений помещений залов сельских общественных зданий в рамных конструкциях сопутствует повышение стоимости строительства. Осложнения архитектурно-художественного решения сооружения и некоторое подорожание вызовут специальные требования к решению интерьеров и использования высоких башмаков под пятую рамы, особенно в крупных зданиях.

4. Учитывая изложенное, а также небольшие объемы строительства общественных зданий с зальными помещениями (например, наиболее массовый тип: клубные здания – в среднем 5 сооружений за год в одной области), создание специальных конструкций рам с повышенной стойкой является не целесообразным.

5. Целесообразно использовать для зальных помещений сельских общественных зданий конструкции унифицированных железобетонных рам пролетом 9, 12, 18, 21 м со стойкой, повышенной до 5,7 м, разработанных институтом Укрколхозпроект и КНУБА для каркасов сельскохозяйственных сооружений с учетом зональных особенностей Украины.

6. Наряду с рамами получили распространение фермы, как несущие конструкции покрытия помещений залов каркасных сооружений. Наиболее эффективными и наименее материалоемкими являются конструкции железобетонных и металлических ферм пролетом 12, 18 и 21 м, которые рекомендуются к использованию.

РАЗДЕЛ 8

ПРОЕКТИРОВАНИЕ РАМНЫХ КАРКАСОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ АЭРОДРОМОВ СЕЛЬХОЗАВИАЦИИ

В 1982 г. Министерством гражданской авиации СССР была разработана «Комплексная программа повышения эффективности и качества использования авиации в сельском хозяйстве», которая содержит: повышение эффективности производства, качества авиационных работ в сельском хозяйстве; ускорение научно-технического прогресса; укрепления научно-технической базы сельхозавиации; совершенствование экономического механизма работ в народном хозяйстве; повышение квалификации профессиональной подготовки кадров; развитие подсобных хозяйств, а также организация перевозок ранних овощей и фруктов в отдельные районы нашей страны; беспрекословное выполнение государственного плана авиахимработ.

Программой предусмотрено: доведение ежегодного объема работ в сельском хозяйстве в 1990 г. до 110 млн. га, в т. ч. 17 млн. га предусмотрено обработать за счет парка воздушных судов; повышение производственных полетов до 2,0 % на площади 54 млн. га за счёт внедрения новых и прогрессивных технических мероприятий; использование авиаметодом для прогнозирования урожая, контроля за фитосанитарным состоянием растений и запасами влаги в почве; оснащение сельскохозяйственных самолетов и вертолетов (Ан-2, Ка-26, Ми-2, Ми-8) приборами контроля, то есть постановку под постоянный контроль качества выполнения авиационно-технических работ и эффективное использование авиатехники; перевод управления работ сельхозавиации на автоматизированные системы [193].

Планировалось строительство более 2000 сельскохозяйственных аэродромов с твердым покрытием и комплексами сооружений. Это должно обеспечить эффективное использование самолетов независимо от состояния почвы и качества использования средств химизации.

Планировалось сельскому хозяйству страны предоставить 30–32 млн. т минеральных удобрений, 440–480 тыс. т химических средств защиты растений, а также не менее 100 млн. т известковых материалов. По данным Министерства гражданской авиации (МГА) общая стоимость агрохимической обработки 1 га земли самолетами стоит дешевле чем наземными сельхозмашинами. Ежегодно в стране авиационным способом обрабатывалось более 100 млн. га посевов.

8.1. Анализ конструктивных схем сельскохозяйственных промышленных зданий и сооружений аэродромов сельхозавиации

Схемы индустриальных каркасов, рекомендованных в сельском строительстве, приведены в ВСН-115-81 [53] (рис. 8.1). Единые технические условия должны выполняться при проектировании и строительстве новых и реконструкции действующих животноводческих и птицеводческих зданий и сооружений предприятий первоначальной обработки сельскохозяйственных продуктов, помещений для хранения минеральных удобрений.

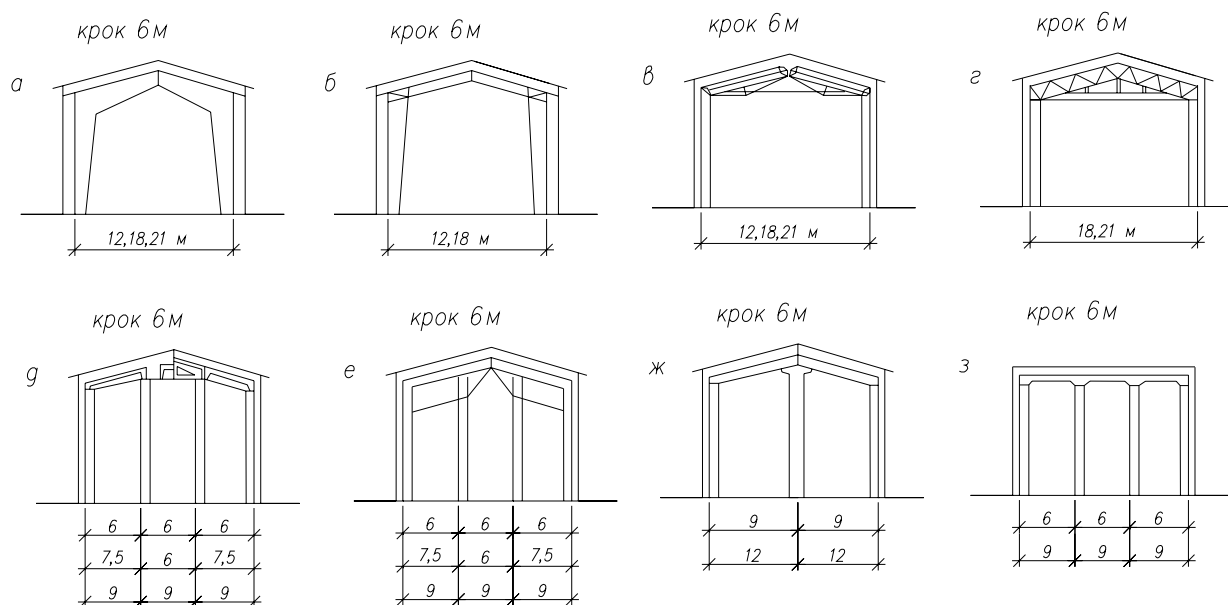


Рис. 8.1. Конструктивные схемы каркасов сельскохозяйственных производственных зданий

Как видно из рис. 8.1, на схеме представлены каркасы: пролёты 12, 18, 21, 24 м; высоты помещений 3,3; 3,6; 4,2; 5,1; 5,7 м; шаг несущих

конструкций 3 и 6 м; вид несущих конструкций: железобетонная рама (а); деревянная рама (б); сталежелезобетонные ферма (в); арка (г); стоечно-балочные конструкции (д); консольные балки (е, и, к).

Наиболее распространенные в качестве несущих конструкций покрытия на сегодня имеют трехшарнирные железобетонные рамы и фермы пролетом 12, 18, и 21 м. Рамные конструкции получают все большее применение при строительстве складских зданий минеральных удобрений, входящих в состав зданий и сооружений аэродромов сельхозавиации [231].

Так, на основе трехшарнирных железобетонных рам пролетом 18 и 21 м типа ПР [231] разработана серия проектов складов минеральных удобрений. Внедрение рамных конструкций позволяет уменьшить трудозатраты, массы зданий складов, увеличить степень сборности, уменьшить сроки строительства. Кроме этого, сокращена номенклатура проектов сельских зданий с 200 до 60, а также число типоразмеров конструкций.

В донецкой области на территории сельхозаэродромов построено и успешно эксплуатируется 6 зданий складов минеральных удобрений в рамных конструкциях пролетом 18 и 21 м.

В аэропорту Толмачёво г. Новосибирск построены две промышленных здания в рамных конструкциях: гараж на 22 автомобиля и здание главного механика.

ЦНИИЭПсельстроем разработан ряд проектов с использованием рамных конструкций. Разработано конструктивное решение ремонтной мастерской на 50 тракторов (рис. 8.2). Каркас включает железобетонные рамы по серии 1.822-2 с составным ригелем. Фундаменты – забивные железобетонные сваи таврового сечения с консолью. Стены – однослойные пенополистиролбетонные панели. Покрытие – комплексные плиты покрытия под асбестоцементную кровлю. Кровля – волнистые асбестоцементные листы. На основе этих конструкций разработан проект гаража на 50 автомашин (рис. 8.3).

ЦНИИЭПсельстроем разработаны склады для хранения зернового и фуражного зерна вместимостью 500 т (рис. 8.4). Каркас включает железобетонные рамы по серии 1.822-2 с дополнительной стойкой.

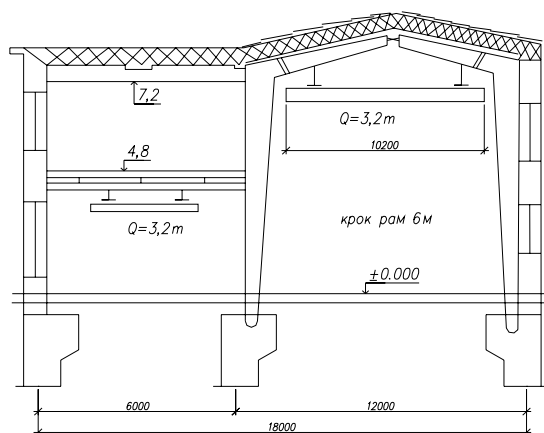


Рис. 8.2. Конструктивная схема ремонтной мастерской на 50 тракторов

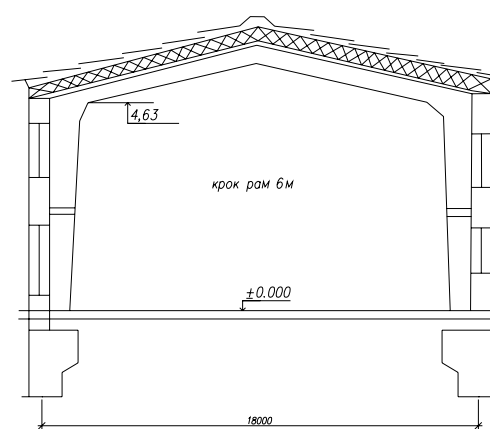


Рис. 8.3. Конструктивная схема гаража на 50 автомашин

Фундаменты – забивные железобетонные сваи двутаврового сечения с консолью. Стены – панели для неотапливаемых зданий или железобетонные ребристые плиты покрытия. Покрытие – железобетонные прогоны с шагом 1,5 м. Кровля – волнистые асбестоцементные листы по дощатому настилу. Зерно хранится в мешках, нагрузка от которого передается на стены. Аналогичные конструктивные решения имеет состав аммиачной селитры на 1000 т и пестицидов на 15 т (рис. 8.5).

Конструктивное решение склада продовольственного картофеля на 1000 т (рис. 8.6) содержит забивные железобетонные сваи двутаврового сечения с консолью, железобетонные рамы по серии 1.822-2 с дополнительной стойкой, трехслойные панели с повышенным термическим сопротивлением, комплексные плиты покрытия, волнистые асбестоцементные листы. При этом нагрузка от насыпного картофеля передается на трехслойные стеновые панели и стойки рам. Аналогичные конструкции полурам по серии 1.822-2 и прогоны с шагом 1,5 м используются в проекте навеса для оборудования (рис. 8.7).

ЦНИИЭПсельстроем разработан проект для механизированного склада для сена вместимостью 500 т (рис. 8.8). Здание с размерами в плане 21×54 м включает: фундамент из железобетонных свай, каркас из составных железобетонных рам пролётом 21 м, стены из асбестоцементных панелей, покрытия из асбестоцементных листов УВ по железобетонным прогонам (рис. 8.8).

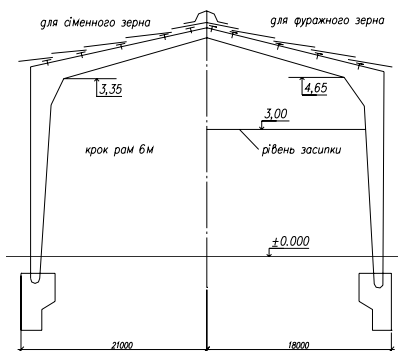


Рис. 8.4. Конструктивная схема склада для семенного и фуражного зерна ёмкостью 500 т

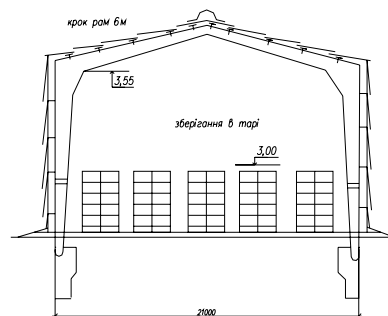


Рис. 8.5. Конструктивная схема склада аммиачной селитры

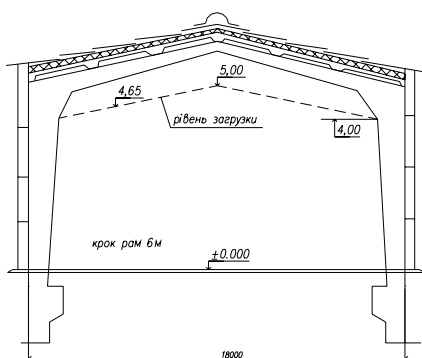


Рис. 8.6. Конструктивная схема склада картофеля на 1000 т

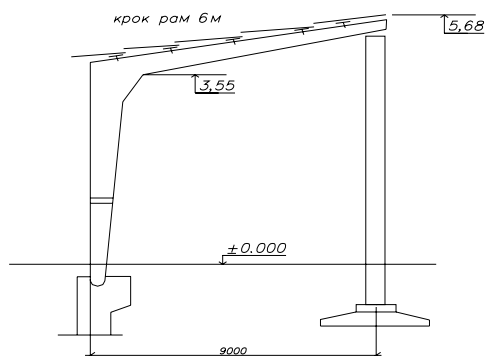


Рис. 8.7. Конструктивная схема навеса для оборудования

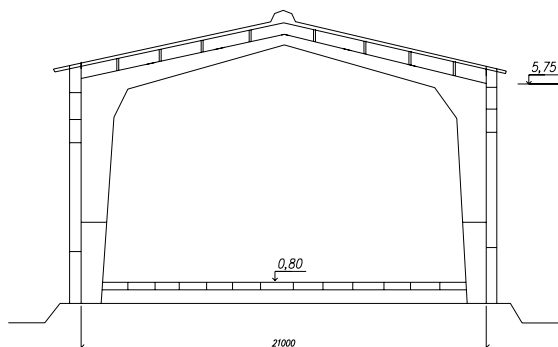


Рис. 8.8. Механизированный сарай для сена емкостью 500 т

Механизированный сарай предназначен для хранения и досушивания сена вместимостью 500 т. Построен Подольским СБК в Нарофоминском районе Московской области.

8.2. Анализ типовых проектов зданий и сооружений аэродромов сельхозавиации

Самолёты и вертолёты являются эффективным средством сельскохозяйственного производства за счёт высокой эффективности, они позволяют в короткие сроки обрабатывать значительные площади. С помощью авиации выполнялись почти 40 % всех работ по применению химических веществ на полях страны. По данным Министерства гражданской авиации при внесении удобрений с воздуха на каждом миллионе гектаров освобождаются от работы около 1500 человек и 1200 тракторов. За три года обработано с воздуха более 300000000 гектаров. По масштабам применения авиации в сельском хозяйстве СССР превосходил все страны мира.

Аэродромы сельхозавиации, предназначенные для взлета и посадки самолетов Ан-2, Ан-2м, Як-12 или вертолетов Ми-1, Ми-2, Ми-8, Ка-15, и Ка-26, применяют для выполнения авиационно-технических работ в сельском хозяйстве [193]. Проектным и научно-исследовательским институтом «Аэропроект» разработан проект аэродрома сельхозавиации с вариантами конструктивных решений временного с грунтовым покрытием и постоянного с твёрдым покрытием полосы (рис. 8.9).

Аэродром сельхозавиации включает в себя взлётную полосу 500×60 м и боковые полосы безопасности 20 и 75 м каждая. Взлетно-посадочную полосу 400×20 м, места стоянки самолетов, загрузочные площадки, рулевые дорожки. Кроме того, в состав аэродрома сельхозавиации (на 6 человек лётного состава и 10 человек обслуживающего персонала) входят: лётное поле; служебные помещения для лётного состава, сблокированного с общежитием на 6 человек; склад минеральных удобрений и ядохимикатов на 7500 т; два резервуара для растворов ядохимикатов на 5 м^3 под навесом;

склад сильных и токсичных ядохимикатов на 10 т; склад ГСМ на 53 м³ для авиатоплива и для авиамасла; служебно-бытовое помещение на 16 человек; наземная станция водоснабжения с водонапорной башней; пожарный сарай; пожарный водоём на 25 м³ воды, септик, главный фильтр, сборник для вод загрязнённых ядохимикатами [76, 77, 78, 193].

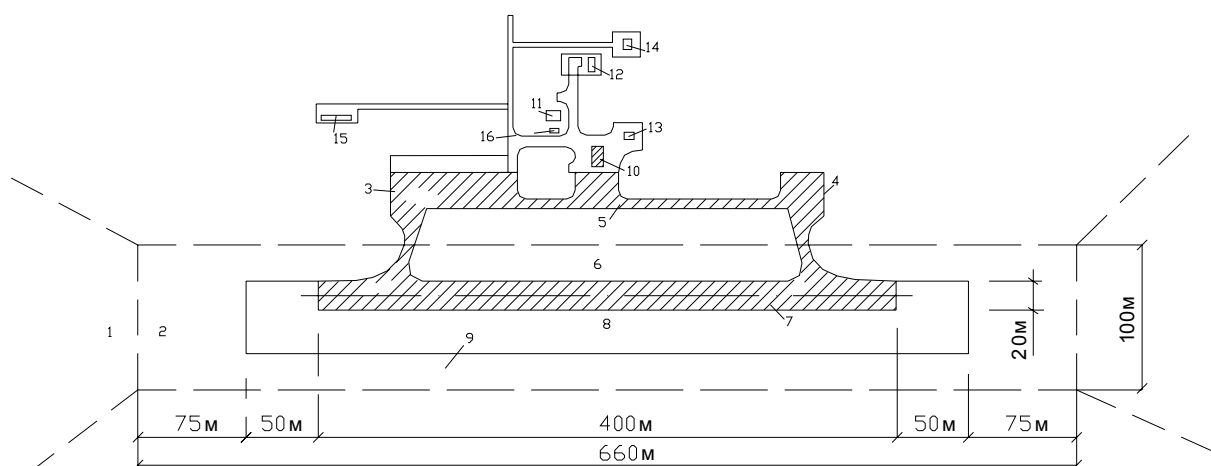


Рис. 8.9. Схема генерального плана постоянного аэродрома:

1 – полоса подходов; 2 – конечная полоса безопасности; 3 – стоянка самолётов; 4 – дегазационная площадка; 5 – загрузочная площадка; 6 и 9 – боковая полоса безопасности; 7 – взлетно-посадочной полосы; 8 – рабочая часть лётного поля; 10 – склад минеральных удобрений; 11 – пожарный водоём объёмом 25 м³; 12 – склад авиационных ГСМ; 13 – санпропускник; 14 – насосная станция; 15 – служебное здание; 16 – сарай для тары

Склады минеральных удобрений расположены вблизи загрузочной площадки с подветренной стороны. Состав малотоксичных ядохимикатов может располагаться отдельно или быть соединенным (при полной изоляции) с составом минеральных удобрений. Склад высокотоксичных ядохимикатов располагают с подветренной стороны от жилых, бытовых и промышленных зданий и сооружений, и других строений на расстоянии не менее 1000 м.

По данным Министерством гражданской авиации стоимость межхозяйственных постоянных аэродромов составляет около 75 тыс. руб. и окупает себя в течение трех лет его эксплуатации. Для зданий и сооружений аэродромов сельхозавиации, в том числе и складских помещений, используют высокоэффективные объемно-планировочные решения с

применением облегченных, коррозионностойких и индустриальных строительных материалов.

Ниже приведены объемно-планировочные и конструктивные решения указанных выше зданий с анализом возможностей использования рамных конструкций.

Проект № 506-106 «Служебно-бытовое здание сельхозавиации для выполнения авиахимических работ» (рис. 8.10), содержит комнату связи, жилые комнаты, бытовые и служебные помещения, комнату смотрителя и столовая. Здание прямоугольное в плане с размером 12×18 м с продольными несущими стенами из кирпича. При переработке проектов используют рамные каркасы (см. рис. 8.1, а, б). При этом, при применении рамных конструкций пролетом 12 м типа «а» с шагом 6 м нужно 4 рамы, а по «б» – с шагом 3 м – 7 рам (рис. 8.11).

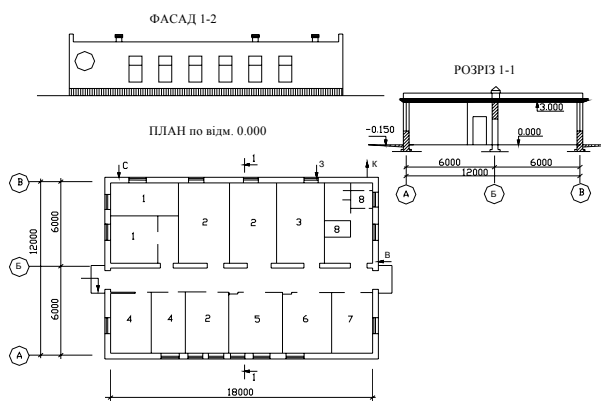


Рис. 8.10. Схема служебно-бытового здания для аэродрома:

1 – комнаты связи; 2 – жилые комнаты;
3 – бытовое помещение; 4 – служебное
помещение; 5 – комната приема пищи,
6 – комната дежурного; 7 – сушка
верхней одежды; 8 – туалет

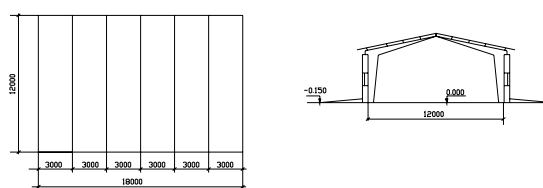


Рис. 8.11. Предложения по размещению рам в плане по рис. 8.10

Типовой проект № 503-1-2 «Гараж на 25 автомобилей» (рис. 8.12) содержит такие помещения: склад ГСМ; участок техобслуживания, техремонта и диагностики; закрытая стоянка, подсобное помещение и др. Здание гаража с пристройкой размерами 18×54 м – каркасная, перекрыта металлическими фермами по железобетонным колоннам. Для сооружения

гаража применяли рамные каркасы по таким схемам: рис. 8.1, *а, б, в, г*. Рам типа «а» пролетом 18 м с шагом 3 м необходимо 10 шт. (рис. 8.12).

Проведённый анализ ряда проектов сельскохозяйственных промышленных зданий и сооружений по каталогу [71] показывает, что трехшарнирные железобетонные рамы пролетом 12, 18, 21 м, предназначенные для каркасов сельхоззданий, могут быть использованы во многих проектах:

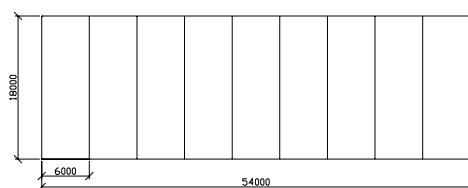
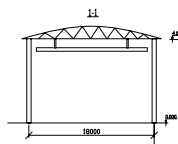
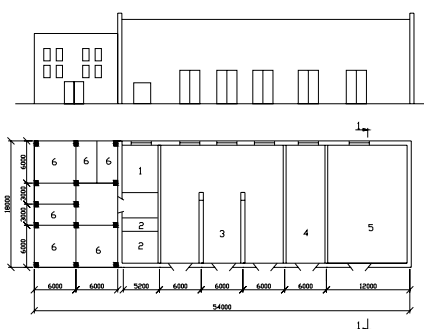


Рис. 8.12. Схема гаража на 25 автомобилей:

1 – участок обслуживания электрооборудования; 2 – кладовая ГСМ; 3 – участок техобслуживания, техремонта и диагностики; 4 – участок ежегодного обслуживания; 5 – закрытая стоянка; 6 – подсобное помещение

Рис. 8.13. Предложения по размещению рам в плане по рис. 8.12

– здание пожарного депо на 2 машины 12×18, 12×24 м и высотой 4,8 и 5,4 м. Т. п. № 416-6-12 и 416-6-13, разработанный УкрНИИГипросельхозом;

– здание хозяйственного корпуса с дезостанцией 18×18 м и высотой 6,0 м;

– т. п. № 817-171, разработанный Гипронисельхозом;

– производственное здание 6х6м и высотой 3м станции биологической очистки сточных вод с установкой заводского изготовления производительностью 50 м³/сут. Т. п. № 902-2-263, разработанный институтом «Гипрокомунводоканал»;

– здание 6×12 м и высотой 3,0-3,3 м блока котельной на твердом топливе с 2 коньками «Универсал-6». Т.п. № 903-1-197;

– здание 4×4,8 м и высотой 3,0 м контрольно-проездных пунктов аэропортов. Т.п. № 506-111, разработанный ГПИ и НИИГА Аэропроект;

– здание 12×12 м и высотой 3,3 м радиостанции с маркерными радиомаяками ГПСС (ДПРМ). Т.п. № 506-41/121, разработанный ГПИ и НИИГА Аэропроект.

При использовании рамных конструкций в зданиях и сооружениях сельхозавиации достигается эффект по материалоемкости, стоимости и трудозатратам.

Основными крупными зданиями в составе аэродрома сельхозавиации являются складские здания и сооружения, поэтому остановимся подробно на них в следующем разделе.

8.3. Анализ типовых проектов складских зданий и сооружений минеральных удобрений и ядохимикатов

Типовой проект № 705-1 «Склад сухих минеральных удобрений емкостью 2300 т» (рис. 8.14), разработанный Винницкой филиалом института Укрколхозпроект, содержит помещения для хранения калийных, фосфатных, азотных и сложных удобрений.

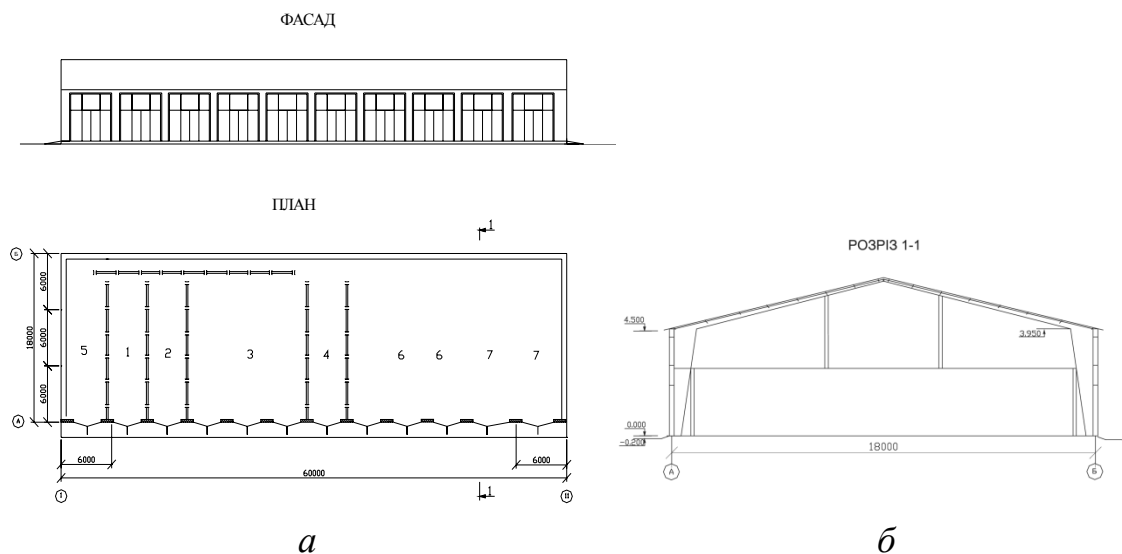


Рис. 8.14. Схема склада сухих минеральных удобрений на 2300 т:

а – план, фасад; б – разрез:

1, 2 – отсек для хранения калийных удобрений; 3, 4 – отсек для хранения фосфорных удобрений; 5, 6 – отсек для хранения азотных удобрений; 7 – отсек для хранения комбинированных удобрений

В проекте предусмотрены следующие конструкции: фундаменты – сборные под полурамы железобетонные башмаки по серии 1.810-2, вып. 1; цокольные панели – сборные железобетонные по серии 1.432-15; стены – из асбестоцементных волнистых листов по ГОСТ 16233; полурамы – сборные железобетонные унифицированные под шифром 1.800-РЖУ; колонны – сборные железобетонные по серии 1.823-1, вып. 2; прогоны – сборные железобетонные под шифром 1.800-ПЖТ; кровля – из волнистых асбестоцементных листов по ГОСТ 16233. Склад предназначен для приёма с автотранспорта, хранения и выдачи сухих минеральных удобрений. Одновременно на складе предполагается хранение до семи наименований удобрений. Как видно из рис. 8.14, типовой проект изменен в соответствии с приведенным выше единственными техническими условиями [53], т.е. переработан с использованием эффективных рамных конструкций. Ниже приведено сравнение технико-экономических показателей зданий и сооружений по типовому проекту № 706-1-84 и вариант конструктивного решения в соответствии с ТУ [53] с применением индустриальных рамных конструкций (табл. 8.1).

Таблица 8.1

**Технико-экономические показатели сравнения варианта типового проекта
производственного здания с вариантом из сборных железобетонных
унифицированных рам**

Проект	№ тип. проекта	Сметная стоимость, руб.	Расходы основных стройматериалов				Трудо- затраты ч/час
			Сталь, т	Зборн. з/б, м ³	Цемент, т	Дерево, м ³	
Склад мин. удобр 2300 т	705-1-84	86,1 100 %	35,3 100 %	92,4 100 %	102,1 100 %	102,1 100 %	1735 100 %
Склад мин. удобр 2300 т	Констр. вариант	77,8 90,4 %	36,8 104,2 %	81,8 88,5 %	75,5 73,9 %	46,4 45,4 %	1460 84,2 %

Как видно из таблицы 8.1, при применении рамных конструкций достигается снижения цемента на 26,1 %, сборного железобетона – на 11,5 %, лесоматериалов – на 54,6 %, строительных трудозатрат – на 15,8 % и сметной стоимости строительства – на 9,6 %. На примере типового проекта № 705-2-

2/75 «Склад ядохимикатов» (рис. 8.15) рассмотрено два способа применения рамных конструкций. Склад включает следующие помещения: склад – 84,6 м²; гардероб с душевой – 13 м²; кладовая инвентаря – 5 м².

Первый способ. Размеры здания: ширина – 6 м, длина – 18,4 м, а наименьший пролёт рамы равен 12 м. Поэтому можно применять раму пролетом 12 м, но количество рам предусмотрены с тем расчётом, чтобы здание, которое запроектировано по типовому проекту, не отличалось по общей площади, равной 110,4 м². Применяя рамы пролётом 12 м и шагом 3 м с расположением их вдоль здания, можно получить площадь здания близкую к площади по типовому проекту, равной 108 м² (рис. 8.16, а). При этом используются 4 рамы с потерей всего лишь 2,4 м² общей площади здания [126].

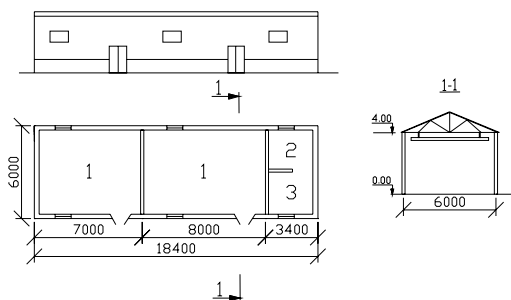


Рис. 8.15. Схема склада ядохимикатов: 1 – склад; 2 – гардероб с душем; 3 – кладовая инвентаря

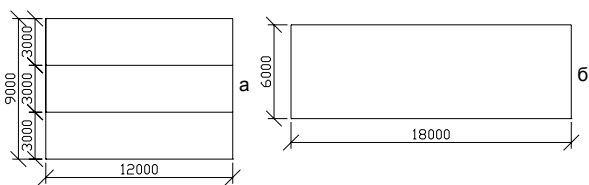


Рис. 8.16. Предложения по размещению рам в плане по рис. 8.15: четыре рамы пролетом 12 м; две рамы пролетом 18 м

Второй способ. По единым техническим условиям [53] можно выбрать рамы пролетом 18 м с шагом 6 м с установкой их также вдоль здания в количестве двух штук (рис. 8.16, б). При этом также общая площадь уменьшается на 2,4 м². Схемы каркасов (рис. 8.1, д, е, и, к) не в полной мере подходят для использования в зданиях и сооружениях сельхозаэродромов, в том числе складских зданиях в связи с наличием опор в объеме помещений.

Типовой проект № 705-2-63 «Состав ядохимикатов емкостью 25 т» (рис. 8.17) содержит склад и вспомогательные помещения. Здание прямоугольное в плане с размерами 6×18 м, высотой 3,52 м с продольными несущими стенами из кирпича. Склад предназначен для хранения

химических средств защиты растений. При переработке проекта можно использовать полурамы пролетом 6м с каркасами типов (рис. 8.1, а, б). При использовании полурам пролетом 6м с шагом 3 м нужно 7 полурам, а с шагом 6 м – 4 полурамы (рис. 8.18).

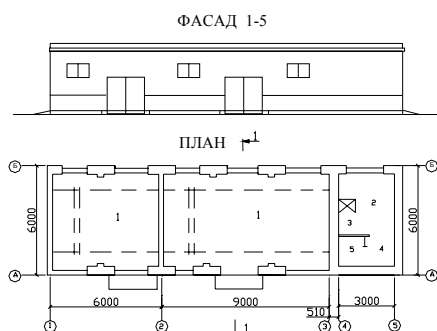


Рис. 8.17. Схема склада ядохимикатов на 25 т: 1 – склад – 84,6 м²; 2 – гардероб – 8,1 м²; 3 – душевая – 1,6 м²; 4 – тамбур – 2,1 м²; 5 – кладовая – 2,6 м²

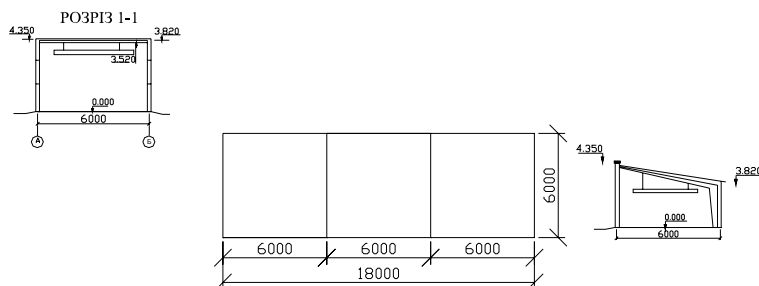


Рис. 8.18. Предложения по размещению полурам по рис. 8.17

Проведённый анализ других проектов с целью использования рам в сельскохозяйственных производственных зданиях согласно каталогу [71] обнаружил возможность применения рамных конструкций в таких проектах:

- Здание 12×40 м и высотой 4,8 м склада селитры и ядохимикатов емкостью 260 т. Типовой проект № 705-2-25, разработанный РосгипроНИИсельстроем;
- Здание 12×46 м и высотой 4,0 м склада селитры и ядохимикатов емкостью 370 т. Т.П. № 705-2-26, разработанный РосгипроНИИсельстроем;
- Здание в плане 12×52 м и высотой 4,8 м склада селитры и ядохимикатов емкостью 470 т. Т.п. № 705-2-26, разработанный РосгипроНИИсельстроем;
- Здание 18×52 м и высотой 4,0 м склада селитры и ядохимикатов емкостью 700 т с вспомогательными помещениями. Т.п. № 705-1, разработанный РосгипроНИИсельстроем;

- Здание 12×36 м и высотой 5,4 м склада сухих минеральных удобрений ёмкостью 940 т. Т.п. № 705-1, разработанный РосгипроНИИсельстроем;
- Здание 12×48 м и высотой 5,4 м склада сухих минеральных удобрений ёмкостью 1230 т. Т.п. № 705-1, разработанный РосгипроНИИсельстроем;
- Здание 12×60 м и высотой 5,4 м склада сухих минеральных удобрений ёмкостью 1530 т. Т.п. № 705-1, разработанный РосгипроНИИсельстроем;
- Здания 12×12, 12×18, 12×24 м и высотой 3,0 м складов сухих кормов и зерна на 100, 200, 300 т. Т.п. № 817-151, разработанный Киргизгипросельхоз;
- Здания 18×12, 18×24 м и высотой 7,11 м складов подстилки на 500 м² и 1000 м². Т.п. № 817-162, разработанный ЦНИИЭПптицепромом;
- Здание 18×54 м и высотой 6,0 м сарая для сена ёмкостью 400 т. Т.п. № 817-140, разработанный институтом проектирования сельскохозяйственного строительства Литвы;
- Здания 18×24 и 18×36 м и высотой 6,0 м комплекса по выращиванию и откорму молодняка крупного рогатого скота на 3000 и 6000 голов. Сарай ёмкостью на 200 и 400 т. Т.п. № 801-306, разработанный МосгипроНИИсельстроем;
- Здание 16×36 м и высотой 5,57 м сарая для хранения подстилочного торфа ёмкостью 200 т. Т.п. № 817-66, разработанный Эстгипросельстроем;
- Навес 12×24 м и высотой 5,4 м для тукосмесительной установки. Т.п. № 705-1 и 709-137, разработанные РосгипроНИИсельстроем;
- Навес 12×30 м и высотой 3,3 м для тары и материально-технических ценностей. Т.п. № 817-145, разработанный Гипросельхозптицепромом;
- Здание 18×42 м и высотой 6,0 м гаража с профилакторием на 25 автомобилей. Т.п. № 503-289, разработанный ЦИТЭПсельхозпромом;
- Здания 12×18, 12×24, 12×30 м и высотой 3,6 м материально-технического состава для хозяйств, имеющих 25, 50 и 75 тракторов. Т.п. № 816-143; 816-107; 816-158, разработанные Гипросельхозпромом;

- Здание 15×12 м и высотой 5,4 м мастерских для пункта технического обслуживания машинно-тракторного парка в отделениях (бригадах) на 10–20 тракторов. Т.п. № 816-171, разработанный Гипросельхозпромом;
- Здание 18×18 м и высотой 3,65–4,5 м сарая для сельхозмашин. Т.п. № 817-137, разработанный ЦИТЭПсельхозпромом;
- Здание 12×36 м и высотой 4,19 м стоянки на 24 сельхозмашины. Т.п. № 817-168, разработанный ЦИТЭПсельхозпромом;
- Здание 18×42 м и высотой 5,05 м стоянки на 12 зерновых комбайнов. Т.п. № 817-167, разработанный ЦИТЭПсельхозпромом;
- Здание 12×30 м и высотой 4,0 м пункта технического обслуживания комплексов по откорму 12 и 24 тыс. свиней. Т.п. № 816-227, разработанный Гипросельхозпромом;
- Здание 9×24 м и высотой 4,0 м пункта технического обслуживания комплекса по производству молока на 400 коров. Т.п. № 816-224, разработанный Гипросельхозпромом;
- Здание 12×42 м и высотой 3,6 м пункта технического обслуживания площадок откорма молодняка КРС на 5, 10, 20 тыс. голов. Т.п. № 816-228, разработанный Гипросельхозпромом.

Есть опыт применения железобетонных рамных конструкций в качестве каркасов складских зданий. Так РосгипроНИИсельстрой вместе с Облмежколхозстроем (г. Псков) при участии НИИЖБ разработал однопролетные и многопролетные железобетонные разрезные рамы пролетом 18, 21, 24 и 27 м с высокой стойкой по внутренней стороне от 2,5 до 4,2 м. Указанные габариты каркасов зданий учитывают технологию производства, в том числе и для складов минеральных удобрений. Рамный каркас может успешно заменить стоечно-балочную систему. При этом существенно сокращается количество типоразмеров несущих конструкций складских зданий. Все элементы рамных каркасов унифицированы. Многопролётный каркас является статически неопределимой системой с шарнирным опиранием крайних стояков в фундаменты и

ригелей в гребневых узлах, а также защемлением средних стоек в фундаменты.

Однопролётный каркас имеет шарнирное соединение стоек на опорах и ригелей между собой. Однопролётная рама собирается из двух элементов (ригель и стойка), а многопролётный – из трех (ригель, крайняя и средняя стойки).

Применение клеёной древесины в несущих конструкциях складов удобрений достаточно эффективно, но этот вопрос не рассматривается в данной работе.

В зависимости от физических свойств удобрений и технологии их переработки и хранения используют различные объемно-планировочные и конструктивные решения складских зданий: стоечно-балочной конструкции, арочной и рамной конструкции, сооружения силосного и бункерного типа.

Складские здания стоечно-балочной конструкции проектировали и строили с высотой помещения от 4,2 до 5–6 м, потому что высота хранения незатаренных удобрений на складах не превышала 2–2,5, а затаренных 3–3,5 м [75]. Здания складов удобрений и ядохимикатов имеет в плане прямоугольную форму шириной 12, 18, 24 и 30 м. Наличие внутри зданий сетки железобетонных колонн мешает маневрированию современными средствами механизации для погрузки и выгрузки удобрений, создаёт опасность повреждения машин и строительных конструкций, а также исключает возможность применения стационарного технологического оборудования. Поэтому целесообразно предусматривать здания складов однопролётными шириной от 12 до 30 м.

С целью исключения промежуточных опор применяют железобетонные панели-оболочки КЖС пролетом 12, 18 и 24 м, разработанные НИИЖБ. Для складов минеральных удобрений рекомендуется конструкция сегментного свода пролетом 25 м, содержащий две панели-оболочки КЖС, опирающиеся на фундаменты с передачей распора на грунт [75].

Преимуществом сегментных сводов являются: совмещение функции несущих и ограждающих покрытий, экономичность, не требуется установка связей для обеспечения его устойчивости в период возведения и эксплуатации покрытия. Недостатками являются сложность изготовления и транспортировки.

Получил распространение сборный сводчатый склад из армоцементных элементов с размерами в плане 24×60 м и высотой в гребне 8,2 м, разработанный ГПИ Ленпромстройпроектом. Здание склада собирают последовательно из отдельных арок, состоящих из шести корыто подобных армоцементных элементов с минимальной толщиной 20мм. Существенным недостатком является сложность и трудоемкость выполнения конструкций продольных и поперечных стыков.

Ставропольским институтом Крайколгоспроект вместе с НИИСК разработаны проекты складов сухих минеральных удобрений различной вместимости из панелей оболочек пролетом 12, 21 и 24 м, а также технологии и оснащение для механизированного изготовления тонкостенных сборных железобетонных панелей-оболочек. Преимуществом является сочетание ограждающих и несущих функций и снижение материалоемкости и трудоемкости возведения конструкций.

Объёмно-планировочные и конструктивные решения зданий и сооружений аэродромов сельхозавиации и, в частности, складских зданий принимали без учета внедрения эффективных технологий с использованием современных средств механизации погрузочно-разгрузочных работ, а также без учета эксплуатации строительных конструкций и оборудования в условиях постоянного агрессивного воздействия на них минеральных удобрений и ядохимикатов.

Не было выработано единой технической политики, поскольку проектирование складов делали разные организации без методического руководства и координации проектных и строительных работ. Строительство складов осуществляли по большому количеству проектов. Для строительства

складских зданий применяли в основном серийные материалоемкие железобетонные конструкции для промышленных и гражданских зданий, что привело к снижению качества построенных зданий, перерасходу стройматериалов, увеличению трудозатрат на монтаже, удорожанию строительства и трудностям при их эксплуатации.

В то же время, несмотря на наличие большого количества типовых проектов складов минеральных удобрений, ряд из них имеют существенные характерные недостатки: недоиспользование внутреннего объема помещений; большая масса строительных конструкций (около 1 т конструкций приходится на 1 т емкости склада); низкий процент сборности, высокая трудоемкость строительства и удельная стоимость складов; ограниченный срок службы строительных конструкций складских зданий в агрессивной среде; много типов складских зданий и строительных конструкций; высокая стоимость средств механизации внутри складских работ и низкий процент их использования на складах и т.д. [75].

В результате анализа технических решений зданий и сооружений аэродромов сельхозавиации установлено большое количество действующих типовых проектов служебно-бытовых и специальных зданий и сооружений, гаражей и особенно складских зданий [75]. Итак, определённым тормозом строительства аэродромов сельхозавиации есть большое количество типовых проектов зданий и сооружений, большая номенклатура типоразмеров строительных конструкций затрудняет применение эффективных средств их монтажа. Поэтому необходимо максимально уменьшить номенклатуру вышеуказанных типовых проектов и конструкций, предназначенных для массового строительства индустриальным способом.

Наиболее крупными зданиями на аэродроме сельхозавиации есть складские здания. Технологические особенности объемно-планировочных и конструктивных решений складских зданий для хранения удобрений можно сформулировать так:

– здания являются холодными, неотапливаемыми, поэтому их целесообразно выполнять из унифицированных сборных рамных конструкций, деталей и узлов для сельхоззданий, рассчитанных для хранения минеральных удобрений в любых регионах страны. При этом главными требованиями к строительным конструкциям таких зданий является их влагонепроницаемость и коррозионная стойкость;

– складские помещения по объёмно-планировочным и конструктивным решениям должны быть простыми, а элементы зданий - взаимозаменяемыми, что позволит сократить номенклатуру и число типоразмеров сборных элементов, повысить степень индустриальности изготовления, сократить трудозатраты на транспортировке и монтаже.

Одним из наиболее трудоёмких процессов при строительстве распорных зданий являются конструкции фундаментов, которые составляют 20–30 % от общего объёма зданий. Наиболее эффективными здесь есть разные конструкции свайных фундаментов, которые уже рассматривались в разделе 6.

Таким образом индустриализация строительного производства вызывает необходимость осуществления максимальной типизации, унификации и стандартизации строительных конструкций, элементов, деталей и узлов, а также максимального применения рамных железобетонных конструкций, что позволяет снизить стоимость строительства, уменьшить массу зданий, сократив сроки строительства, уменьшить трудозатраты на строительство, увеличить срок службы складских зданий в агрессивной среде [141].

8.4. Проектирование защиты от коррозии строительных конструкций складов минеральных удобрений

Химическая промышленность поставляет сельскому хозяйству сухие (твёрдые) и жидкие минеральные удобрения, а также ядохимикаты.

Основными видами минеральных удобрений, поставляемых сельскому хозяйству являются:

- сухие азотные удобрения (аммиачная селитра, карбамид, сульфат аммония, натриевая селитра, кальциевая селитра);
- жидкие азотные удобрения (аммиачная вода, сжиженный безводный аммиак);
- фосфорные удобрения (суперфосфат простой, двойной суперфосфат, аммонизированный суперфосфат, фосфоритная мука, шлак фосфатный, обесфторенный фосфат, плавленный магниевый фосфат);
- калийные удобрения (хлористый кальций, калийная соль, сильвинит, каинит);
- известковые удобрения (известковая мука, туф известковый);
- гипсовые удобрения (сыромолотый гипс);
- сложные удобрения (аммофос, нитрофос, диаммофос, нитрат калия, нитрофоски и т.п.);
- микроудобрения (борное, молибденовое, марганцевое, медное, цинковое);
- жидкие комплексные удобрения, содержащие элементы азота, фосфора и калия [75].

Как известно, минеральные удобрения и ядохимикаты имеют влияние на большинство строительных конструкций складских зданий и сооружений, вызывает их коррозию и разрушение. Следовательно, для увеличения срока службы строительных конструкций необходимо предохранить их от атмосферных осадков, грунтовых и поверхностных вод, а также обеспечить надежную антикоррозионную защиту несущих и ограждающих конструкций каркаса здания.

Выбор эффективных объемно-планировочных и конструктивных решений складских зданий и сооружений зависит от физико-химических свойств и свойств минеральных удобрений, которые влияют на долговечность сооружений, средств механизации и окружающую среду.

Требования Рекомендаций [158] предусматривают комплексное решение проблемы увеличения срока службы складов за счет:

совершенствования конструктивно-планировочных решений складов и отдельных конструкций; сокращения площади контакта конструкций с удобрениями; защиты поверхности конструкций устойчивыми к воздействию удобрений покрытиями; исключения механических повреждений конструкций; использование для строительных конструкций коррозионно стойких материалов.

Для обеспечения проектного срока службы складов минеральных удобрений и ядохимикатов необходимо учитывать при проектировании совместное действие агрессивного воздействия минеральных удобрений и ядохимикатов, климатических условий, механических повреждений при погрузочно-разгрузочных работах, абразивного износа от сыпучих масс и т.д. [158]. При дополнительной обработке удобрений (смещение или измельчения) предусматривается устройство приточно-вытяжной вентиляции с пылеуловителями, снижающие содержание в помещениях и уменьшения загрязнения окружающей среды [158].

Проектирование защиты от коррозии строительных конструкций складов планируют путём выбора материала для конструкций и защитой их поверхности специальными покрытиями. По степени воздействия на строительные конструкции минеральных удобрений предусматривают неагрессивную, слабую, среднюю и сильную среду, в зависимости от их вида, химического состава, гигроскопичности, растворимости в воде, температуры и влажности окружающего воздуха. Здесь следует отметить специфические особенности складских зданий, которые необходимо учитывать при выборе их эффективных объемно-планировочных решений.

Складские здания относят к неотапливаемым (холодным) зданиям, внутри которых относительная влажность воздуха сменяются в большом диапазоне достигая 80 %, по результатам чего частицы удобрений в виде пыли осаждаются на увлажненные поверхности строительных конструкций, превращаются в растворы солей и вызывают интенсивную коррозию

конструкций. При этом, избыточное увлажнение незатаренных удобрений приводит к их слеживаемости.

В соответствии с Рекомендациями [158] необходимо применять простые соединения (узлы, стыки, швы) строительных конструкций, которые легко поддаются ремонту, а также простые сечения элементов, доступные для очистки и антикоррозионной защиты. В случае невозможности выполнения последнего условия проектный срок эксплуатации конструкций обеспечивается увеличением устойчивости материалов и размеров сечений элементов конструкций, а также плотностью бетона и толщиной защитного слоя.

Стеновые ограждения рекомендуют проектировать самонесущими, гладкими (без выступов, ниш и т.п.). Наружные поверхности стен должны иметь водонепроницаемые покрытия, обеспечивающие отвод атмосферной влаги от стен и защита их от увлажнения. Необходимо предусматривать применение механизмов к периодической очистке конструкций от загрязнений и нанесения антикоррозионной защиты.

Бетонные и железобетонные конструкции и их составы должны соответствовать требованиям по плотности (водонепроницаемости): бетон нормальной плотности В4; повышенной плотности В6; особенно плотный В8. На поверхности строительных конструкций не допускают усадочных трещин и других дефектов [142, 143]. С целью повышения коррозионной стойкости железобетонных конструкций складских зданий предусматривают повышение плотности бетона марки по водонепроницаемости В4 на портландцементе или шлакоцементе. При увеличении марки по водонепроницаемости до В6 и В8 увеличивается его устойчивость против агрессивного воздействия химических веществ.

Так, например, в керамзитобетонных панелей с внутренней стороны применяют изолирующий плотный бетон марки по водонепроницаемости В4. При этом внутреннюю поверхность стен на высоту до 2 м, а центральный ряд колонн на всю высоту покрывают лакокрасочным покрытием. Все другие

железобетонные поверхности, не находятся в непосредственном контакте с удобрениями, покрывают известковой побелкой.

В зависимости от степени агрессивного воздействия среды бетонные и железобетонные конструкции изготавливают из бетона нормальной, повышенной плотности или из особо плотного бетона (табл. 8.2).

При этом в соединениях железобетонных элементов должна предусматриваться наименьшее количество металлических соединений, обеспечение возможности защиты от коррозии лакокрасочными или частичными покрытиями или заделки бетоном с соответствующей плотностью.

Для защиты от коррозии железобетонных конструкций рекомендуется применять битумно-полиэтиленовые покрытия, которые по сравнению с лакокрасочными являются более дешёвыми, химически стойкими, имеют большой срок службы и не требуют тщательной обработки защищённой поверхности [90, 116]. При применении бетонных и железобетонных конструкций складов и хранении минеральных удобрений в затаренном виде защиту от коррозии поверхностей конструкций предполагается лакокрасочными покрытиями на высоту 1 м от пола склада, а при контакте с незатаренными минеральными удобрениями следует защищать мастичными покрытиями на высоту, превышающую на 0,5 м уровень засыпки [158].

Таблица 8.2

Категории трещиностойкости и толщина защитного слоя

Степень агрессивности среды	Категория трещиностойкости (над границей) и допустимая ширина раскрытия трещин, мм, за стержневой арматурой (под границей)		Минимальная толщина защитного слоя бетона в конструкциях, мм	
			Плиты, полки ребр. плиты, стенов. панели	Балки, фермы, колони, ребр. плиты
	напряженной	ненапряженной		
Слабая	-/0,2(0,25)	3/0,2(0,25)	15	20
Средняя	-/0,15(0,2)	3/0,1(0,15)	15	20
Крепкая	-/0,1(0,15)	2/-(0,1)	20	25

Примечание: в скобках – ширина кратковременного раскрытия трещин [158].

8.5. Выводы по разделу 8

1. Схемы промышленных рамных каркасов, рекомендуемые ВСН [53] в сельском строительстве, имеют следующие характеристики: пролеты 12, 18 и 21 м, высоты помещений от 3,3 до 5,7 м, шаг рам 6 м. Рамные конструкции больше всего применяют при строительстве складских зданий минеральных удобрений, входящих в состав зданий и сооружений аэродромов сельхозавиации. Наличие внутри здания сетки железобетонных колонн при стоечно-балочной схеме сдерживает маневрирования современных средств механизации для погрузки и выгрузки удобрений, вызывает опасность повреждения машин и строительных конструкций.

2. Анализ типовых проектов зданий и сооружений аэродромов сельхозавиации показывает, что они резко отличаются по архитектурно-планировочным и конструктивным решениям. Есть большая номенклатура типовых проектов и конструкций, но отсутствует взаимозаменяемость многотипных конструкций. Нет связи с сельстройиндустрией по выпуску промышленных строительных конструкций сельхоззданий. Для проектирования и строительства применяют в основном серийные материалоемкие железобетонные конструкции для промышленных и гражданских зданий.

3. Трехшарнирные железобетонные рамы для каркасов сельхоззданий пролётом 12, 18 и 21 м, можно применять в 34 типовых проектах зданий и сооружений аэродромов сельхозавиации и сельскохозяйственных производственных зданий.

4. Замена стоечно-балочного каркаса зданий и сооружений аэродромов сельхозавиации на однопролетный рамный каркас, включающий трехшарнирные железобетонные составные рамы пролётом 12, 18 и 21 м, существенно сокращает количество типоразмеров несущих конструкций

зданий, учитывают технологию производства складов минеральных удобрений.

При применении рамных конструкций в зданиях и сооружениях аэродромов сельхозавиации достигают эффект по эффективности материалоемкости: цемента до 26 %, сборного железобетона до 11 %, лесоматериалов до 55 % и трудозатрат до 16 %.

5. Основным требованием к строительным конструкциям складских зданий является их влагонепроницаемость и коррозионная стойкость. Проектирование защиты от коррозии строительных конструкций складов выполняют путем выбора материала для железобетонных конструкций марки по водонепроницаемости В4, В6, В8 с ограничением ширины раскрытия трещин от 0,1 до 0,25 мм и минимальной толщины защитного слоя от 15 до 25 мм в зависимости от степени агрессивности среды с защитой их поверхности лакокрасочными или мастичными покрытиями.

6. Учитывая специфику строительства зданий и сооружений аэродромов сельхозавиации (удаленность от железных и автомобильных дорог, недостаток квалифицированных кадров строителей и т.п.), в том числе складских зданий (постоянное воздействие агрессивной среды на строительные конструкции), рассмотренные здания должны удовлетворять требованиям: высокая степень сборности и заводской готовности при минимальном числе типоразмеров; минимальная масса; устойчивость и долговечность в условиях воздействия агрессивной среды; монтаж элементов производится автомобильными кранами грузоподъемностью 5-10 т в ограниченные сроки [75].

7. Ближайшими задачами по сохранению минеральных удобрений и других химических средств защиты растений являются:

- на основе научного прогноза создание на территории страны, в том числе и на аэродромах сельхозавиации, сети складов с учетом развития научно-технического прогресса в области химизации сельского хозяйства;
- разработка четкой классификации складов удобрений и ядохимикатов по их функциональному назначению;
- разработка экономических типовых проектов с использованием современных средств механизации и унифицированных облегчённых коррозионностойких строительных конструкций;
- использование существующей базы сельстройиндустрии страны по выпуску полносборных зданий из индустриальных рамных конструкций для строительства складских зданий на аэродромах сельхозавиации;
- повышение степени заводской готовности строительных конструкций обеспечит снижение трудоемкости строительно-монтажных работ и стоимости строительства.

РАЗДЕЛ 9

МЕТОДИКА ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЭКОНОМИЧНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Важными методами осуществления поставленных задач являются методы эффективного проектирования конструкций, обеспечивающих использование наиболее экономичных строительных конструкций, в том числе и железобетонных. Методы проектирования железобетонных конструкций можно разделить на две группы: методы, главная цель которых получить наиболее эффективное армирования при заданных сечениях элементов конструкции и методы определения сечений элементов конструкции, обеспечивающие наименьшую стоимость. Как в первом, так и во втором случае должна обеспечиваться прочность, жесткость и трещиностойкость конструкций.

По первой группе методов известны работы М. И. Рейтмана, Л. И. Ярина [160], М. В. Краковского и др., по второй группе методов – К. К. Антонова, В. И. Репейника [159] и др. Более сложной является вторая группа методов, поскольку в первой группе задания размеров сечения элементов предопределяет подбор сечения арматуры.

В данном разделе отражены методы определения сечений элементов конструкций второй группы проектирования, обеспечивающую наименьшую стоимость, цель которой помочь проектным организациям успешно решить сформулированные выше задачи, особенно использование в проектах наиболее экономичных железобетонных конструкций [154, 245].

9.1. Общие положения

Ниже приведено описание и состав предлагаемой методики. Методика рассматривает вопросы, связанные с экономическим и эффективным использованием железобетонных конструкций в проектируемых зданиях. Областью применения методики является все железобетонные конструкции

гражданских (жилых, общественных), промышленных, сельскохозяйственных зданий и сооружений.

Методика рассчитана на использование в таких случаях: сравнение характеристик различных железобетонных конструкций; составление технико-экономической характеристик железобетонных конструкций; определение минимальных размеров железобетонных элементов и конструкций: плит, балок, стоек, плитных фундаментов под стойки, сферических куполов, ребристых покрытий, железобетонных каркасов и тому подобное.

На основе использования принципов, изложенных в предлагаемой методике, возможно определение эффективных размеров любых железобетонных элементов и конструкций.

Определение. Здесь даны определения понятий, используемых в отдельных разделах методики. Часть понятий известна, часть вводится впервые.

Рабочая высота сечения балки или плиты. Расстояние между центром тяжести растянутой арматуры и крайними волокнами сжатой зоны обозначают h_0 , σh или $h(1-\eta)$.

Объем бетона в изделии. Объем бетона, вычисленный по фактическим размерам запроектированной железобетонной конструкции, обычно определяют умножением основных размеров элемента конструкции (длины, ширины и высоты) с введением коэффициента полноты и обозначают v_b .

Расчетная высота поперечного сечения балки или плиты. Расстояние между центром тяжести растянутой арматуры и центром тяжести сжатой части сечения обозначают νh_0 , где ν - специальный коэффициент расчетной высоты сечения.

Объем рабочей арматуры железобетонного элемента. Вычисляют как произведение поперечного сечения рабочей арматуры на ее полную длину и обозначают v_a .

Коэффициент полноты сечения железобетонного элемента.

Отношение фактического объема бетона элемента к объему, определенному по габаритным размерами элемента, обозначают: для плиты $\varphi_{зп}$, для балки – $\varphi_{зб}$, для стойки – $\varphi_{зс}$.

Железобетонный элемент. Под этим понимают отдельную балку, плиту, стойку, фундамент.

Железобетонная конструкция (каркас). Совокупность несущих балок, стоек, фундаментов.

Железобетонная оболочка. Совокупность несущих железобетонных плит, как плоских, так и криволинейных.

Коэффициент использования арматуры. Отношение полного объема или полной массы стали, которую используют для армирования железобетонного элемента к объему или массе только рабочей арматуры элемента. Под рабочей арматурой элемента понимают только одностороннее расположение арматуры. Эти коэффициенты обозначают: для плиты – $\varphi_{ап}$, балки – $\varphi_{аб}$, стойки – $\varphi_{ас}$.

Условный бетон. Под условным бетоном υ понимают сумму использованного на конструкцию объема бетона $\upsilon_б$ и объема стали $\upsilon_а$, которую по стоимости приводят к бетону.

Единица расход условного бетона W . Этим понятием определяют условный бетон, отнесенный к единице объема пространства, занятого конструкцией.

Арматурное число ρ . Отношение величины полного расхода стали на железобетонный элемент к условному расходу стали, полученного путем деления обобщенного усилия на расчетную величину сопротивления стали. Для изгибающих элементов обобщенное усилие равен μ/h_0 , для внецентренно сжатых стоек – $N_{пр}$.

Условные обозначения. Кроме приведенных обозначений, используют следующие обозначения:

α – отношение ширины сечения элемента к его высоте;

β – отношение расстояния между стержнями кольцевой арматуры к h ;
 δ – для изгибаемых элементов отношение диаметра монтажных стержней к диаметру рабочих стержней;
 δ_1 – для изгибаемых элементов - отношение диаметра хомута к диаметру рабочих стержней;
 δ_2 – для изгибаемых элементов - отношение толщины закладных деталей к диаметру рабочих стержней;
 Δ_{π} – отношение длины плиты к пролету каркаса l_1 ;
 Δ_{δ} – отношение длины балки к пролету каркаса l_1 ;
 ε_c – отношение ширины сечения стояка к высоте сечения;
 g_1 – нагрузка в кг/см²;
 γ_6 – средняя плотность железобетона в кг/см³;
 G_{ϕ} – масса фундамента стойки, которая отнесена к единице грузовой плоскости стойки в кг/см²;
 d – диаметр нижней арматуры фундамента под стойку;
 h_{π} – высота плиты перекрытия;
 h_{ϕ} – высота плиты фундамента;
 h_c – высота сечения стояка;
 τ – отношение длины арматуры к длине железобетонного элемента;
 τ_6 – отношение пролета балки к пролету каркаса l_1 ;
 τ_{π} – отношение длины арматурной сетки к длине плиты;
 τ_1 – отношение шага хомута к ширине опорного кольца;
 τ_x – отношение наибольшего эксцентриситета нагрузки к h_{ϕ} ;
 τ_y – отношение наименьшего эксцентриситета нагрузки к h_{ϕ} ;
 k_2 – моментный коэффициент от собственного веса плиты;
 k_6 – моментный коэффициент от нагрузки балки;
 $K_{Б1}$ – моментный коэффициент от собственного веса балки;
 l_1 – расчетный пролет каркаса;
 l_2 – шаг стоек каркаса;
 λ_1 – отношение пролета каркаса к высоте фундаментной плиты;

λ_2 – отношение шага каркаса к высоте фундаментной плиты;
 $\lambda_{\text{п}}$ – отношение длины плиты к полной высоте;
 $\lambda_{\text{оп}}$ – граничные значения этого отношения;
 $\lambda_{\text{об}}$ – отношение длины балки к полной высоте;
 $\lambda_{\text{об}}$ – граничные значения этого отношения;
 n – коэффициент надежности по нагрузке для балки или плиты;
 n_1 – коэффициент надежности по нагрузке для собственного веса балки или плиты;
 ξ_0 – отношение высоты этажа каркаса к его пролету l_1 ;
 $\rho_{\text{п}}$ – арматурное число для плиты;
 $\rho_{\text{б}}$ – арматурное число для балки;
 $r_{\text{б}}$ – отношение шага балки к ширине ее сечения;
 R_s – расчетное сопротивление арматуры растяжению;
 $R_{\text{с}}$ – расчетное сопротивление бетона сжатию;
 R_2, R_4 – макс. и мин. расчетные давления на грунт в кг/см²;
 $\varphi_{\text{оп}}$ – отношение рабочей высоты сечения плиты к полной высоте;
 $\varphi_{\text{об}}$ – отношение рабочей высоты сечения балки к полной высоте;
 f – величина прогиба стержня;
 $[Fi]$ – допустимый прогиб стержня;
 $C_{\text{а}}$ – обобщенная стоимость единицы объема арматурной стали в грн;
 $C_{\text{б}}$ – обобщенная стоимость единицы бетона в грн;
 Значение других вспомогательных обозначений даны в тексте следующих после этого раздела.

9.2 Техничко-экономические показатели

Ниже приведены основные технико-экономические показатели, которые использованы в предлагаемой методике. Учитывая, что железобетонные конструкции - это сочетание двух материалов (бетона и стали), основными являются показатели по расходу бетона и стали.

Эти показатели представлены в виде расходов:

а) v_6 – бетона в м^3 и стали в $\gamma_a v_a$ в кг (или т) в целом на конструкцию, где v_a – полный объем стали, а γ_a – объемная масса стали;

б) бетона в м^3 и стали в кг на м^2 горизонтальной поверхности занимает конструкция. Это может быть площадь пола, полезная площадь или рабочая площадь здания;

в) бетона в м^3 и стали в кг на м^3 объема, который занимает данная конструкция;

г) стали в кг на один м^3 бетона в деле.

Для определения показателя по пункту «в» необходимо знать объем которой занимает данная конструкция

$$v = \xi_0 \cdot l_1^2 l_2, \quad (9.1)$$

где ξ_0 – отношение высоты объема (это может быть также высота этажа здания, высота яруса каркаса) к пролету конструкции; где l_1 – пролет конструкции (каркаса); l_2 – шаг конструкции (каркаса).

Объем по формуле (9.1) является условным. Вообще ширина сооружения может быть кратной пролету l_1 , длина сооружения может быть кратной шагу l_2 и объем сооружения может состоять из большого количества условных объемов.

Условный бетон и критерий экономичности. Железобетонная конструкция характеризуется также своей оптовой стоимостью W_c грн., которую определяют по формуле

$$W_c = C_6 V_6 + C_a V_a, \quad (9.2)$$

где C_6 – средняя стоимость одного м^3 бетона,

C_a – средняя стоимость одного м^3 стали.

Железобетонная конструкция может характеризоваться величиной условного бетона W в м^3 , которую вычисляют путем деления оптовой стоимости железобетонной конструкции на стоимость одного м^3 бетона:

$$W = v_6 + (C_a V_a / C_6) \quad \text{или} \quad W = v_6 (1 + C_a V_a / C_6 V_6). \quad (9.3)$$

Всегда любой объем железобетонной конструкции, может быть измерен условными объемами по формуле (9.1).

Можно определять величину V_6 и V_a , на один условный объем. В дальнейшем под V_a и V_6 понимают объем бетона и объем стали, приходящегося на условный объем по формуле (9.1).

Единицей расходом условного бетона W называют расход условного бетона приходится на единицу объема конструкции. С учетом (9.1), (9.2) и (9.3) имеем

$$W = V_6 / \xi_0 l_1 l_2 (1 + C_a V_a / C_6 V_6). \quad (9.4)$$

Наиболее экономной считается железобетонная конструкция, которая имеет наименьшее значение единичного расхода условного бетона W . Таким образом формула (9.4) является критерием экономичности железобетонной конструкции.

Формула 9.4 имеет двойное применение: с помощью величины W выбирают (путем сравнения) наиболее экономичную железобетонную конструкцию; путем минимизации выражения (9.4) находят эффективное, наиболее экономичное решение конструкции.

Показатели расхода условного бетона. Любая железобетонная конструкция характеризуется:

- суммарной величиной условного бетона по формуле (9.3);
- единичной расходом условного бетона по формуле (9.4);
- приведенной толщиной условного бетона h_q .

$$h_q = W \xi_0 l_1 = V_6 / l_1 l_2 (1 + C_a V_a / C_6 V_6). \quad (9.5)$$

Таким образом, приведенную толщину условного бетона получают путем умножения единичного расхода условного бетона на $\xi_0 l_1$ - высоту условного объема. Объем бетона любого железобетонного элемента определяют по формуле:

$$V_6 = \varphi_3 \lambda \cdot \alpha \cdot h^3. \quad (9.6)$$

Объем, вычисленный в предположении, что полная высота сечения железобетонного элемента равна h , ширине сечения $b = \alpha_h$, коэффициент полноты сечения составляет $\varphi_3 = F/b_h$, где F – площадь поперечного сечения элемента, длина элемента равна λ_h , где λ – отношение полной длины элемента к его высоте сечения. Для плит это будет $\lambda_{\text{пл}}$, для балок $\lambda_{\text{б}}$.

Объем полного расхода стали на железобетонный элемент определяется по формуле:

$$V_a = \mu \cdot h \cdot \tau \cdot \alpha \cdot \varphi_6 \cdot \varphi_a \cdot h^3. \quad (9.7)$$

Объем вычисленный в предположении того, что коэффициент армирования рабочей арматурой, равна μ , рабочая высота сечения $h_0 = \varphi_a h$, длина рабочей арматуры равна $\tau \lambda h$. Здесь φ_a – коэффициент использования арматуры. Отношение полного объема стали, потраченной на армирование железобетонного элемента к объему бетона этого элемента равна:

$$V_a / V_6 = \mu \cdot \varphi_a \cdot \tau \cdot \varphi_6 / \varphi_3. \quad (9.8)$$

Если железобетонный элемент расположен вдоль размера l_1 , то l_1 можно определить через длину элемента λh :

$$l_1 = \Delta \lambda h. \quad (9.9)$$

Шаг l_2 можно определить через ширину сечения элемента αh

$$l_2 = \tau \alpha h. \quad (9.10)$$

Если железобетонный элемент расположен вдоль размера l_2 , то можно написать:

$$l_2 = \Delta_1 \lambda_1 h_1 \quad \text{и} \quad l_1 = \tau_1 \alpha_1 h_1. \quad (9.11)$$

Тогда для железобетонного элемента, расположенного вдоль l_1 , единичный расход условного бетона определяют по формуле

$$W = \frac{\varphi_3}{\zeta_0 \Delta^2 \lambda \tau} \left(1 + \mu \varphi_a \tau \frac{C_a \varphi_b}{C_b \varphi_3} \right). \quad (9.12)$$

Для железобетонного элемента, расположенного вдоль l_2 единичную витрату условного бетона, определяют по формуле:

$$W = \frac{\Phi_3}{\zeta_0 \Delta_1 \tau_1^2 \alpha_1} \left(1 + \mu \Phi_a \tau \frac{C_a \Phi_b}{C_b \Phi_3} \right). \quad (9.13)$$

Вопрос минимизации значений по формулам (9.12) и (9.13) рассмотрены в разделе 9.4.

Расход стали в кг на м³ бетона, на основе формулы (9.8) определяют по формуле

$$\frac{Q_a}{v_b} = \mu \Phi_a \gamma_a \tau \frac{\Phi_b}{\Phi_3}. \quad (9.14)$$

Итак, формуле (9.13) можно придать следующий вид:

$$W = \frac{\Phi_3}{\xi_0 \Delta_1 \tau_1^2 \alpha} \left(1 + \frac{C_a Q_a}{C_b v_b r_a} \right). \quad (9.15)$$

9.3. Определение стоимостных и арматурных показателей

Стоимость и расходы арматурной стали железобетонных элементов, определяющих их эффективность, рассмотрены ниже. Оптовая стоимость. Для определения величины условного бетона необходимо знание таких стоимостных показателей, как C_b и C_a . Как правило, C_b и C_a определяют на основании заводских калькуляций на отпускную цену одного м³ железобетонной конструкции. Оптовую цену с одной м³ железобетонной конструкции устанавливают заводской калькуляции без деления на C_b и C_a :

$$C = \Sigma M + \Sigma Z + \Sigma A + \Sigma U + \Sigma HZ \pm P = C_b + C_a, \quad (9.16)$$

где ΣM – стоимость бетонной смеси и стали на м³ изделия, включая расходы на смазочные масла, электроды, флюс и тому подобное;

ΣZ – расходы на зарплату со всеми операциями, в том числе на изготовления арматурных каркасов, для приготовления бетонной смеси, на формирование изделия;

ΣA – амортизационные расходы на все виды оборудования и общезаводские приспособления и инструменты;

ΣU – стоимость опалубки, специальных приспособлений;

ΣHZ – цеховые, общезаводские и непроизводственные расходы;

П – прибыль.

При наличии оптовой цены C , определяют C_a путем вычисления затрат ΣM на все виды стали, использованной в конструкции и материалах, связанных с изготовлением арматурных каркасов ΣZ_a . Выделяют трудовые затраты на изготовление арматурных каркасов, амортизационные расходы на все оборудование, связанное с изготовлением арматурных каркасов, цеховые, общезаводские и непроизводственные расходы, а также прибыль в соответствии с удельным весом $\Sigma M_a + \Sigma Z_a$.

Таким образом:

$$C_a = \Sigma M_a + \Sigma Z_a + \Sigma A_a + \Sigma HZ_a + П_a; \quad (9.17)$$

$$C_b = C - C_a. \quad (9.18)$$

В случае, когда заводской калькуляции на определенную конструкцию нет, следовательно, нельзя определить фактические значения C_a и C_b а также их отношение, нужно при оценке железобетонных конструкций пользоваться [264]. При этом величину C_a определяют как сумму стоимости всей стали данного элемента, стоимости изготовления напряженной арматуры и ненапрягаемой арматуры, стоимость укладки арматуры в форму и стоимость натяжения арматуры, принятой с коэффициентом 1.145.

Размер C_b является суммой стоимости бетона рассматриваемого элемента, стоимости его формирования, расходов на содержание форм и себестоимости пара, принятую с коэффициентом 1.145. При этом сумма C_a и C_b должна равняться полной расчетной стоимости конструкции C_k , стоимости C_a и C_b должны быть отнесены соответственно к единице объема стали и бетона.

Коэффициенты армирования. У формулы для определения единичного расхода условного бетона входят: μ – коэффициент армирования; φ_a – коэффициент использования арматуры. Это так называемые арматурные показатели.

Для изгибаемых элементов:

$$\mu = \frac{R_b}{R_s} \xi_1 = \frac{R_b}{R_s} (1 - \sqrt{1 - a}). \quad (9.19)$$

где

$$a = \frac{2M}{R_b b h_0^2}. \quad (9.19)$$

Здесь M – расчетный изгибающий момент;

R_b – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию;

$\frac{b h_0^2}{2}$ – статический момент рабочего сечения элемента.

Его другое выражение

$$S_0 = \frac{\alpha \varphi_b h^3}{2}. \quad (9.20)$$

При значениях $a \leq 0,5$ можно пользоваться приближенной формулой для μ :

$$\mu = \frac{R_b}{R_s} \left(\frac{a}{2} + \frac{a^2}{8} \right). \quad (9.21)$$

Для железобетонной балки, расположенной вдоль l_1 , величина «а» в случае равномерного распределения нагрузки равна:

$$a = \frac{2\Delta^2 \lambda^2 K_b}{R_b \varphi_b} \left[(nq + n^1 h_0 \gamma_b \varphi_{3n}) \tau + n^1 \gamma_b h_b \right] < 0,8, \quad (9.22)$$

где: K_b – моментный коэффициент;

q – равномерно распределенная нагрузка в кг/см²;

h_n – высота сечения плиты;

h_b – высота сечения балки;

n, n^1 – коэффициенты надежности по нагрузке;

γ_b – удельный вес бетона в кг/см³.

Для внецентренно-сжатых элементов в зависимости от значения

$$\bar{n} = \frac{N}{R_b b h_0} \text{ при } \bar{n} < \xi_r,$$

$$\mu = \mu^1 = \frac{N}{R_s b h_0} \left[\frac{e}{h_0} - 1 + \frac{N}{2 R_b b h_0} \right]; \quad (9.23)$$

$$e = e_0 + (h_0 - a^1) / 2. \quad (9.24)$$

Величина сжимающей продольной силы можно определить по формуле:

$$N = k \left[(nq + n^1 h_n \gamma_b \varphi_{3\pi}) \Delta_c \lambda_c \tau_c \alpha_c h_c^2 + n^1 h_0^2 b_b \gamma_b \varphi_{3\delta} \lambda_b + n^1 \gamma_b h^2 c \alpha_c \xi_0 l_1 \right], \quad (9.25)$$

$$\text{тогда } \bar{n} = \left[(nq + n^1 h_n \gamma_b \varphi_{3\pi}) \alpha_c \tau_c + n^1 \left(\frac{h_b}{h_c} \right)^2 \gamma_b \varphi_{3\delta} \alpha_b h + n^1 \gamma_b \alpha_c \xi_0 h_c \right] \frac{k \Delta_c \lambda_c}{R_b \alpha_c \varphi_b}$$

при $\bar{n} > \xi_R$

$$\mu = \mu^1 = \frac{N}{R_s b h_0} \left[\frac{e}{h_0} - \frac{1 - \xi_R + 2 \xi_R \left(\frac{\frac{e}{h_0} - 1 + \frac{\bar{n}}{e}}{1 - b} \right)}{1 - \xi_R + 2 \left(\frac{m - \bar{n}(1 - \bar{n}/2)}{1 - \delta} \right)} \right]. \quad (9.26)$$

$$\text{тут} \quad m = \frac{N_e}{R_b b h_0^2} = \frac{\bar{n} e}{h_0}, \quad (9.27)$$

$$\xi = \frac{\bar{n}(1 - \xi_R) + 2 \alpha \tau_R}{1 - \xi_R + 2 \alpha} \quad (9.28)$$

(для элементов из бетона класса В40 и ниже);

$$\alpha = \frac{m - \bar{n} \left(1 - \bar{n}/2 \right)}{1 - \delta} = \frac{\bar{n} \left(e/h_0 - 1 + \bar{n}/2 \right)}{1 - \delta}; \quad (9.29)$$

$$\xi_R = \frac{\xi_0}{1 + \frac{R_s}{\delta_e} \left(1 - \frac{\xi_0}{1,1} \right)}, \quad (9.30)$$

где $\xi_0 = 0,85 - 0,0008 R_b$;

$\sigma_e = 5000$ – при использовании коэффициента условий работы бетона;

$$\gamma_{\delta 1} = 0,85;$$

$\sigma_e = 4000$ – при использовании коэффициента $\gamma_{\delta 1} = 1$ или $\gamma_{\delta 1} = 1,61$;

R_b и R_s – в кгс/см².

Нужно иметь в виду, что железобетон это такой строительный материал, прочность которого определяют коэффициентом армирования. Так, для изгибаемых элементов коэффициент армирования определяет величину сжатой зоны в стадии разрушения.

Коэффициенты использования арматуры и арматурные числа. Коэффициенты использования арматуры определяют в такой последовательности:

а) используется формула для вычисления объема рабочей арматуры, расположенной с одной стороны железобетонного элемента V_R ;

б) используется формула для вычисления объема рабочей арматуры, находящейся у противоположной стороны железобетонного элемента V'_p ;

в) то же, для вычисления объема монтажной арматуры V_M ;

г) то же, для вычисления объема хомутов V_x ;

д) то же, для вычисления объема отгибов $V_{от}$;

е) то же, для вычисления объема закладных деталей $V_{зд}$;

ж) определяют стоимость каждого из указанных объемов арматуры посредством умножения каждого из них на стоимость соответствующей единицы объема C_a^I , C_a^{II} , C_a^{III} ;

з) после сложения стоимостей находят суммарную стоимость всей арматуры железобетонного элемента.

Эту общую стоимость W_a определяют по формуле:

$$W_a = C_a v_p + C_a^I v_p^I + C_a^{II} v_{\mu} + C_a^{III} v_x + C_a^{IV} v_{от} + C_a^V v_{зд} \quad (9.32)$$

или
$$W_a = C_a v_p \varphi_a, \quad (9.33)$$

где
$$\varphi_a = 1 + \frac{C_a^I v_p^I}{C_a v_p} + \frac{C_a^{II} v_{\mu}}{C_a v_p} + \frac{C_a^{III} v_x}{C_a v_p} + \frac{C_a^{IV} v_{от}}{C_a v_p} + \frac{C_a^V v_{зд}}{C_a v_p} \quad (9.34)$$

является коэффициент использования арматуры. Иногда условно принимают равенство стоимостей $\sigma_a = C_a^1 = C_a^{11} = \dots$ и коэффициент использования арматуры получает следующий вид:

$$\varphi_a = 1 + \frac{V'_p}{V_p} + \frac{\delta_m}{V_p} + \frac{V_x}{V_p} + \frac{V_{от}}{V_p} + \frac{V_{зд}}{V_p}. \quad (9.35)$$

Как правило, за скобки выносятся стоимость рабочей арматуры одной из сторон железобетонного элемента.

Ниже приведены в качестве примера формула коэффициента использования арматуры для однопролетной балки с зажатými опорами:

$$\varphi_a = 1 + \frac{\lambda_3 \gamma}{\tau \lambda_{\sigma}} + \frac{\lambda_2 \gamma_1}{\tau \lambda_{\sigma}} + \frac{n' \lambda_1 \delta^2}{\tau * n * \lambda_{\sigma}} + \frac{\epsilon v \delta_1^2}{n * \tau * \beta} + \frac{4k \alpha_1 \alpha_2 \delta_2}{\tau * \lambda * \delta * \mu * \alpha (1 - \eta)}. \quad (9.36)$$

Значение коэффициента, по данным практики проектирования, меняются в следующих пределах: для плит: 1,83–3,05; для балок 1,32–4,70; для стоек 1,30–3,77.

Каждый железобетонный элемент характеризуется определенными величинами арматурного числа ρ .

В общем случае, площадь рабочей арматуры железобетонного элемента можно определять по формуле:

$$A_s = \frac{N_i \rho_i}{R_s}, \quad (9.37)$$

где N_i – расчетная величина нормальной сжимающей силы, определяется по формуле (9.25) в случае изгибаемых элементов:

$$N = \frac{M}{\varphi_{\sigma} \cdot h}. \quad (9.38)$$

Для прямоугольных сечений с одиночной арматурой

$$\rho = \frac{1}{V} = \frac{1}{1 - 0,5 \cdot \xi}, \quad (9.39)$$

где $\xi = R_s \Delta_s / R_b \cdot b \cdot h_0. \quad (9.40)$

Для внецентренно сжатых стоек при $\bar{n} < \xi_R$

$$\rho_2 = \frac{\frac{e}{h_0} - 1 + \frac{\bar{n}}{2}}{1 - \delta}. \quad (9.41)$$

Для внецентренно сжатых стоек при

$$\rho_3 = \frac{\frac{e}{h_0} - \frac{1 - \xi_R + 2\xi_R \left(\frac{e/h_0 - 1 + \bar{n}/2}{1 - \delta} \right)}{1 - \xi_R + 2 \left(\frac{m - \bar{n} \left(1 - \bar{n}/2 \right)}{1 - \delta} \right)}}{1 - \delta}. \quad (9.42)$$

9.4. Определение эффективных размеров железобетонных элементов

Анализ формул (9.19), (9.23), (9.26), по которым определяют коэффициент армирования железобетонных элементов, изгибаемых и внецентренно сжатых, показывает, что при неизменных значениях усилий M и N физико-механических характеристик R_b , R_s ширины сечения и защитных слоев a , a_1 коэффициент армирования зависит от h , то есть каждая из приведенных формул определяет зависимость между двумя величинами μ и h и, в свою очередь, допускает численность решений μ в зависимости от значений h .

Для получения однозначных величин μ и h требуется дополнительное независимое условие, которое может дать формула (9.27). Эта формула при заданных значениях λ , τ , α , φ_b , φ_a , φ_3 , C_a , C_b дает дополнительную зависимость между μ , h и W – единичным расходом условного бетона. Найдя производную W по одному из аргументов и приравняв ее к нулю находим необходимую дополнительное условие для зависимости между μ и h , что определяет наиболее эффективные значения μ и h .

Плита. Подставив в (9.4) значения ν_b по (9.6), значение ν_a по (9.7), значение по μ (9.19) и выполнив преобразования, получим единичный расход

условного бетона на железобетонную плиту, которую определяют из условия прочности по формуле:

$$W_n = \frac{\varphi_{3n}}{\xi_0 \Delta_n^2 \lambda_n} - \frac{C_a \tau_n \varphi_b \varphi_{an} R_l}{C_b \xi_0 \Delta_n^2 \lambda_n R_s} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(nk_1 q \tau_n^2 \lambda_n + k_2 n^1 h_n \varphi_{3n} \gamma_3 \tau_n^2 \sigma_n^2)}{\varphi_\sigma^2 R_b}} \right). \quad (9.43)$$

Предельное значение подчиненного уравнения равен $(1 - \xi_{hR})^2$ или $1 - 2A_k$. Пусть в крайнем случае $\lambda_n = \lambda_{on}$ и $h_n = h_{on}$.

Тогда единичный расход условного бетона на железобетонную плиту может определяться так:

$$W = \frac{\varphi_{3n}}{\xi_0 \Delta_n^2 \lambda_n} + \frac{C_a \tau_n \varphi_b \varphi_{on} R_b}{C_b \xi_b \Delta_n^2 R_s \lambda_n} + \frac{C_a \tau_n \varphi_b \varphi_{an} R_b}{C_b \xi_0 \Delta_n^2 R_s} \sqrt{\frac{1}{\lambda_n^2} - \frac{2A_R}{\lambda_{on}^2}}. \quad (9.44)$$

где $\varphi_{an} = \varphi_{on} + \varphi_{en} + \frac{\varphi_n}{\lambda_n}$, где $\varphi_{on} = 1 + \frac{\lambda_n \sigma^2}{n_1 \beta}$;

$$\varphi_{1n} = \gamma \lambda_1 + \gamma \lambda_2 + \frac{\alpha_n \sigma^2 \lambda_1}{n \beta} + \frac{\alpha_n \sigma^2 \lambda_2}{n \beta}. \quad (9.45)$$

Значение единичного расхода условного бетона получается для величины λ_n , определяемое из уравнения (9.46)

$$\begin{aligned} & \lambda_r^3 2A_R \left[\frac{A^2}{\lambda_{on}^2} + \frac{2A\varphi_{an}}{\lambda_{on}^2} + \frac{\varphi_{on}^2}{\lambda_{on}^2} + \frac{2A_R \varphi_m^2}{\lambda_{on}^2} \right] + \\ & + \frac{4A_R A \varphi_m}{\lambda_{on}^2} \lambda_n^2 - \lambda_n \left[A^2 + 2A\varphi_{an} + \frac{2A_R \varphi_m^2}{\lambda_{on}^2} \right] - 2A\varphi_{1n} = 0, \end{aligned} \quad (9.46)$$

где $A = \frac{C_b \varphi_{3n} R_s}{C_a \tau_n \varphi_b R_b}$, $A_R = \xi_R (1 - 0,5 \xi_R)$, (9.47)

Для случая, когда железобетонная плита не имеет верхней арматуры, соответствует условию $\lambda_1 = \lambda_2 = 0$ и, в свою очередь, $\varphi_{1n} = 0$ уравнение (9.46) значительно упрощается и получается:

$$\lambda_n^2 = \frac{A(A + 2\varphi_{on})\lambda_{on}^2}{2A_R(A + \varphi_{on})^2}, \quad (9.48)$$

тогда

$$\lambda_n = \frac{\lambda_{on}}{A + \varphi_{on}} \sqrt{\frac{A(A + 2\varphi_{on})}{2A_R}}. \quad (9.49)$$

Величина λ_{on} определяется по формуле:

$$\lambda_{on} = \frac{k_2 n^1 \varphi_{3n} \gamma_b l_2}{\alpha_n k_1 q \Delta_n} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{4A_R \varphi_b^2 R_b n k_1 q A_n^2}{k_2^2 (n_1)^2 \varphi_{3n}^2 \gamma_b^2 \tau_n^2 l_2^2}} \right). \quad (9.50)$$

Когда известны λ_n и λ_{on} при условии прочности, то соответствующее ξ определяют по формуле:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - \frac{2A_R \lambda_n^2}{\lambda_{on}^2}}. \quad (9.51)$$

Балка. Исходя из ограничений по прочности, наибольшее значение находят из решения квадратного уравнения:

$$\lambda_{o\delta}^2 + \frac{n_1^1 k_{\delta}^1 \gamma_{\delta} \varphi_{3\delta} l_1}{n k_{\delta} (q + h_n \gamma_{\delta} \varphi_{3n}) \sigma_{\delta} \Delta_{\delta}} \lambda_{o\delta} - \frac{A_R \varphi_{\delta}^2 R_{\delta}}{n k_{\delta} (q + h_n \gamma_{\delta} \varphi_{3n}) \tau_{\delta} \tau_{1\delta}^2} = 0, \quad (9.52)$$

где в этом случае единичные расходы условного бетона для железобетонной балки определяется по следующей формуле

$$W = \frac{\varphi_{3\delta}}{\xi_0 \Delta_{\delta}^2 r_{\delta} \lambda_{\delta}} + \frac{C_a \tau_{\delta} \varphi_{\delta} \varphi_{a\delta} R_{\delta}}{C_{\delta} \xi_0 \Delta_{\delta}^2 \tau_{\delta} R_s \lambda_s} - \frac{C_a \tau_{1\delta} \varphi_{\delta} \varphi_{a\delta} R_{\delta}}{C_{\delta} \xi_0 \Delta_{\delta}^2 \tau_{\delta} R_s} \sqrt{\frac{1}{\lambda_{\delta}^2} - \frac{2A_s}{\lambda_{o\delta}^2}}, \quad (9.53)$$

Минимальное значение W определяется для, найденного со следующего λ_{σ} уравнения

$$\begin{aligned} & \lambda_{\delta}^3 2A_R \left(\frac{2A\varphi_{o\delta}}{\lambda_{o\delta}^2} + \frac{A^2}{\lambda_{o\delta}^2} + \frac{\varphi_{o\delta}^2}{\lambda_{o\delta}^2} + \frac{2A_R \varphi_{o\delta}^2}{\lambda_{ob}^2} \right) + \\ & + \frac{4A_R A \varphi_{o\delta}}{\lambda_{o\delta}^2} - \lambda_b \left(A^2 + 2A\varphi_{o\delta} + \frac{2A_R \varphi_{1b}^2}{\lambda_{o\delta}^2} \right) - 2A\varphi_{1\delta} = 0, \end{aligned} \quad (9.54)$$

где

$$A = \frac{\varphi_{3\delta} C_{\delta} R_3}{C_a \tau_{\delta} \varphi_{\delta} R_{\delta}}; \quad \varphi_{a\delta} = \varphi_{o\delta} + \varphi_{1\delta} / \lambda_{\delta}, \quad (9.55)$$

$$\varphi_{o\delta} = 1 + \frac{E\nu\sigma_1^2}{\tau_{\delta} n \beta} + x; \quad \varphi_{1\delta} = \frac{\lambda_1 n^1 \delta^2}{\tau_{\delta} n} + \frac{\lambda_2 \gamma_1}{\tau_{\delta}} + \frac{\lambda_3 \gamma}{\tau_{\delta}}, \quad (9.56)$$

x – постоянная объема закладных деталей от объема рабочей арматуры. В случае $\varphi_{1б} = 0$, дающий $\varphi_{об} = \varphi_{об}$ оптимальное значение прочности находят по формуле:

$$\lambda_{б} = \lambda_{об} \sqrt{\frac{A(A + 2\varphi_{об})}{2A_R(A + \varphi_{об})^2}}. \quad (9.57)$$

Пример № I: Определить оптимальную высоту железобетонной балки с выходными данными: бетон прочностью $R_b = 100$ кгс/см² для $\gamma_{\gamma 1} = 1,1$; рабочая арматура из стали класса А-П с $R_s = 2700$ кгс/см². Соотношение стоимости C_a/C_b равна 26,5, величина нагрузки $q = 0,081$ кгс/см², высота сечения плиты перекрытия $h_n = 26$ см, величина коэффициента полноты сечения плиты $\varphi_{3n} = 0,32$. Величина $\tau_{\sigma} = 1$. Коэффициент полноты сечения балки $\varphi_{3б} = I$, величина $\varphi_b = 0,917$, шаг балок $l_2 = 600$ см. Коэффициент использования арматуры балки $\varphi_{аб} = \varphi_{об} = 1,51$, следовательно, $\varphi_{1б}$ величина принята равной 0. Величины $nk_{\delta} = 0,105$, $n^1k_{\delta}^1 = 0,0925$, $r_{\delta} = 600/20 = 30$, $\Delta_{\delta} = 1$ $l_1 = 600$ см. Стоимость кубометра бетона принята 38,5 грн и 1 кг стали – 0,13 грн.

Подставив значения заданных параметров в (9.52) получают уравнение:

$$\lambda_{об}^2 + 0,432\lambda_{об} - 104,5 = 0; \text{ отсюда } \lambda_{об} = 10,004.$$

$$\text{По формуле величина } A = \frac{2700}{26,5 \cdot 1 \cdot 0,916 \cdot 100} = 1,11$$

$$\text{Вычисляют } \lambda_{\delta} = 10 \sqrt{\frac{1,11(1,11 + 2 \cdot 1,51)}{0,8(1,11 + 1,51)}} = 10 \cdot 0,915 = 9,15$$

Принятое сечение балки 65×20; $h_0 = 60$ см. Заданный изгибающий момент в балке равна 24,2 тм;

$$A_0 = \frac{2420000}{20 \cdot 60^2 \cdot 100} = 0,336 \text{ за известными таблицами [142, 143] } \nu = 0,785;$$

$$A_s = \frac{2420000}{0,785 \cdot 60 \cdot 2700} = 19 \text{ см масса рабочей арматуры равна 14,9 кг/м.}$$

Стоимость метра балки составляет:

$$C = 0,2 \cdot 0,65 \cdot 38,5 + 14,8 \cdot 1,51 \cdot 0,13 = 5 + 2,93 = 7,93 \text{ грн/м.}$$

Таким образом получена наименьшая стоимость балки при данных условиях.

Внецентренно сжатая стойка. Эффективное проектирование внецентренно сжатых стоек осуществляют как для случая $x \leq \xi_R h_0$, так и для случая $x > \xi_R h_0$ и является многоэтапным «динамическим процессом». Далее рассмотрены стойки с симметричным армированием из бетона класса В40 и ниже. Параметрами процесса являются фиксированные постоянные величины: R_b, R_{sc} ; ширина сечения стойки $- \alpha, h_c, N_{дл}, N_k, M_{дл}, M_k$, расчётная длина стойки $l_0 = \nu \xi_0 l_1; a; a^1; C_a / C_b; \varphi_{3c}; \varphi_{ac}$

Базовыми параметрами являются $A_s = A_s^1$. Находим $\sum A_s = A_s + A_s^1$. Переменной является высота сечения стойки h_0 . Содержание действий в одном этапе. Вычисляют:

$$1) \mu_i = \mu_1^{дл} = \mu_{дл} + N_{дл} \frac{h_0 - a^1}{2}; \quad (9.58)$$

$$2) \mu = \mu_{дл} + \mu_k; \quad N = N_{дл} + N_k; \quad (9.59)$$

$$3) M_{ii} = M_i = M + N \frac{h_0 - a^1}{2}. \quad (9.60)$$

Если $M_i < 0,77 M_{ii}$, то расчет проводят на действие всех нагрузок, принимая во внимание R_b с коэффициентом $\gamma_{\delta 1} = 1,1$. Если $M_i > 0,77 M_{ii}$, то расчет производят на действие всех нагрузок (R_b для $\gamma_{\delta 1} = 1,1$) и на действие длительных и постоянных нагрузок (R_b для $\gamma_{\delta 1} = 0,85$). Находят l_0/h , если $l_0/h > 10$ то учитывают прогиб стойки. Для этого определяют:

$$K_{дл} = 1 + \frac{M_1^{дл}}{M_1}; \quad l_0 = \frac{M}{N}; \quad (9.61)$$

в случае статически неопределимых конструкций e_0 должно быть не менее $e_0^{сл}$. В случае статически определимых конструкций вычисляют

$$e_0 = \frac{M}{N} + e_0^{сл} \text{ и вычисляют } t = e_0/h,$$

$$t - \text{должно быть не меньше } t_{\min} = 0,5 - 0,01 \frac{e_0}{n} - 0,001 R_{\sigma}, \quad (9.62)$$

$$\text{вычисляем } n = E_a / E_{\sigma}, \text{ вычисляем } \mu = \frac{A_s + A_{sc}}{bh}. \quad (9.63)$$

Затем определяют $N_{кр}$ по формуле СНиП [177]. Находят

$$\eta = \frac{1}{1 - N / N_{кр}} \text{ и } e = e_0 \eta + \frac{h_0 - a^1}{2}. \quad (9.64)$$

$$\text{Рассчитывают } \bar{n} = \frac{N}{R_b b h_0}; m = \frac{N_e}{R_b b h_0^2}; \sigma = \frac{a^1}{h_0}. \quad (9.65)$$

Затем находят ξ_{np} . Если определяют $\bar{n} < \xi_R$, то

$$A_s = A_{sc} = \frac{R_b b h_0}{R_s} \cdot \frac{m - \xi(1 - \xi/2)}{1 - \sigma}. \quad (9.66)$$

Если $\bar{n} > \xi_R$, то находим

$$A_s = A_{sc} = \frac{R_b b h_0}{R_s} \cdot \frac{m - \xi(1 - \xi/2)}{1 - \sigma}. \quad (9.67)$$

Находим $\sum A_s^1 = A_s + A_{sc}$. Теперь рассчитываем функцию:

$$\Delta = (\sum A_s^1 - \sum A_s^0) 100 C_a - b(h^1 - h_c^0) 100 C_b, \quad (9.68)$$

если $\Delta > 0$, продолжаем процесс, приняв $h_c^{ii} = (h_c^i - 2)$ см. Если так $\Delta \leq 0$, то заканчиваем процесс, предыдущее значение стойки является оптимальным.

Внецентренное нагруженный плитный фундамент под стойку

Ширина фундамента равна E_y , h_{ϕ} , длина фундамента E_x , h_{ϕ} , где h_{ϕ} — полная толщина плиты фундамента. Вводим обозначения:

$$E_y / E_x = z. \quad (9.69)$$

Величины E_x и E_y определяют по формулам:

$$E_x = \frac{\sigma(\tau_x z + \tau_y)(R_2 + R_4)q}{z(R_2 - R_4)(q + q_\phi)}; \quad E_y = \frac{\sigma(\tau_x z + \tau_y)(R_2 + R_4)q}{z(R_2 - R_4)(q + q_\phi)}, \quad (9.70)$$

где: R_2 – максимально допустимое давление на грунт под одним из углов фундамента;

R_4 – минимальная величина давления в противоположном углу фундамента в кг/м²;

q – полная интенсивность нагрузки на фундамент в кг/см²;

q_ϕ – интенсивность нагрузки от фундамента;

$$q = \frac{N}{l_1 l_2}; \quad q_\phi = \frac{N_\phi}{l_1 l_2}, \quad (9.71)$$

где: N – полная нагрузка на фундамент в кг;

N_ϕ – собственный вес фундамента;

l_1, l_2 – размеры грузовой площади, с которой собирается нагрузка (размеры сетки фундамента).

Оптимальное значение величины z определяется решением алгебраического уравнения 4-й степени

$$z^4 + B_1 z^3 - B_2 z - B_3 = 0 \quad (9.72)$$

где:

$$B_1 = \frac{5,4 C_\phi \varphi_{3\phi} \varphi_\phi R_s (1 - \frac{d}{\varphi_\phi h_\phi})}{C_a \lambda_1 \lambda_2 (q - q_\phi)} + \frac{(R_2 - R_4) \tau_y}{3(R_2 - R_4) \tau_x} + \frac{\tau_y}{\tau_x} - \frac{(q + q_\phi)(R_2 - R_4) \varepsilon_c h_c}{8q(R_2 + R_4) h_\phi \tau_x}; \quad (9.73)$$

$$B_2 = \frac{5,4 C_\phi \varphi_{3\phi} \varphi_\phi R_s \left(1 - \frac{d}{\varphi_\phi h_\phi}\right) \tau_y^2}{C_a \lambda_1 \lambda_2 (q - q_\phi) \tau_x^2} + \frac{(R_2 - R_4) \varphi_a \left(1 - \frac{d}{\varphi_\phi h_\phi}\right) \tau_y}{3(R_2 + R_4) \tau_x} +$$

$$+ \frac{\tau_y}{\tau_x} \varphi_a \left(1 - \frac{d}{\varphi_\phi h_\phi}\right) - \frac{(q + q_\phi)(R_2 - R_4) \varphi_a h_c \tau_y}{8q(R_2 + R_4) h_\phi \tau_x^2}; \quad (9.74)$$

$$B_3 = \varphi_a \left(1 - \frac{d}{\varphi_\phi h_\phi}\right) \frac{\tau_y^2}{\tau_x^2}, \quad (9.75)$$

$\tau_x = \frac{e_x}{h_\phi}$ где e_x – наибольшая величина эксцентриситета нагрузки;

$\tau_y = \frac{e_y}{h_\phi}$, где e_y – наименьшая величина эксцентриситета нагрузки.

Пример № 2: Необходимо рассчитать фундамент прямоугольной формы в плане с $h_\phi = 58$ см. В центре плиты расположен подколонник высотой $h_c = 68,6$ и $E_c = 1,00$. Коэффициент полноты фундамента $\phi_{3\phi} = 1,047$; сопротивление бетона $R_b = 105$ кг/см²; сопротивление стали растяжению $R_s = 2700$ кг/см²; максимальное давление на грунт $R_2 = 1,475$ кг/см²; минимальное давление $R_y = 0,77$ кг/см²; диаметр стержней арматурной сетки $d = 0,8$ см; нагрузки на фундамент $q = 0,36$ кг/см²; нагрузки от собственного веса фундамента $q_\phi = 0,106$ кг/см²; внецентренность приложения нагрузки определяют величинами $\tau_x = 0,294$; $\tau_y = 0,205$. Отношение рабочей высоты фундамента до полной высоты плиты равен $\phi_b = 0,86$. При размерах грузовой площадки 600×600 см имеем $\lambda_1 = \lambda_2 = 11,32$. Коэффициент использования арматуры $\phi_{a\phi} = 1,0$. Отношение стоимостей C_s/C_b равна 50. Определить оптимальное соотношение сторон фундамента.

Находят:

$$z = \frac{E_y}{E_x} = 0,76. \quad (9.76)$$

где

$$A_1 = \frac{\phi_{3n} l_2}{\xi_0 \Delta_n^3 \lambda_n} + \frac{C_a \tau_n^2 (n k_1 q \lambda_n \Delta_n + k_2 n^1 l_2 \phi_{3n} \gamma_3) \rho_n l_2}{C_b \xi_0 \Delta_n^3 \phi_{\sigma n} R_s}; \quad (9.77)$$

$$A_2 = \frac{C_a \tau_b^3 \left[\frac{k_b}{\Delta_n \lambda_n} \left(\frac{n_q \Delta_n \lambda_n}{l_2} + n \gamma_\sigma \phi_{3n} \right) \tau_b^2 + n^1 k_b^1 \gamma_\sigma \phi_{3b} \right] \rho_\sigma}{C_b \xi_0 \Delta_{\sigma\sigma}^2 R_s \tau_\sigma}. \quad (9.78)$$

Пример № 3: Необходимо определить оптимальный пролет сборного ребристого перекрытия, для которого $\kappa_1 = \kappa_2 = 0,125$. Нагрузка $q = 0,027$ кг/см². Расстояние между балками равна 300 см, $\lambda_n = 26,6$, (т.е. толщина плиты составляет около 11 см).

Коэффициент полноты сечения плиты $\phi_{3n} = 0,528$, коэффициент надежности по нагрузке $\pi_1 = 1,2$ (для собственного веса покрытия).

Отношение стоимостей $C_s/C_b = 60$. Отношение шага балок к ширине сечения балки $r_b = 15$. Арматурное число балки $\rho_\delta = 1,98$ и плиты $\rho_n = 1,932$; $R_s = 6800 \text{ кг/см}^2$. Кроме $\Delta_n = 0,958$; $\varphi_{\delta n} = 0,89$; $\gamma_\delta = 0,0025 \text{ кг/см}^2$; $\tau_\delta = 1,033$; $\kappa_\delta = 0,125$; $n_q = 0,033$; $\Delta_\delta = 1,0$; $\varphi_{\delta\delta} = 0,938$; $\tau_n = 0,976$; $k_\delta^1 = 0,125$; $\varphi_{3\delta} = 1,0$; $\xi_0 = 1$. Нужно определить оптимальный пролет ребристого перекрытия при указанных данных. Находим $l = 1034,81 \text{ см}$.

9.5. Сравнение железобетонных конструкций

Сравнение железобетонных конструкций проводят по величине единичного расхода условного бетона /ОВУБ/, которая может быть определена для каждой железобетонной конструкции, если известны ОВУБ и составляющие ее элементы. Ниже приведены математические модели ОВУБ для железобетонных элементов конструкций.

Математические модели единичных расходов условного бетона для железобетонных элементов.

Для плиты:

$$W = \frac{\varphi_{3n}}{\xi_0 \Delta_n^2 \lambda_n} + \frac{C_a \tau_n \varphi_b \varphi_{on} R_b}{C_b \xi_0 \Delta_n^2 R_s \lambda_n} - \frac{C_a \tau_n \varphi_b \varphi_{on} R_b}{C_b \xi_0 \Delta_n^2 R_s} \times$$

$$\times \sqrt{\frac{1}{\lambda_n^2} - \frac{2nk_1 q \tau_n^2}{\varphi_\sigma^2 R_b} - \frac{2k_1 n^1 \varphi_{3n} \gamma_b \tau_n^2 l^2}{\varphi_b^2 R_b \Delta_n \lambda_n}}, \quad (9.79)$$

где для плиты с заданным значением коэффициента армирования:

$$W = \frac{\varphi_{3n}}{\xi_0 \Delta_n^2 \lambda_n} + \frac{C_a \tau_n \varphi_b \varphi_{on} R_b}{C_b \xi_0 \Delta_n^2 R_s \lambda_n}, \quad (9.80)$$

где для балки:

$$W = \frac{\varphi_{3n}}{\xi_0 \Delta_b^2 \lambda_b \tau_b} + \frac{C_a \tau_b \varphi_b \varphi_{on} R_b}{C_b \xi_0 \Delta_b^2 R_s \lambda_b} - \frac{C_a \tau_b \varphi_b \varphi_{ob} R_b}{C_b \xi_0 \Delta_b^2 R_s \lambda_b} \times$$

$$\times \sqrt{1 - \frac{2nk_b (q + h_n \gamma_b \varphi_{3n}) \tau_b \tau_{1b}^2 \lambda_b}{\varphi_\sigma^2 R_b} - \frac{2k_b n^1 \varphi_{3b} \gamma_b \tau_b^2 l^2 \lambda_b}{\varphi_b^2 R_b \Delta_b}}. \quad (9.81)$$

Для балки с заданным значением коэффициента армирования:

$$W = \frac{\Phi_{3n}}{\xi_0 \Delta_b^2 \lambda_b \tau_b} + \frac{C_a \tau_b \Phi_b \Phi_{ob} M_b}{C_b \xi_0 \Delta_b^2 R_s \lambda_b}. \quad (9.82)$$

Для внецентренно сжатом в общем случае стойки:

$$W = \frac{\Phi_{3c}}{\tau_c \lambda_c} + \frac{C_a \tau_c \Phi_{ac} M_c^i}{C_b \lambda_c \tau_c \xi_0}, \quad (9.83)$$

для случая $\bar{n} \leq \xi_R$ для стойки с симметричным армированием, коэффициентом армирования M не равным M^1 принимают по формуле (9.23), а для случая $\bar{n} > \xi_R$ коэффициенты армирования $M = M^1$ принимают по формуле (9.26).

Для внецентренно-нагруженного плитного фундамента под железобетонную стойку

$$W_\Phi = \frac{\Phi_{3\Phi} E_x E_y}{E_\Phi \lambda_1^2 \lambda_2} + \frac{C_a \Phi_a E_x \left(\Phi_{\text{й}} \frac{\tau_x}{E_x} + q + q_\Phi \right) \left(\frac{E_x}{3} - \frac{h_c}{2h_\Phi} \right)}{3,6 C_b \xi_0 \lambda_1 \Phi_b R_s} + \quad (9.84)$$

$$+ \frac{C_a E_y \left(\Phi_q \frac{\tau_y}{\tau_x} + q + q_\Phi \right) \left(\frac{E_y}{3} - \frac{E_c h_c}{2h_\Phi} \right)}{3,6 C_b \xi_0 \lambda_1 \Phi_b R_s \left(1 - \frac{\alpha}{\Phi_b h_\Phi} \right)},$$

где: $\lambda_1 = l_1 / h_\Phi$; $\lambda_2 = l_2 / h_\Phi$.

Математические модели единичных расходов условного бетона для железобетонных конструкций.

На основании единичных расходов условного бетона для железобетонных элементов состоят единичные расходы условного бетона для железобетонных конструкций. Для этого нужно знать, какие железобетонные элементы входят в условный объем рассматриваемой конструкции.

Для перекрытия, состоящего из двухпролетных прогонов с шагом l_2 в условный объем входит одна плита с пролетом l_2 и один прогон с пролетом l_1 :

$$W_1 = \frac{\varphi_{3b}\psi}{\xi_0\Delta_b^1(E_b^1)\alpha_b^1} + \frac{C_a\tau_b\varphi_b\psi\mu_b\varphi_{ab}}{C_b\xi_0\Delta_b^1(\tau_b^1)^2\alpha_b^1} + \frac{\varphi_{3n}}{\xi_0\Delta_n^1\alpha_n^1\psi} + \frac{C_a\tau_n\varphi_b\mu_n\varphi_{an}}{C_b\xi_0\Delta_n^1\alpha_n^1\psi}. \quad (9.85)$$

Для перекрытия, состоящего из одного многопролетного разрезного пролетного строения с пролетами l_2 , и двухпролетной разрезной плиты с пролетами l_1 . В условный объем входит одна плита с пролетом l_1 и половина прогона с пролетом l_2 :

$$W_2 = \frac{\varphi_{3n}\psi}{\xi_0\Delta_n\alpha_n} + \frac{C_a\tau_n\varphi_n\psi\mu_n\varphi_{an}}{C_b\xi_0\Delta_n\alpha_n} + \frac{\varphi_{3b}}{2\xi_0\Delta_b\alpha_b\tau_b^1\psi} + \frac{C_a\tau_b\varphi_b\mu_b\varphi_{ab}}{2C_b\xi_0\Delta_b\alpha_b\psi\tau_b^2}. \quad (9.86)$$

Так же составляется математическая модель единичного расхода условного бетона для любой железобетонной конструкции.

9.6. Определение оптимальных размеров железобетонных стержневых конструкций

Здесь освещается решение задачи по определению оптимальных размеров любой железобетонной стержневой конструкции с ортогонально-расположенными стержнями. Этим понятием охватывают многопролётные многоэтажные железобетонные рамы, в том числе и трехшарнирные железобетонные рамы, и многопролётные неразрезные балки. Полная стоимость стержневой железобетонной конструкции может быть представлена в виде скалярного произведения двух n -мерных векторов:

$$W = A_1l_1 + A_2l_2 + A_3l_3 + \dots + A_nl_n, \quad (9.87)$$

где $A = (A_1, A_2, A_3 \dots A_n)$ – вектор характеризующий стоимость погонного метра стержневой конструкции;

$z = (l_1, l_2, l_3 \dots l_n)$ – вектор каждого компонента которого представляет длину одного из стержней конструкции. Если, например, есть три стержня длиной l_3 , то A_3 должно представлять собой сумму стоимости пог. м. каждого из этих стержней. Вектор z чаще всего задается; то есть задают размеры всех ее ярусов.

Вектор A является искомым. Должны иметь место соотношение:

$$\frac{A_1}{l_n} = \frac{A_2}{l_{n-1}} = \dots = \frac{A_{n-1}}{l_2} = \frac{A_n}{l_1}. \quad (9.88)$$

При наличии этих соотношений, достаточно знать один из компонентов вектора, чтобы определить все остальные его компоненты и, таким образом, определить по формуле (9.87) стоимость рассматриваемой стержневой конструкции.

Например, известно A_1 . тогда по отношению (9.88) получают:

$$A_2 = \frac{l_{n-1}}{l_n} A_1; \quad A_3 = \frac{l_{n-2}}{l_n} A_1; \quad A_{n-1} = \frac{l_2}{l_n} A_1; \quad A_n = \frac{l_1}{l_n} A_1. \quad (9.89)$$

Если A имеет наименьшую возможную величину, то по формуле (9.87) тоже можно найти наименьшую величину. Итак, поиск оптимального значения величины W по формуле (9.87) сводится к поиску оптимальной величины одного из компонентов вектора A . Рекомендуется такой порядок поиска оптимального значения W по формуле (9.87), в отношении железобетонной рамы:

1. Задают конфигурацию рамы, а именно количество и расчетные пролеты ригелей, количество и высота этажей рамы.
2. Задают величину и характер нагрузок на раму.
3. Выполняют упругий расчет рамы на заданные нагрузки и строят эпюру изгибающих моментов.
4. Рассматривают один из ригелей рам (желательно с большим пролетом) и по формулам (9.52)–(9.56) определяют его оптимальное значение, и определяют величину заданного компонента вектора A .
5. Находят другие $(n-1)$ компоненты искомого вектора и вычисляют минимальное значение величины W по формуле (9.87).

Пример № 4: Дана двухпролётная и двухярусная железобетонная рама; расчетная схема приведена на рис. 4.1, схема армирования на рис. 4.2. Места стыковки верхней и нижней арматуры ригелей соответствуют нулевым точкам эпюры изгибающих моментов рамы, полученных в предположении упругой работы. Толщина элементов рамы 200 мм; $R_b = 180 \text{ кг/см}^2$; $R_s = 2700 \text{ кг/см}^2$; $E_a = 2,1 \times 10^6 \text{ кгс/см}^2$; $E_b = 265000 \text{ кгс/см}^2$.

Стоимость данной рамы определяется по формуле (9.87) в следующем виде:

$$W = A_1 l_1 + A_2 l_2 + A_3 l_3, \quad (9.90)$$

где принята

$$A_1 = 3h_c b C_b + 2A_{s7} C_a + A_{s8} C_a; \quad (9.91)$$

$$A_2 = 3h_c b C_b + 2A_{s9} C_a + A_{s10} C_a; \quad (9.92)$$

$$A_3 = 4h_p b C_b + 1,07 A_s C_a / l + 7,82 A_{s3} C_a / l + 2,51 A_{s2} C_a / l + \\ + 1,42 A_{s4} C_a / l + 7,56 A_{s6} C_a / l + 2,42 A_s C_a / l \quad (9.93)$$

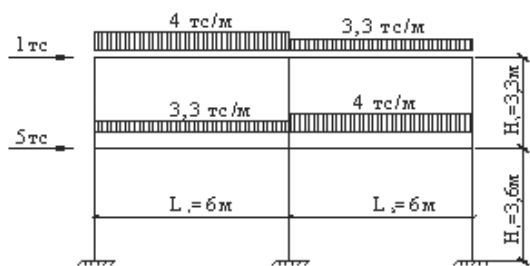


Рис. 4.1. Розрахункова схема рами

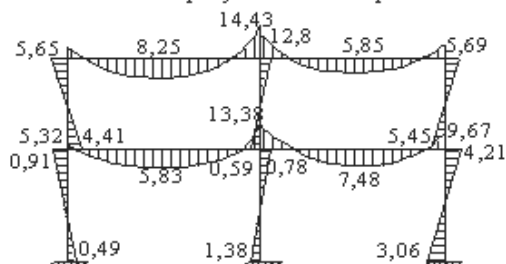


Рис. 4.3. Епюри моментів рамного каркаса

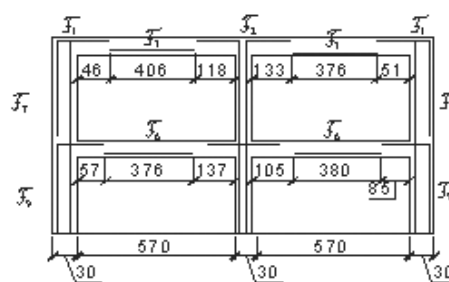


Рис. 4.2. Схема армування рамного каркаса

Здесь: C_b и C_s стоимости соответственно бетона и арматуры в грн/м³. Остальные обозначений видна из рисунков. Поскольку компоненты вектора A_1 , A_2 , A_3 соответственно приняты равными погонной стоимости верхних, нижних стоек и ригелей рамы, то следует считать, что компоненты вектора уровня: $l_1 = H_2$; $l_2 = H_1$; $l_3 = l$, где l – пролеты ригелей в свету.

Тогда, используя формулу (9.88) можно написать:

$$\frac{H_1}{A_2} = \frac{l}{A_3} = \frac{H_2}{A_1}, \quad (9.94)$$

Откуда $A_1 = \frac{H_2}{l} A_3$; $A_2 = \frac{H_1}{l} A_3$; $A_1 = \frac{H_2}{H_1} A_2$. (9.95)

Это означает, что погонная стоимость верхних стоек меньше погонной стоимости ригелей в H_2/l раз, погонная стоимость нижних стоек меньше

погонных стоимостей ригелей в H_1/l раз, стоимости верхних и нижний стоек на уровне, а их погонных стоимости относятся друг к другу обратно пропорционально их длинам.

Этот вывод, как результат формулы (9.95), не противоречит нашим представлениям о взаимозависимости стоимости элементов рамы и, следовательно, значение компонентов векторов A и z к их размещению в формуле (9.90) приняты правильно.

Поскольку компоненты A_1 и A_2 вектора A выражены через компонент A_3 , то для определения всех компонентов вектора A необходимо знать компонент A_3 .

Далее ищут величину A_3 – стоимость одного пог. м. ригелей рамы, используя методику оптимального проектирования балки, изложенную в разделе 9.4, формулы (9.46)–(9.50). Эпюра изгибающих моментов, в предположении упругой работы рамы, при действии расчетных нагрузок показано на рис. 4.3. Размер пролетных изгибающих моментов в ригелях варьируется от 5,83 тм до 8,25 тм, а средняя величина $M = 6,85$ тм. Для расчета принят нижний правый ригель, у которого левый опорный момент равен 12,02 тм, а правый опорный момент равен 9,67 тм.

Определяют λ_{ob} для этого ригеля, решая уравнение (9.52). В коэффициентах этого уравнения $n^1 = 1,1$; $\gamma_b = 0,0025$ кг/см²; $\varphi_{3b} = 1$; $l_1 = 570$ см.

Нагрузка, показано в скобках, является нагрузкой в кг/см² перекрытия; приняв шаг рам 6м находят эту нагрузку, равную $4000/600 \times 100 = 0,067$; моментный коэффициент определяют по формуле: $\mu = k_b q l^2$, де $q = 4$ т/пм, $M = 7,48$ тм, $l = 5,7$ м, тогда $k = 7,58/(4 \times 5,7^2) = 0,057$.

K_6^1 – также моментный коэффициент для действия собственной массы ригеля, принимаем равным равным k_6 , то есть 0,057;

$\tau = \frac{600}{20} = 30$; $\Delta = 1$; $\tau_1 = 1,05$; $\varphi_b = \frac{Vh_0}{h}$ принимают равным 0,90;

$R_b = 100$ кгс/см². После подстановки всех указанных данных в (9.52) получают:

$\lambda_{ob}^2 + 0,65\lambda_{ob} - 256,56 = 0$. Решение уравнения дает: $\lambda_{ob} = 15,70$. По формуле (9.36) вычисляют φ_{ob} , считая раму монолитной; в этой формуле последний член, учитывает закладные детали, приравнивают к нулю.

Принимают: $n_1 = 2$; $n = 4$; $\tau = 1,05$; $\lambda_1 = 9,5$; $\sigma = 0,5$, γ – отношение сечения верхней арматуры до сечения рабочей арматуры, принимают равным отношению изгибающих моментов $9,67/7,48 = 1,29$; $\lambda_2 = 2,15$, γ_1 – отношение сечения верхней арматуры слева к сечению рабочей арматуры принимают равным отношением изгибающих моментов $12,02/7,48 = 1,61$; $\lambda_3 = 2,65$; $\nu = 3,90$ – коэффициент, учитывающий дополнительные вертикальные стержни или хомуты по концам элемента и их действительную длину; $\delta_1 = 0,3$; $\beta = 0,50$. После подстановки этих данных в (9.36) находят:

$$\varphi_{ob} = 1,14 + 7,83/\lambda = \varphi_{ob} + \varphi_1\sigma/\lambda, \text{ где } \varphi_{ob} = 1,14; \varphi_{1b} = 7,83.$$

Вычисляют:

$$A = \frac{\varphi_{3b}C_bR_s}{C_a\tau\varphi_bR_b} = \frac{1 \cdot 2700}{30 \cdot 1,05 \cdot 0,9 \cdot 100} = 0,952; \quad A_R = 0,64(1 - 0,5 \cdot 0,64) = 0,435.$$

Подставляют данные A_1 ; φ_{ob} ; φ_{1b} ; λ_{ob} ; A_R в уравнение (9.54) и получают:

$$\lambda_b^3 + 3,2\lambda_b^2 - 219,7\lambda_b - 999,06 = 0.$$

Решение уравнения дает одно истинное значение 15,35. тогда эффективная высота сечения будет равна: $h = \frac{570}{15,35} = 37,1$ см.

Принимают сечение ригеля 40×20 см и сечение стоек 30×20 см. Далее подбирают сечения арматурной стали для ригелей. Площадь сечения арматуры A_{s2} подбирают по $M = 14,43$ тм, учитывая его снижение до грани колонны до $M = 118/133 \cdot 14,43 = 12,8$ тм. Делаем вут с $h = 5$ см, $l = 15$ м, тогда

в упоре $h_0 = 42,5$ см. Вычисляют $A_0 = \frac{1280000}{100 \cdot 20 \cdot 42,5^2} = 0,354$ с известными

[177] таблицами $\xi = 0,46$, таким образом $A_{s2} = \frac{0,46 \cdot 100 \cdot 20 \cdot 42,5}{2700} = 14,5 \text{ см}^2$.

С правой стороны стойки $M = 133/148 \cdot 12,8 = 11,5$ тм. Делаем вут с $h = 5$ см, что дает $h_0 = 42,5$ см.

$$A_0 = \frac{1150000}{100 \cdot 20 \cdot 42,5^2} = 0,318; \quad \xi = 0,395 \quad A_s = \frac{0,395 \cdot 100 \cdot 20 \cdot 42,5}{2700} = 12,4 \text{ см}^2$$

Аналогично находят площадь сечения для левого ригеля – 15 см^2 , для правого ригеля – $6,54 \text{ см}^2$. Площадь сечения A_{s1} для левого ригеля $4,57 \text{ см}^2$, для правого $4,92 \text{ см}^2$. Площадь сечения A_{s5} для левого ригеля $13,4 \text{ см}^2$, для правого $11,2 \text{ см}^2$; площадь сечения A_{s6} для левого ригеля $6,52 \text{ см}^2$, для правого $8,75 \text{ см}^2$; площадь сечения A_{s4} для левого ригеля $4,58 \text{ см}^2$ для правого $9,86 \text{ см}^2$.

Теперь можно сделать подсчет величины A_3 , используя формулу (9.36):

$$\begin{aligned} A_3 l_3 = & 4 \cdot 40 \cdot 20 \cdot 570 C_b + 46 \cdot 4,57 C_a + 61 \cdot 4,92 C_a + 11,8 \cdot 14,5 \cdot C_a + 133 \cdot 12,4 C_a + \\ & + 406 \cdot 15 C_a + 376 \cdot 6,54 C_a + 57 \cdot 4,58 C_a + 85 \cdot 9,86 C_a + 137 \cdot 13,4 C_a + 105 \cdot 11,2 C_a + \\ & + 37,6 \cdot 6,52 C_a + 380 \cdot 8,75 C_a. \end{aligned}$$

Приняв $C_s/C_b = 30$ находят, что $A_s l_s = 4373,9 C_b$. По формулам (9.95) определяют компоненты искомого вектора A_2

$$A_1 = \frac{330}{570} \cdot 4373,96 \cdot C_b = 2532,5 C_b; \quad A_2 = \frac{360}{570} \cdot 4373,9 = 2764,3 \cdot C_b.$$

Стоимость верхних стоек рамы равна:

$$A_1 H_2 = 330 \times 2532,6 C_b = 835725 C_b.$$

В том числе стоимость бетона стоек равна:

$$v_b = 3 h_l b H_2 C_b = 3,30 \cdot 20 \cdot 330 = 594000 C_b.$$

Стоимость стали: $835725 C_b - 594000 C_b = 241725 C_b$.

Объем стали $v_a = \frac{241725}{30} = 8057,5 \text{ см}^3$. Стоимость нижних стоек рамы

равна $A_2 H_1 = 360 \times 2764,3 = 995148 C_b$.

В том числе стоимость бетона стоек равна:

$$v_b = 3h_0 b H_1 C_b = 3 \cdot 30 \cdot 20 \cdot 360 = 648000 C_b.$$

Стоимость стали равен $995148 C_b - 648000 C_b = 347148 C_b$. Объем стали

нижних стоек: $v_a = \frac{347148}{30} = 11571,6 \text{ см}^3$.

Аналогично находят объем стали ригелей $v_a = 22306 \text{ см}^3$. Полный объем стали для армирования рамы равный $\sum \delta_a = 41935,1 \text{ см}^3$.

Ниже приводим сравнение данных по проекту железобетонной рамы по нашему решению с решением этой же рамы, по данным М. И. Рейтмана, Л. И. Ярина [160]. Поскольку объем бетона рам одинаковый, сравнивают только объемы стали. В указанной книге объем стали на раму равна $46,76 \text{ дм}^3 > 41,93$ на 11,5 %. При этом площадь армирования верхних стоек рамы равна

$$A_s = \frac{8657,5}{730} = 24,4 > (23,90 + 1,20) = 9,00 \text{ см}^2$$

и нижних

$$A_s = \frac{41571,6}{360} = 32,1 > (22,96 + 1,20) = 7,12 \text{ см}^2.$$

9.7. Выводы по главе 9

1. Проведенные исследования выполнены с целью установления диапазона возможных ограничений геометрических размеров рамы и уточняют (определяют) область принятия рациональных проектных решений по одному из универсальных, обобщенных критериев эффективности конструкций: расходов стали на конструкцию, стоимости конструкций, стоимости приведенных затрат.

2. Разработана методика по проектированию экономичных железобетонных конструкций, в которой обусловлены методы определения сечений элементов конструкций, обеспечивающих наименьшее их стоимость.

ВЫВОДЫ И НОВЫЕ НАУЧНЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ

Результаты исследований позволили решить научно-техническую проблему создания эффективных рамных каркасов малоэнергоемных зданий из элементов переменного таврового сечения, что позволяет снизить энергозатраты на эксплуатацию здания и снизить затраты бетона и стали на несущий каркас и ограждающие конструкции.

В результате выполненных исследований по тематике работы получены новые научные результаты.

1. Рамные железобетонные конструкции в нашей стране и за границей широко применяют при строительстве производственных, гражданских и сельскохозяйственных зданий. Широкая инициатива на местах привела к массовому применению в строительстве трехшарнирных железобетонных рам для каркасов производственных зданий, является прогрессивным и технически оправданным. Применение рамных конструкций в каркасах сельскохозяйственных зданий позволяет использовать передовую технологию и делать здания универсальными. Рамные конструкции создают необходимый простор в площадях производственных помещений, повышают степень сборности и снижают массу конструкций зданий павильонного типа.

Каркасные здания из трехшарнирных рам отличаются используемыми пролетами, продольными шагами рам, высотами стояков, уклонами ригелей, армированием, классом бетона и др. показателями, но не отвечают требованиям единой модульной системы и унификации габаритных схем сельскохозяйственных зданий.

Проведенный выбор и обоснование объемно-планировочных и конструктивных решений рамных каркасов зданий показал, что наименее материалоемкими и наиболее эффективными конструкциями в сравнении со стоечно-балочной системой являются железобетонные трехшарнирные рамы пролетом 12,18 и 21м с шагом 6м и высотой стойки 3,3 и 3,6м. Их было

рекомендовано к применению в строительстве сельскохозяйственных производственных зданий и считать основой для дальнейшего развития составных и цельных железобетонных полурам.

Тавровая форма поперечного сечения ригелей и стоек полурам является наиболее экономичной по материалоемкости в сравнении с прямоугольным сечением, однако их применение усложняет технологию изготовления таких конструкций, что влияет на их стоимость.

Усовершенствование конструктивных решений зданий с применением рамных конструкций необходимо рассматривать и решать, как одну из наиболее важных народнохозяйственных задач технического прогресса в сельскохозяйственном строительстве зданий производственного назначения.

2. Анализ статической схемы рамного каркаса здания позволил сделать выбор и обоснование перевеса варианта трехшарнирной рамы в сравнении с безшарнирной, одно и двухшарнирной рамой.

При расчете трехшарнирных железобетонных рам необходимо учитывать физическую и геометрическую нелинейность работы конструкций, а также влияние прогибов ригелей и стоек под нагрузкой, не учет которых, приводит к существенному несоответствию результатов расчета и экспериментальных данных.

Обоснование расчетных схем нагружения и усовершенствование методики расчета трехшарнирных рам для каркасных зданий по прочности, жесткости и трещиностойкости с учетом деформированной схемы, геометрической и физической нелинейности необходимо проводить по программе ПК ЛИРА, разработанную НИИАСС Госстроя Украины.

Проведен выбор и обоснование эффективности составной и цельной полурам, классу бетону В30, формы сечений ригелей и стоек полурам – тавровое, упрощенное армирование полурам с учетом изготовления их в кассетных формах. Армирование узла сопряжения ригеля со стойкой цельных и составных полурам значительно упрощается при применении

раздельного способа армирования с использованием гнутой закладной детали по авторскому свидетельству [5].

Разрезка полурам в узле сопряжения ригеля со стойкой, сделанная с целью упрощения технологии изготовления и транспортирования составных элементов, приводит к дополнительной операции по укрупнительной сборке. Вместе с тем, в Украине применяют оба типа железобетонных полурам – цельные и составные, которые имеют свои преимущества и недостатки.

Для более широкого применения железобетонных полурам таврового сечения разработаны рабочие чертежи и номенклатура 24 марок цельных и составных железобетонных полурам РЖ і РЖС для каркасных зданий сельскохозяйственных сооружений шириною 18 і 21 м с высотой помещений 2,4 и 2,7 м (высотой стойки 3,3 и 3,6 м) под унифицированные расчетные нагрузки 7,5, 13,5, 16,0 кН/м с учетом снеговых районов Украины и разных вариантов покрытия: плитному, прогонному та смешанному.

В соответствии с планом внедрения новой техники Укрмежколхозстроем и Минсельстроем Украины построено 9,85 млн. кв. м производственных зданий в рамных конструкциях. Трехшарнирные железобетонные рамы РЖ і РЖС внедрены на объектах Украины в проектирование и строительство с общим экономическим эффектом соответственно 0,412 і 2,940 млн. руб.

3. Результаты проведенных экспериментально-теоретических исследований свидетельствуют о том, что трехшарнирные железобетонные рамы РЖ, РЖС, РЖУ и других типов соответствуют требованиям ГОСТ [78] и СНиП [177] по прочности, жесткости и трещиностойкости. Сопоставление результатов расчета и опыта показало удовлетворительную их сходимость. Оценена достоверность методики расчета и принципов конструирования, а также соответствие качества изготовленных полурам требованиям проекта и действующих нормативных документов. Предложены рекомендации по улучшению конструкций полурам и технологии их изготовления (установки дополнительных продольных стержней по высоте сечения ригеля и стойки

рамы, уменьшения шагу поперечной арматуры, установка дополнительных сеток и стержней в карнизном узле), что приводит к уменьшению ширины раскрытия трещин. Все это дало возможность рекомендовать трехшарнирные железобетонные рамы РЖ, РЖС и РЖУ к внедрению в строительство в Украине.

Экспериментальные исследования рам РЖ, РЖС и РЖУ показали надежность армирования узла сопряжения ригеля со стойкой с использованием гнутой закладной детали по а.с. [5]. Составные железобетонные полурамы для каркасных зданий шириною 18 и 21м в сравнении с цельными легче, а их изготовление и транспортировка проще.

Испытания рам показывает, что узел сопряжения ригеля со стойкой (карнизный узел) в составных полурамах с помощью сухого сварного стыка не влияет на деформативность рам. С увеличением высоты стойки до 5,1–5,7 м увеличивается деформативность рам, что влияет на величину и распределение усилий в элементах рамы.

Методика определения деформаций, что рекомендует СНиП 2.03.01-84, занижает перемещения рам. Необходимо разработать итерационный алгоритм деформированной схемы, которая учитывает физическую и геометрическую нелинейность. Полученные экспериментальные данные про деформативность трехшарнирных железобетонных рам пролетом 12, 18 и 21 м с разными геометрическими параметрами и уровнями эксплуатационных нагрузок являются основой для разработки итерационного метода определения усилий в сечениях гибких внецентренно сжатых рамных конструкций.

4. Анализ результатов сравнения разрушающих усилий трехшарнирных железобетонных рам, рассчитанных по деформированной и недеформированной схемам, выявил, что разрушающее усилие, вычисленное по недеформированной схеме, от 12 до 27 %, а по деформированной схеме лишь на 6 % больше опытного [49].

Открыты закономерности влияния формы рамы (угла наклона стойки, формы ригеля, перелом ригеля, степень переменности сечения, размеры конструкций карнизных узлов) на уменьшение расчетных изгибающих моментов и на размещение расчетных сечений. С увеличением значений пролета от 12 до 36 м, высоты стойки от 3,3 до 6,0 м и уклона ригелей от 0° до 45° увеличиваются значения изгибающих моментов M и поперечных сил Q , как максимальных, так и минимальных.

Получены результаты расчета 42 рам на ПК ЛИРА и сопоставление их с экспериментальными данными показывает, что разногласия между экспериментальными и расчетными данными по прочности и деформациям составляют в пределах 10 %. На основе сравнительного анализа расчетов рам с экспериментом можно утверждать, что современный программный комплекс ЛИРА можно успешно использовать для расчетов трехшарнирных железобетонных рам.

Создание эксцентриситета, то есть смещение шарнирного соединения от центра конькового узла вниз на значение эксцентриситета $e = 20\text{--}40$ мм, дает уменьшения величины изгибающего момента в ригелях рамы до 26–27 % в сравнении с конструкцией центрально сжатого конькового узла рамы. Наличие эксцентриситета позволяет минимизировать возникающие изгибающие моменты в ригелях и стойках рам и уменьшить усилия от действий эксплуатационных нагрузок, которые возникают в узлах стыка ригеля со стойкой.

В результате расчета пространственного каркаса здания из трехшарнирных железобетонных рам на ПК ЛИРА получены макс. и мин. моменты M , нормальные силы N и поперечные силы Q , а также изополя напряжений по осям X , Y , Z при разных комбинациях нагружений.

Каркас здания представляет собой физическую и геометрическую нелинейную стержневую систему. Физическая нелинейность обусловлена проявлением неупругих свойств железобетона. Геометрическая нелинейность обусловлена наличием конечных деформаций, которые влияют

на величину усилий в системе, а также переменным сечением рамных конструкций. Физическая и геометрическая нелинейность тесно связана между собой и прямо влияют друг на друга.

Нормы [177] рекомендуют выполнять статичный расчет рам, который создают систему с деформированной схемой с учетом неупругих свойств железобетона. Такой расчет очень трудоемкий и может быть проведен только с помощью ЕОМ. Методы расчёта по деформированной схеме разработаны еще недостаточно, особенно в части определения жёсткостей, несимметричных относительно площади изгиба поперечных сечений, а также симметричных сечений в стадии близких до разрушения.

Установлено [95], что при сейсмичных воздействиях величины сжимающих и растягивающих напряжений, а также сдвигающих усилий между панелями и ригелями рам достигают максимальных значений в панелях, расположенных по контурным поясам, а также на коньковой линии покрытия, что позволяет для их сдерживания назначать специальные конструктивные мероприятия в виде обвязывания балок, специального конструирования карнизного узла, шпонок, сварки выпусков арматуры, обвязка с арматурными каркасами и др.

5. Строительство одноэтажных многопролетных производственных зданий в рамных конструкциях в настоящее время требует усовершенствования. Однако, тенденции в этом направлении четко определены в передовом опыте сельскохозяйственного строительства. Использован принцип блокирования однопролётных каркасов из трехшарнирных железобетонных рам впритык или со вставками имеет весьма перспективное направление.

Наиболее экономичным решением железобетонного каркаса одноэтажного многопролетного сельского здания производственного назначения является рамный каркас, который собирается из линейных элементов по типу РЖС с безсварными соединениями в узловых стыках и эффективными покрытиями на основе асбестоцементных облегченных плит.

Теоретически получила подтверждение возможность использования армирования ригелей и крайней стойки полурам РЖС-21-1600 для многопролетного рамного каркаса. Оснастку полурам РЖС-21-1600 и РЖС-18-1600 можно использовать в строительстве многопролетных каркасных зданий с пролетами 18 и 21м.

Анализ результатов экспериментально-теоретических исследований показал, что рамы типу РЖС можно использовать в заблокированных рамных каркасах со вставкой. Способ крепления вставки к карнизному узлу рам влияет на напряженно-деформированный стан и несущую способность заблокированного рамного каркаса. Шарнирно-неподвижный узел рам со вставкой снижает несущую способность заблокированного рамного каркаса на 13 %, а шарнирно-подвижный не влияет на ее несущую способность в сравнении с отдельной рамой. Таким образом, необходимо обеспечить свободное опирание и перемещение одного из концов вставки.

Перспективным типом железобетонного многопролетного сельского здания производственного назначения является рамный каркас из линейных элементов с безсварными соединениями в узловых стыках, спиральным армированием, с поперечным напряжением арматуры в ригелях и эффективному покрытию на основе асбестоцементных облегченных плит.

Анализ результатов испытаний однопролетной рамы, проведенных с учетом фактических физико-механических характеристик бетона и стали показывает, что принятая методика расчета и конструирования полностью соответствует СНиП [177], по которому была запроектирована разрезная рама под нагрузку 21,0 кН/м ригеля. Оценка характеру трещинообразования ширины раскрытия трещин показывает, что варианты как с обычным армированием, так и с предварительно напряженной арматурой могут быть реализованы при одинаковых опалубочных размерах элементов рам.

Дальнейшие исследования трехшарнирных железобетонных рам в складе заблокированных и многопролетных рамных каркасов имеют перспективу при разработке эффективных объемно-планировочных и

конструктивных решений каркасных зданий. При этом необходимо предусмотреть: анализ и выбор оптимальных расчетных схем блокированных со вставкой и многопролетных рамных каркасов; разработку эффективных конструкций узлов соединения рам в блокированных и многопролетных рамных каркасах; унификацию элементов каркаса, конструкции которых позволяют их использование как в однопролетных, так и в многопролетных и блокированных зданиях; применение высокопрочных бетонов и эффективных видов напряженной арматуры; разработку новых конструктивных схем и узлов зданий и сооружений из полурам, которые серийно выпускаются и имеют архитектурную выразительность для залов общественных зданий разного назначения; проведение экспериментально-теоретических исследований в натуре и на моделях.

6. На основе обобщения опыта разработки и проектирования покрытия сельскохозяйственных производственных зданий установлено четыре типа покрытия: покрытия с железобетонными плитами; покрытие с облегченными плитами на деревянном каркасе с асбестоцементными листами; теплое покрытие с прогонами; холодное покрытия с прогонами.

Наименее материалоемкими и наиболее экономичными являются конструкции тавровых железобетонных прогонов ПЖТ, разработанных институтами Гипрооргсельстрой, ЦНИИЭПсельстрой, НИИЖБ, УкрНИИГипросельхоз (с участием автора) и Укрколхозпроект. Прогоны длиной 6,0 и 5,5 м под нагрузку 2,5; 3,75; 5,0 и 6,0 кН/м прошли все стадии разработки, экспериментально апробированы, утверждены Госстроем Украины, включены в каталоги [69, 70, 177] и рекомендованы к применению в покрытиях сельскохозяйственных производственных зданий Украины.

Результаты испытаний железобетонных прогонов соответствуют требованиям ГОСТ [78] и СНиП [177]. Прогоны внедряются на строительстве сельских производственных зданий с шагом рам 6 м с облегченным покрытием, которые включает плиты типа АКД с последующей

укладкой по ним асбестоцементных волнистых листов или настил и кровля из асбестоцементных листов и минераловатного утеплителя.

Институтом УкрНИИПграждансельстрой (с участием автора) разработана новая конструкция однослойной стеновой панели из керамических камней толщиной 38 см без вертикального армирования. Транспортирование и монтаж производится с помощью специального контейнера по а.с. [9]. Опытные образцы успешно прошли экспериментальную проверку в НИИСК. Техничко-экономическая эффективность достигается за счет минимальной металлоёмкости, простоты изготовления, возможности изготовления с использованием автоматических линий.

Разработка фундаментов для зданий с несущим каркасом из трехшарнирных рам не должна быть ограничена одним или двумя типами универсальных конструктивных решений. Выбор наиболее экономичных решений фундаментов необходимо выполнять с учетом вида, характера и свойств грунтов, гидрогеологических условий, рельефа стройплощадки, состояния производственной базы, механовооруженности строительной организации, необходимости разработки и применения разных типов фундаментов. При этом предпочтение следует отдавать свайным фундаментам с разной формой поперечного сечения.

При строительстве каркасных зданий из трехшарнирных железобетонных рам могут быть рекомендованы такие наиболее эффективные и наименее материалоемкие конструкции фундаментов: железобетонные фундаменты с наклонной подошвой (на песчаной основе и на глинистых грунтах); буронабивная свая с уплотненным ядром (в грунтовых условиях 1 типа просадки); ассиметричный фундамент в утрамбованном котловане с наклонной или ступенчатой подошвой; клиновидная свая с консолью; забивной блок ЗБР; блок – свая переменного таврового сечения (с консолями); свайный фундамент со сборным ростверком из коротких элементов; свая с вертикальными элементами, объединенных диафрагмами, СВД. Применение эффективных свай СВД

позволяет уменьшить стоимость фундамента за счет снижения на 40–50 % затрат бетона и стали и снижения в 2–3 раза трудоемкость возведения фундамента.

7. Проведений анализ типовых проектов общественных зданий с зальными помещениями показывает, что конструкции полурам с высокой стойкой, которые используются для строительства зальных помещений клубов, зданий культуры, кинотеатров, спортивных залов для строительства в сельской местности, должны быть представлены сравнительно небольшим количеством типоразмеров. Имеющаяся в каждой группе залов разница высот компенсируется введением или дополнительного элемента фундамента с высоким ростверком, или разработкой рам с повышенной стойкой для строительства общественных зданий с зальными помещениями. При пролете 9 м высота стойки рамы должна составлять 5,25 м (сельские клубы на 150–200 мест, кинотеатры на 150–200 мест, спортзалы); при пролете 12; 15; 18 м – 6,35 м (сельские клубы и здания культуры на 300; 400; 500 мест, кинотеатры на 200–300 мест, спортзалы 12×24, 15×30, 18×30 м); при пролете 18 та 21 м – 8,0 м (сельские здания культуры на 600 та 700 мест и спортзалы 18×30 м).

Целесообразно применять для зальных помещений сельских общественных зданий конструкции унифицированных железобетонных рам пролетом 9, 12, 18, 21 м с высокой стойкой до 5,7 м, разработанной институтом Укрколхозпроект и КНУБА для каркасов сельскохозяйственных сооружений с учетом зональных особенностей Украины.

Наряду с рамами нашли применение фермы в качестве несущих конструкций покрытий помещений залов каркасных сооружений. Наиболее эффективными и наименее материалоёмкими являются конструкции сталежелезобетонных и металлических ферм пролетом 12, 18 и 21 м, которые рекомендуются к внедрению.

8. Анализ типовых проектов зданий и сооружений аэродромов сельхозавиации показал, что они резко отличаются по архитектурно-

планировочным и конструктивным решениям. Имеется большая номенклатура типовых проектов и конструкций. Отсутствует взаимозаменяемость многотипных конструкций. Отсутствует связь с сельской индустрией по выпуску индустриальных строительных конструкций сельхоззданий. Для проектирования и строительства применяли, в основном, серийные материалоемкие железобетонные конструкции для промышленных и гражданских зданий.

Трехшарнирные железобетонные рамы для каркасов сельхоззданий пролетом 12, 18 и 21 м можно применять в 34 типовых проектах зданий и сооружений аэродромов сельхозавиации и сельскохозяйственных производственных зданий. Замена стоечно-балочного каркаса зданий и сооружений аэродромов сельхозавиации на рамный каркас, который включает трехшарнирные железобетонные разрезные рамы пролетом 12, 18 и 21 м, уменьшает количество типоразмеров несущих конструкций здания, учитывает технологию производства складов минеральных удобрений.

Схемы индустриальных рамных каркасов, что рекомендуют ВСН [53] в сельском строительстве, имеют такие характеристики: пролеты 12, 18 и 21 м, высоты помещений от 3,3 до 5,7 м, шаг рам 6 м. Рамные конструкции чаще применяются при строительстве складских зданий минеральных удобрений, что входят в состав зданий и сооружений аэродромов сельхозавиации. Наличие в середине здания сетки железобетонных колонн при стоечно-балочной схеме сдерживает маневрирование современных способов механизации для погрузки и разгрузки удобрений, создает опасность поломки машин и строительных конструкций.

При применении рамных конструкций в зданиях и сооружениях аэродромов сельхозавиации достигается эффективность по материалоемкости: цемента до 26 %, сборного железобетона до 11 %, лесоматериалов до 55 % и трудозатрат до 16 %.

Исходя из специфики строительства зданий и сооружений аэродромов сельхозавиации (удаленность от железнодорожных и автомобильных дорог,

недостаток квалифицированных кадров строителей), в том числе складских зданий (постоянное влияние агрессивной среды на строительные конструкции), рассмотренные здания должны удовлетворять основным требованиям: высокая степень сборки и заводской готовности при минимальном числе типоразмеров; минимальная масса; стойкость и долговечность в условиях действия агрессивной среды; монтаж элементов осуществляют автомобильными кранами грузоподъемностью 5–10 т в ограниченные сроки [75].

9. Проведенные исследования выполнены с целью установления диапазона возможных ограничений геометрических размеров рамы и уточнения области принятия рациональных проектных решений по одному из универсальных, обобщенных критериев эффективности конструкции: затрат стали на конструкцию, стоимости конструкций, стоимости приведенных затрат.

Разработана методика по проектированию экономичных железобетонных конструкций, в которой описаны методы определения сечений элементов конструкций, обеспечивающих их наименьшую стоимость.

10. Развита и усовершенствована теория проектирования эффективных железобетонных рамных каркасов малоэнергоемких зданий, методик экспериментально-теоретических исследований, методик по расчету прочности, жесткости и трещиностойкости, методики определения рациональных геометрических размеров несущих рам таврового переменного сечения.

11. В последние годы железобетонные рамные конструкции пролетами 18 и 21 м внедрены в следующих объектах. В 2008–2010 годах институтами объединения УкрНИИагропроект разработаны проекты строительства и реконструкции существующих ферм для создания молочных товарных ферм, коровников, доильно-молочных блоков, птицеферм и отдельных птичников в Киевской (с. Великий Крупиль), Полтавской (с. Штомпеливка), Ровенской (с. Береги), Днепропетровской (с. Екатериновка), Харьковской (с. Ком-

мунарское), Донецкой (с. Волноваха) областях. В 1990–2000 годах предприятием УкрНИИПграждансельстрой запроектировано и построено три общественных здания с зальными помещениями в Днепропетровской, Житомирской и Киевской областях (спортзал, бассейн, кинотеатр). В 2011 году запроектировано и построено восемь зданий с производственными помещениями в с. Шпитьки, Киевской области. В проектах института Украэропроект предусмотрено строительство и реконструкция производственных зданий (ангары деловой авиации, базы спецтранспорта, мастерские и склады разного назначения) в аэропортах Львов, Днепропетровск и Одесса.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. А. с. 1813860 А1 СССР, М. Кл. Е 04 С 5/06. Способ изготовления арматурного каркаса / В. Н. Першаков, В. С. Еськов, Е. П. Коловертнова (СССР) и Роберт Вайда (НУ). – № 4784531/33; заявл. 18.01.90; опубл. 07.05.93, Бюл. № 17. – 3 с.
2. А. с. 1232745 А1 СССР, М. Кл. Е 02 D 27/12. Свайный фундамент / В. Н. Першаков, В. И. Репях, С. Н. Каратеев (СССР). – № 3798939/29-33; заявл. 09.10.84; опубл. 23.05.86, Бюл. № 19. – 2 с.
3. А. с. 1707153 А1 СССР, М. Кл. Е 04 В 1/32, 1/38. Узловое соединение полурам / В. Н. Першаков, М. Г. Вайнберг, А. В. Касьяненко, В. С. Еськов, И. В. Лошакова (СССР). – № 4745433/33; заявл. 19.06.89; опубл. 23.01.92, Бюл. № 3. – 2 с.
4. А. с. 1726682 А1 СССР, М. Кл. Е 04 В 1/36, F 04 Н 5/08 Коньковый узел железобетонной рамы / В. Н. Першаков, М. В. Гальченко, Е. В. Погребняк (СССР). – № 4752813/33; заявл. 19.07.89; опубл. 15.04.92, Бюл. № 14. – 2 с.
5. А. с. №681168 СССР, М. Кл. Е 04 С 5/06. Способ изготовления арматурных каркасов непрямолинейных железобетонных конструкций / А. Е. Антонюк, В. Н. Першаков, В. С. Еськов, Р. С. Рубах (СССР). – № 2585691/29-33; заявл. 01.03.78; опубл. 25.08.78, Бюл. № 31. – 2 с.
6. А. с. 781287 СССР, М. Кл. Е 04 В 1/41. Стыковое соединение ригелей со стойкой железобетонной рамы / В. Н. Першаков, В. И. Репях (СССР). – № 2695988/29-33; заявл. 13.12.78; опубл. 23.11.80, Бюл. № 43. – 2 с.
7. А. с. 815182 СССР, М. Кл. Е 04 В 1/18. Рама каркаса здания / В. Н. Першаков, В. И. Репях (СССР). – № 2778534/29-33; заявл. 22.06.79; опубл. 23.03.81, Бюл. № 11. – 2 с.
8. А. с. 853043 СССР. М. Кл. Е 04 В 7/14. Консольное покрытие / В. И. Репях, В. Н. Першаков, В. Г. Тихомиров (СССР). – № 2773773/29-33; заявл. 31.05.79; опубл. 07.08.81, Бюл. № 29. – 3 с.

9. А. с. 854813 СССР, М. Кл. В 65 Д 85/46. Транспортно-монтажный контейнер для стеновой панели / В. И. Репях, В. Н. Першаков, Д. М. Абрамович (СССР). – № 2764442/27-11; заявл. 23.04.79; опубл. 15.08.81, Бюл. № 30. – 3 с.

10. А. с. 901435 СССР, М. Кл. Е 04 Н 12/08. Многоярусная конструкция башенного типа / В. Н. Першаков, В. И. Репях (СССР). – № 2736300/29-33; заявл. 11.03.79; опубл. 30.01.82, Бюл. № 4. – 2 с.

11. А. с. 1028811 А СССР, М. Кл. Е 04 С 3/44. Рама каркаса здания / А. Е. Антонюк, В. Н. Першаков, А. Г. Онищенко, И. Г. Любченко (СССР). – № 2960944/29-33; заявл. 25.07.80; опубл. 15.07.83, Бюл. № 26. – 3 с.

12. А. с. 962512 СССР, М. Кл. Е 04 С 2/06. Панель сборной само-несущей кровли / В. И. Репях, А. Е. Антонюк, В. Н. Першаков (СССР). – № 2633206/29-33; заявл. 21.06.78; опубл. 30.09.82, Бюл. № 36. – 3 с.

13. А. с. 842159 СССР, М. Кл. Е 04 С 2/06 Многопустотная панель / В. И. Репях, А. Е. Антонюк, В. Н. Першаков (СССР). – № 2663375/29-33; заявл. 08.09.78; заявл. 08.09.78; опубл. 30.06.81, Бюл. № 24. – 2 с.

14. А. с. 1738979 А1 СССР, М. Кл. Е 04 G 21/26, 3/10. Устройство для монтажа рамных каркасов зданий из полурам / В. Н. Першаков, В. С. Еськов, Н. В. Борисенко (СССР). – № 4833284/33; заявл. 30.05.90; опубл. 07.06/92, Бюл. № 21. – 4 с.

15. А. с. 1661318 А1 СССР, М. Кл. Е 04 В 1/58. Стыковое соединение железобетонной стойки с ригелями / В. Н. Першаков, О. И. Хрущев, В. А. Семенюк, К. И. Гончарова, С. Н. Ефимова и др. (СССР). – № 4418161; заявл. 29.04.88; опубл. 07.07.91, Бюл. № 25. – 2 с.

16. А. с. 903501 А1 СССР, М. Кл. Е 04 В 1/58, Е 02 С 3/00. Опорный узел комбинированной фермы / В. Н. Першаков, В. И. Репях, И. Г. Любченко (СССР). – № 2775559/29-33; заявл. 05.06.79; опубл. 07.02.82, Бюл. № 5. – 2 с.

17. А. с. 709774 СССР, М. Кл. Е 04 В 7/14. Крыша / О. И. Хрущев, А. Е. Антонюк, В. Н. Першаков (СССР). – № 2565103/29-33; заявл. 06.01.78; опубл. 01.20.80, Бюл. № 2. – 3 с.

18. А. с. 566914 СССР, М. Кл. Е 04 В 7. Сборная железобетонная рама многопролетного здания / Т. А. Балан, В. М. Гурин, О. Б. Нисенбойм и др. (СССР). – № 2137850/33; заявл. 23.05.75; опубл. 30.07.77, Бюл. № 28. – 2 с.
19. А. с. 1020546 СССР, М. Кл. Е 04 С 3/38. Рама / В. Г. Федулов. (СССР). – № 3284665/29-33; заявл. 08.05.81; опубл. 30.05.83, Бюл. № 20. – 5 с.
20. Акты № 1-4 испытания полурам РЖУ-21-3.6-5, изготовленных Днепропетровским ПО «Дніпросельстройиндустрия». – П.г.т. Вишневый Киевской обл., 1985. – 8 с. – (Препринт / ДПО Днепросельстройиндустрия; Днепропетровск, 1985).
21. Алмазов В. О. Проектирование железобетонных конструкций по евронормам / В. О. Алмазов. – М. : Издательство ассоциации строительных вузов, 2007. – 216 с.
22. Арбузов Н. Т. Сельскохозяйственные аэродромы / Н. Т. Арбузов, В. М. Ромашков, В. М. Скоропада. – М. : МГА, 1969. – 14 с.
23. Арматурный прокат для железобетонных конструкций. Справочник-каталог / [Дубина О. В., Худик Ю. Т. (рук. разработки), Большаков В. И. и др.]; – Днепропетровск: НИИММ, 2000. – 88 с.
24. Байков В. Н. Железобетонные конструкции: общий курс / В. Н. Байков, Э. Б. Сигалов. – М. : Стройиздат, 1991. – 767 с.
25. Баженов В. А. Метод скінченних елементів у задачах нелінійного деформування тонких та м'яких оболонок / В. А. Баженов, В. К. Цихановський, В. М. Кислоокий. – К. : КНУБА, 2000. – 386 с.
26. Баженов В. А. Будівельна механіка. Комп'ютерний курс. Підручник / Баженов В. А., Гранат С. Я., Шишов О. В. – К.; 1999. – 584 с.
27. Бахтин И. А. О продольном изгибе стержня переменной жесткости, шарнирно-закрепленного на концах / И. А. Бахтин, В. К. Лубашевский. Прикладной анализ. – Воронеж: 1979. – С. 15–23.
28. Беліченко В. Універсальна сільськогосподарська виробнича будівля / В. Беліченко, М. Епштейн. – К. : Сільське будівництво, 1972. – № 2. – С. 5–7.

29. Білик С. І. Раціональні сталеві каркаси малоенергоємних будівель із двотаврів змінного перерізу: дис. доктора техн. наук: 05.23.01 / Білик Сергій Іванович. – К., 2008. – 460 с.

30. Білик С. І. Формоутворення рам і арок з елементами змінного перерізу каркасів будівель універсального призначення. Науково-практичні проблеми моделювання та прогнозування надзвичайних ситуацій: Зб. наук. статей / С. І. Білик. МНС України, КНУБА. – К., 2002. – Вип. 5. – С. 159–164.

31. Билык С. И. Расчетная длина элементов стальных рам из развитых двутавров с переменной высотой стенки. Сопротивление материалов и теория сооружений / С. И. Билык. – К. : Будівельник, 1989. – Вып. 55. – С. 93–96.

32. Білик С. І. Визначення оптимального кута нахилу ригеля рами за принципом найменшої вартості рамної системи з огорожувальними конструкціями та за критерієм мінімізації будівельного об'єму навколо функціонального об'єму. Металлические конструкции: взгляд в прошлое и будущее. Сб. докл. VIII Украинской н.-т. конф. 18-22 октября 2004 г. / С. І. Білик. – К. : Сталь, 2004. – Ч. I. – С. 204–210.

33. Богданович А. У. Устойчивость тонкостенного стержня непрерывно – переменного сечения при продольном сжатии с учетом нормативных эксцентриситетов / А. У. Богданович, И. Л. Кузнецов. Известия вузов. Строительство и архитектура, 2003. – № 9. – С. 11–17.

34. Бондарь Я. М. Опыт применения рам пролетом 24м для сельскохозяйственных зданий / Я. М. Бондарь, А. М. Ривкин. Строительство и архитектура. Сер. 8. Строительные конструкции. Научн.-техн. реф. сб., вып. 8.1. – М. : 1979. – 72 с.

35. Бондаренко В. М. Железобетонные и каменные конструкции: учеб. / В. М. Бондаренко, Д. Г. Суворкин. – М. : Высш. шк., 1987. – 384 с.

36. Вахненко П. Ф. Железобетонные конструкции: учеб. пособие / П. Ф. Вахненко. – К. : Выща шк., 1990. – 231 с.

37. Вахненко П. Ф. Железобетонные конструкции сельскохозяйственных зданий: расчет и проектирование / П. Ф. Вахненко, В. П. Вахненко. – К. : Будівельник, 1982. – 152 с.
38. Верюжский Ю. В. Методы механики железобетона: учебн. пособие / Ю. В. Верюжский, В. И. Колчунов. – К. : Книжкове видавництво НАУ, 2005. – 635 с.
39. Власов В. З. Тонкостенные упругие стержни / В. З. Власов. – М. : Госиздат. Физматгиз, 1959. – 568 с.
40. Власов В. З. Избранные труды. / В. З. Власов. – М. : АН СССР, 1962. – Т. 1. – 528 с.; т. 2. – 507 с.; т. 3. – 472 с.
41. Геммерлинг А. В. Общий метод расчета рам из упруго-пластического материала / А. В. Геммерлинг. – М. : Строительная механика и расчёт сооружений, 1968. – № 3. – С. 1–7.
42. Геммерлинг А. В. Различные формы потери устойчивости рам. / А. В. Геммерлинг. – М. : Строительная механика и расчёт сооружений, 1978. – № 6. – С. 31–36.
43. Геммерлинг А. В. Расчет стержневых систем / А. В. Геммерлинг. – М. : Стройиздат, 1974. – 206 с.
44. Геммерлинг Г. А. Система автоматизированного проектирования стальных строительных конструкций / Г. А. Геммерлинг. – М. : Стройиздат, 1987. – 216 с.
45. Глітін О. Б. Оптимізація поперечних рам каркасів з елементами змінної жорсткості. Дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / О. Б. Глітін. – К. : КНУБА, 2007. – 178 с.
46. Голишев А. Б. Железобетонные конструкции / А. Б. Голишев, В. П. Полищук, В. Я. Бачинский; под ред. Голишева А. Б. – К. : Логос, 2001. – 420 с.
47. Голишев О. Б. Курс лекцій з основ розрахунку будівельних конструкцій із опору залізобетону / О. Б. Голишев, А. М. Бамбура. – К. : Логос, 2004. – 340 с.

48. Гордеев В. Н. Выбор неблагоприятных сочетаний нагрузок как решение задачи многокритериальной оптимизации. Численные методы расчета и оптимизации строительных конструкций. Сборник научных трудов / В. Н. Гордеев, В. В. Артеменко, Е. И. Минькович. – М. : ЦНИИпроектстальконструкция им. Мельникова, 1988. – С. 26–32.

49. Доброхлоп Н. И. Унификация трехшарнирных железобетонных рам для сельского строительства: дис. кандидата техн. наук: 05.23.01 / Доброхлоп Николай Иванович. – К. : 1984. – 194 с.

50. Доброхлоп Н. И. Экспериментальные исследования статической работы блокированного рамного каркаса со вставкой / Н. И. Доброхлоп, Э. Б. Колбаско, А. С. Соловьев; Планировка, застройка и благоустройство сел УССР. – К. : 1981. – Вып. 4. – С. 73–77.

51. Дробязко Л. Е. Исследование области рационального применения и выбор типов стальных конструкций каркасов сельскохозяйственных производственных зданий: автореф. дис. канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» / Л. Е. Дробязко. – К. : 1981. – 19 с.

52. Дробязко Л. Е. Легкие конструкции сельскохозяйственных зданий / Л. Е. Дробязко. – К. : Будівельник, 1985. – 136 с.

53. Единые технические условия на строительное проектирование сельскохозяйственных объектов в зоне Украинской ССР. ВСН 115-81. – М. : Минсельхоз СССР, 1983. – 23 с.

54. Еськов В. С. Железобетонные прогоны типа ПЖТ–6 для покрытия сельскохозяйственных зданий производственного назначения / В.С. Еськов. Экспресс информация. Серия: Строительные материалы, производство, испытания конструкций и изделий. – М. : ЦНИИЭПсельстрой, 1974. – С. 4–5.

55. Еськов В. С. Рамный каркас из железобетонных линейных элементов / В. С. Еськов, В. Н. Першаков. –К. : Сільське будівництво, 1978, № 6. – С. 12.

56. Железобетонные и каменные конструкции: учеб. для строит. спец. вузов / [В. М. Бондаренко, Р. О. Бакиров, В. Г. Назаренко, В. И. Римшин; под ред. В. М. Бондаренко]. – 4-е изд., доп. – М. : Высш. шк., 2007. – 887 с.

57. Железобетонные конструкции: курсовое и дипломное проектирование / Под ред. А. Я. Барашикова. – К. : Вища шк., 1987. – 416 с.

58. Жербин М. М. Эффективность замены железобетонных конструкций особо легкими стальными / М. М. Жербин, Л. Е. Дробязко. – К. : Строительство и архитектура, 1984. – № 22. – С. 17–19.

59. Жив А. С. Исследование сборной предварительно напряженной призматической складки / А. С. Жив, В. Н. Першаков. – М. : Бетон и железобетон, 1969. – № I. – С. 35–38.

60. Заключение по результатам испытания сборных железобетонных полурам РЖ-21-1500 для производственных сельскохозяйственных зданий пролетом 21 м: [хоздоговор № 18 от 10.01.74г. с Ракитнянским заводом ЖБИ Киевского Облмежколхозстроя]. – К. : НИИСК, 1974. – 7 с.

61. Заключение по результатам испытания сборной трехшарнирной железобетонной рамы пролетом 12 м под расчетную нагрузку 2290 кгс/м, разработанной институтом Приволжгипросельхозстрой. – Черкассы, Черкасский Облмежколхозстрой, 1976. – 36 с.

62. Заключение по результатам испытания разрезных железобетонных трехшарнирных рам и их узлов. Рамы для каркасов сельских зданий шириной 21 м. Опытные образцы. – Апрелевка, ЦНИИЭПсельстрой, 1977. - 12 с.

63. Заключение по результатам испытаний трехшарнирных железобетонных полурам РЖУ 21-3.6-1. Киевский инженерно-строительный институт. – К. : 1979. – 59 с.

64. Залізобетонні конструкції: підручник /за ред. А. Я. Барашикова. –К.: Вища школа , 1995. – 591 с.

65. Здания сельскохозяйственных предприятий одноэтажные. Параметры. ГОСТ 23840-79 (СТ СЭВ 1408-78). - М. : Госстройиздат, 1980. – 10 с.

66. Здания сельскохозяйственных предприятий одноэтажные. Габаритные схемы. ГОСТ 23839-79. – М. : Госстройиздат, 1980. – 4 с.
67. Индустриальные ограждающие конструкции / [Першаков В. Н., Манько А. В., Онищенко А. Г., Рохлин И. И.]. – К. : Сільське будівництво, 1983. – № 10. – С. 17–18.
68. Инструкция по эксплуатации вычислительного комплекса Супер-76 для прочностного расчета строительных конструкций на ЭВМ. – К. : НИИАСС Гостроя УССР, 1977. – 53 с.
69. Каталог железобетонных изделий для строительства полносборных сельскохозяйственных производственных зданий по конструктивным схемам Укрмежколхозстроя в 1976–1980 гг. – К. : Укрмежколхозстрой, Укрколхоз-проект, трест Оргтехстрой, 1976. – 65 с.
70. Каталог унифицированных индустриальных конструкций и изделий для сельскохозяйственного строительства в Украине. УкрНИИгипросельхоз. – К. : Будівельник, 1975. – 37 с.
71. Каталог проектов сельскохозяйственных производственных комплексов, зданий и сооружений для строительства в Украинской ССР. Сборник паспортов 2у.08-3. Том 9. – К. : ЦИТП, 1980. – 283 с.
72. Катюшин В. В. Здание с каркасами из стальных рам переменного сечения / В. В. Катюшин. – М. : Стройиздат, 2005. – 651 с.
73. Кашка Б. З. Сваи из вертикальных элементов, объединенных диафрагмами СВД / Б. З. Кашка, А. И. Майборода, П. М. Белянkin. – К. : рекламный листок, 1984. – 4 с.
74. Киселев В. А. Строительная механика. Общий курс. Учеб. для вузов / В. А. Киселев. – М. : Стройиздат, 1986. – 520 с.
75. Костанди Ф. Ф. Склады минеральных удобрений / Ф. Ф. Костанди. – М. : Стройиздат, 1983. – 184 с.
76. Компьютерные технологии проектирования железобетонных конструкций: учебн. пособие / Ю. В. Верюжский, В. И. Колчунов, М. С. Барабаш, Ю. В. Гензерский. – К. : Книжкове вид-во НАУ, 2006. – 808 с.

77. Конструктивные решения многопролетных животноводческих зданий / [Бердичевский Г. И., Докудовский С. И. и др.]. – М. : Бетон и железобетон, 1977. – № 3. – С. 24–26.

78. Конструкції будинків і споруд. Вироби будівельні бетонні та залізобетонні збірні. Методи випробувань навантаженням. Правила оцінки міцності, жорсткості та трещіностійкості ДСТУ Б В.2.6-7-95 (ГОСТ 8829-94). Видання офіційне. Державний комітет України у справах містобудування і архітектури. – К. : 1997. – 11 с. Чинний від 1996.01.10.

79. Конструктивные схемы сельскохозяйственных производственных зданий (материалы технико-экономического сравнения конструктивных решений). – К. : МСС УССР, техническое управление, трест Укроргтехсельстрой, 1974. – 15 с.

80. 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. – 146 с.

81. ЛИРА 9.4. Примеры расчета и проектирования. Учебное пособие / [Боговик В. Е., Гензерский Ю. В., Гераймович Ю. Д., и др.]. – К. : Из-во ФАКТ, 2008. – 280 с.

82. Лопатто А. Э. Основы строительной механики и строительных конструкций / А. Э. Лопатто, В. Ф. Майборода. – К. : Вища школа, 1982. – 368 с.

83. Мангушев А. Рамы для зданий большой высоты / А. Мангушев, Н. Лаврентьева, Б. Розенблит. – М. : Сельское строительство, 1984. – № 12. – С. 20–21.

84. Манько А. В. Рациональные конструкции наружных стен зданий и сооружений аэропортов / А. В. Манько, В. Н. Першаков. Проектирование, строительство, эксплуатация и механизация аэропортов. – К. : КИИГА, 1982. – С. 35–39.

85. Мажид К. И. Оптимальное проектирование конструкций / К. И. Мажид [пер. с англ.]. – М. : Высш. школа, 1979. – 239 с.

86. Мелер А. Постройки и оборудование для содержания крупного рогатого скота (пер. с нем.) / А. Мелер, В. Хейниг. – М. : Колос, 1974. – С. 275.

87. Металеві конструкції / [Пермяков В. О., Нілов О. О., Шимановський О. В. та інш.]; під ред. В. О. Пермякова та О. В. Шимановського. – К. : Вид-во «Сталь», 2008. – 812 с.

88. Методические указания по курсовому и дипломному проектированию по механике грунтов, основаниям и фундаментам. – Одесса: ОИСИ, 1975. – 38 с.

89. Методические рекомендации по статическому расчету железобетонных рам производственных сельскохозяйственных зданий. – К. : НИИСК, 1983. – 63 с.

90. Методические рекомендации по применению вычислительного комплекса ЛИРА для автоматизированного проектирования строительных конструкций. – К. : НИИАСС Гостроя УССР, 1984. – 21 с.

91. Моргуль И. Об'єкти возводяться з рамним каркасом / И. Моргуль, А. Кишинец. – К. : Сільське будівництво, 1974. – № 11. – С. 10–11.

92. Набойченко В. Г. Развитие и совершенствование конструктивных решений сельскохозяйственных зданий в системе Укрмежколхозстроя. Тезисы докладов. Новые объемно-планировочные и конструктивные решения сельскохозяйственных зданий для содержания животных / В. Г. Набойченко. – Кишинев: 1980. – С. 38–42.

93. Назаров В. А. Достижения сельскохозяйственной авиации / В. А. Назаров. – М: МГА, 1970. – 22 с.

94. Назаренко В. Г. Внедрение облегченных железобетонных конструкций на основе республиканских каталогов / В. Г. Назаренко, Г. Н. Горный, А. И. Мангушев. – М. : Передовой опыт в сельском строительстве, 1976. – № 8. – С. 8–11.

95. Нгуен Чунг Хоа. Сельскохозяйственные сборно-разборные здания из Г-образных полурам для сейсмических районов: автореф. дис. канд. техн.

наук: спец. 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» / Нгуен Чунг Хоа. – К. : 1990. – 15 с.

96. Негрин Эрнандес Алексис. Оптимальное проектирование внецентренно сжатых железобетонных элементов: автореф. дис. канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» / Негрин Эрнандес Алексис. – К. : 1988. – 19 с.

97. Немчинов Ю. И. Метод просторових скінчених елементів (з застосуванням до розрахунку будівель та споруд): [монографія] / Ю. И. Немчинов. – К. : НДІБК, 1995. – 386 с.

98. Немчинов Ю. И. Сейсмостойкость зданий и сооружений [в двух частях] / Ю. И. Немчинов. – К. : 2008. – 480 с.

99. Нилов А. А. Стальные конструкции производственных зданий. Справочник / А. А. Нилов, В. А. Пермяков, А. Я. Прицкер. – К. : Будівельник, 1986. – 272 с.

100. Объемно-планировочные и конструктивные решения сельских производственных зданий с каркасом из сборных железобетонных полурам. [Научно-технический отчет и рекомендации по области рационального применения]. – М. : ГипроНИИсельхоз, 1974. – 58 с.

101. Оказание научно-технической помощи в проведении натурных испытаний железобетонных рам пролетом 18 и 21 м. [Научно-технический отчет по хоздоговору № 517 с Черкасским Обмежколхозстроем]. – Апрелевка: ЦНИИЭПсельстрой, 1974. – 26 с.

102. Пакет прикладных программ для автоматизированного проектирования железобетонных конструкций подземных и надземных сооружений в промышленном и гражданском строительстве (ППП АПЖБК). – М. : ЦНИПИАСС, 1980. – 20 с.

103. Панели стеновые облегченные трехслойные. Технические условия ТУ550.2.67-80 / [Першаков В. Н., Рохлин И. И., Рохлин П. И. и др.]. – К.: НИИСК Госстроя СССР, 1980. – 15 с.

104. Першаков В. Н. Особенности работы внецентренно сжатых коротких элементов из керамзитобетона с малыми эксцентриситетами: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Першаков Валерий Николаевич. – М. : НИИЖБ, 1971. – 206 с.

105. Першаков В. Н. Трехшарнирная железобетонная составная рама РЖС-21-1350 в сельскохозяйственном строительстве / В. Н. Першаков. Рекомендации проектировщику и строителю. – К. : – Ноябрь-декабрь 1974. – С. 13–18. – (Препринт УкрНИИгипросельхоз).

106. Першаков В. М. Ефективна тришарнирна рама / В. М. Першаков, Г. А. Попович, В. С. Еськов. – К. : Сільське будівництво, 1974. – № 11. – С. 11–13.

107. Першаков В. Н. Применение трехшарнирных рам каркаса сельскохозяйственных производственных зданий / [Першаков В. Н., Кравченко В. А., Попович Г. А., Онищенко Н. Е.]. – М. : Бетон и железобетон, 1975. – № 7. – С. 5–7.

108. Першаков В. Н. Несущая способность коротких неармированных керамзитобетонных колонн при сжатии / В. Н. Першаков. – М. : Бетон и железобетон, 1975. – № 10. – С. 36–37.

109. Першаков В. Н. Прочность конструктивного керамзитобетона при сжатии и растяжении. Расчет и конструирование элементов железобетонных конструкций из легких бетонов / В. Н. Першаков, Н. А. Корнев, К. В. Петрова. НИИЖБ. Труды института, вып. 14. – М. : Стройиздат, 1975. – С. 6–8.

110. Першаков В. Н. Железобетонные полурамы РЖС-18-1600 для каркасов сельскохозяйственных зданий. Рекомендации проектировщику и строителю / В. Н. Першаков, Г. А. Попович, В. С. Еськов. – К. : УкрНИИгипросельхоз, 1975. – С. 2–4.

111. Першаков В. Н. Эффективные полурамы. Сільське будівництво. / В. Н. Першаков, Г. А. Попович. – К. : Сільське будівництво, 1976. – № 7. – С. 14–15.

112. Першаков В. Н. Трехшарнирные железобетонные рамы в сельском строительстве Украинской ССР / В. Н. Першаков, В. С. Еськов. Методические рекомендации в помощь проектировщику и строителю. – К. : УкрНИИгипросельхоз, 1976. – С. 7–12. (Препринт УкрНИИгипросельхоз).

113. Першаков В. Н. Внедряются сплошные полурамы / В. Н. Першаков, И. И. Онищенко, А. А. Черняк. – К. : Сільське будівництво, 1976. – № 12. – С. 13–14.

114. Першаков В. Н. Прогрессивные конструкции в сельском строительстве / В. Н. Першаков. – К. : Будівельні матеріали і конструкції, 1976. – № 3. – С. 44.

115. Першаков В. Н. Образование трещин в сжатых армированных и неармированных керамзитобетонных коротких колоннах. В сб.: Строительные конструкции. Вып. XXIX / В. Н. Першаков. – К. : Будівельник, 1977. – С. 97–103.

116. Першаков В. Н. Трехшарнирные железобетонные рамы в сельском строительстве УССР / В. Н. Першаков, В. С. Еськов. – М. : Бетон и железобетон, 1977. – № 3. – С. 27–28.

117. Першаков В. Н. Железобетонные тавровые прогоны ПЖТ в сельском строительстве УССР. Методические рекомендации. / В. Н. Першаков. – К. : УкрНИИгипросельхоз. Вып. март 1977. – С. 1–7. (Препринт УкрНИИгипросельхоз).

118. Першаков В. Н. Трехшарнирные железобетонные рамы РЖ и РЖС в сельском строительстве / В. Н. Першаков, В. С. Еськов. – К. : УкрНИИТИ. Информационный листок № 77-0125, 1977. – 4 с.

119. Першаков В. Н. Рамный каркас из железобетонных линейных элементов. Сільське будівництво / В. Н. Першаков, В. С. Єськов. – К. : Сільське будівництво, 1978. – № 6. – С. 12.

120. Першаков В. Н. Железобетонные тавровые прогоны / В. Н. Першаков. – К. : Сільське будівництво, 1978. – № 12. – С. 12 - 13.

121. 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. / В. Н. Першаков. – К. : Будівельник, 1979. – С. 60–63.

122. Першаков В. Н. Эффективные свайные фундаменты. Строительство и архитектура / В. Н. Першаков, В. С. Швыдкий. – К. : Строительство и архитектура, 1979. – № 2. – С. 22–23.

123. Першаков В. Н. Исследование работы конструкций из легких бетонов для сельского строительства / Першаков В. Н. Планировка, застройка и благоустройство сел Украинской ССР. Респ. меж-вед. научн.-техн. сборник. Вып. 3. – К. : Будівельник, 1980. – С. 72–74.

124. Першаков В. Н. Эффективная конструкция забивной сваи / В. Н. Першаков, С. Н. Слюсаренко, Н. С. Метелюк. – К. : Строительные материалы и конструкции, 1982. – № 2. – С. 23–24.

125. Першаков В. Н. Облегченная свая / Першаков В. Н., Кашка Б. З., Онищенко А. Г. – К. : Сільське будівництво, 1983. – № 5. – С. 15.

126. Першаков В. Н. Здания и сооружения аэродромов сельхозавиации из промышленных конструкций сельскохозяйственных производственных зданий. Вопросы проектирования, строительства, эксплуатации и механизации аэропортов. Сб. научных трудов. / Першаков В. Н. – К. : КИИГА, 1986. – С. 42–47.

127. Першаков В. Н. Конструктивные решения большепролетных зданий и сооружений авиапредприятий ГА [учебное пособие] / В. Н. Першаков, В. С. Горбатов. – К. : КИИГА, 1987. – 100 с.

128. Першаков В. Н. Новые каркасные здания из трехшарнирных рам. Проектирование, строительство, эксплуатация и механизация аэропортов. Сб. научных трудов / В. Н. Першаков, Ю. О. Хрущев. – К. : НАУ, 1989. – С. 84–88.

129. Першаков В. Н. Новые каркасные здания из трехшарнирных железобетонных рам / Першаков В. Н. Проектирование, строительство,

експлуатація і механізація аеропортів. Сб. научн. трудов. – К. : КИИГА, 1989. – С. 84–88.

130. Першаков В. М. Будівельні конструкції. Залізобетонні конструкції [навчальний посібник]. / В. М. Першаков, А. Я. Барашиков, М. М. Калишенко. – К. : НАУ, 2001. – 196 с.

131. Першаков В. М. Дизайн зальних приміщень громадських будинків в рамних конструкціях / Першаков В. М. Полікультуротворча діяльність. Збірник наук.-практ. праць. Вип. 2. – К. : НАУ, 2004. – С. 215–222.

132. Першаков В. М. Будівельні конструкції: Методичний посібник до виконання курсового проекту / В. М. Першаков, В. С. Горбатов, М. С. Барабаш. – К. : НАУ, 2005. – 112 с.

133. Поляков Л. П. Трехшарнирная железобетонная рама РЖУ-21-1600 для каркасов сельскохозяйственных производственных зданий. Реферативная информация о законченных НИР в вузах Украинской ССР. Вып. 12 / Л. П. Поляков, В. Н. Першаков. – К. : Вища школа, 1977. – С. 13.

134. Попович Г. А. Железобетонные рамы РЖС-18-1600 / Г. А. Попович, В. Н. Першаков, В. С. Еськов. – К. : Сільське будівництво, 1975. – № 11. – С. 21–22.

135. Попович Г. А. Эффективная трехшарнирная рама / Г. А. Попович, В. Н. Першаков, Д. Н. Пекус-Сахновский. – К. : Сільське будівництво, 1974. – № 11. – С. 11–13.

136. Попович Г. А. Трехшарнирные железобетонные рамы для каркасов сельскохозяйственных зданий производственного назначения / Попович Г. А., Першаков В. Н., Онищенко Н. Е. – К. : УкрНИИгипросельхоз, 1973. – С. 24.

137. Попович Г. А. Эффективные полурамы / Г. А. Попович, В. Н. Першаков. – К. : Сільське будівництво, 1976. – № 7. – С. 14–15.

138. Попович Г. А. Железобетонные полурамы РЖС-18-1600 для каркасов сельскохозяйственных производственных зданий. / Г. А. Попович, В. С. Еськов. – К. : УкрНИИгипросельхоз. Методические рекомендации. 1976. – Вып. ноябрь. – С. 5–8.

139. Попович Г. А. Методические рекомендации по применению рамных железобетонных каркасов сельскохозяйственных зданий / Г. А. Попович, В. Н. Першаков, Г. И. Березко. – К. : Укрсельхозтехпроект, 1976. – 44 с.

140. Попович Г. А. Трехшарнирная железобетонная рама РЖК-18-1600 для каркасов сельскохозяйственных производственных зданий / Г. А. Попович, В. Н. Першаков, А. А. Зеленков. – К. : УкрНИИгипросельхоз, 1976. – С. 8-12 с.

141. 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. : ГПИиНИИГА Аэропроект, 1987. – 120 с.

142. 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. – 192 с.

143. 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. – 144 с.

144. Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень ДСТУБА. 2.4-7-95 (ГОСТ 21.501-93). Система проектної документації для будівництва. [Чинний від 01.07.1995]. – К. : Держкомітет України у справах містобудування і архітектури, 1996. – 55 с.

145. Предварительно напряженный железобетон (по материалам V Международного конгресса федерации по предварительно напряженным железобетонным конструкциям – ФИП, Париж, 1966 г.) / [Бердичевский Г. И. и др.]; – М. : Стройиздат, 1968. – 238 с.

146. Проектирование элементов железобетонных конструкций / А. Э. Лопатто, В. Ф. Майборода. – К. : Вища шк., 1987. – 238 с.

147. Проектирование железобетонных конструкций. Справочное пособие / Под ред. А. Б. Голышева. – К. : Будівельник, 1985. – 496 с.

148. Производственные здания со сборными железобетонными каркасами фирмы ATCOST (Великобритания). Экспрессинформация. Серия сельское строительство. Зарубежный опыт. – М. : ЦИНИС, 1970. – № 7. – С. 20–27.

149. Применение авиации в сельском и лесном хозяйстве / Под ред. В. А. Назарова. – М. : Транспорт, 1975. – 312 с.

150. Пухонто Л. М. Исследование прочности, жесткости и трещиностойкости железобетонных рам пролетом 18м и их фрагментов. Сб. трудов ЦНИИЭПсельстроя. Строительные конструкции здания и сооружения № 14 / Пухонто Л. М., Заренина Т. С. – М. : ЦНИИЭПсельстрой, 1976. – С. 73–80.

151. Рамные железобетонные конструкции в сельском строительстве / [В. И. Журавков, А. Э. Лопатто, А. Ф. Сергейчук и др.]. – Одесса: из-во Маяк, 1974. – 102 с.

152. Рамные конструкции зальных помещений сельских общественных зданий / [Зенькович Г. В., Антонюк А. Е., Першаков В. М. и др.]. Планировка, застройка и благоустройство сел Украинской ССР. Вып. 2. – К. : Будівельник, 1979. – С. 60–63.

153. Рамно-панельные конструкции сельскохозяйственных производственных зданий / На стройках России. – М. : НИИЖБ КТБ, 1985. – № 6. – С. 56-57.

154. Разработка новой или усовершенствование укрупненной конструкции железобетонной плиты перекрытий и покрытий к типовым проектам жилых домов серии 111-26. (Отчет 16.02.79 о НИР, Б731080) / Рук. к.т.н. Першаков В. Н. – К. : УкрНИИПграждансельстрой, 1979. – 30 с.

155. Разработать и исследовать армоцементную облегченную предварительно напряженную панель для покрытий сельскохозяйственных производственных зданий пролетом 6,0 м, выполненную по договору № 128 от 26 марта 1976 года с УкрНИИГипросельхозом. [Научно-технический отчет по теме № 42 л]. – К. : НИИСК, 1976. – 79 с.

156. Расчет и конструирование частей жилых и общественных зданий: Справочник проектировщика / Под ред. П. Ф. Вахненко. – К. : Будівельник, 1987. – 424 с.

157. Рекомендации по применению свайных фундаментов при проектировании и строительстве облегченных сельскохозяйственных производственных зданий в Украине / [Кравченко В. А., Попович Г. А., Першаков В. Н., Швыдкий В. С.]. – К. : УкрНИИгипросельхоз, 1974. – С. 64.

158. Рекомендации по проектированию защиты от коррозии строительных конструкций складов минеральных удобрений / НИИЖБ Госстроя СССР. – М. : Стройиздат, 1983. – 77 с.

159. Репях В. И. Оптимальное проектирование железобетонных конструкций: автореф. дис. канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» / В. И. Репях. – К. : 1973. – 15 с.

160. Рейтман М. И. Оптимизация параметров железобетонных конструкций на ЭЦВМ / М. И. Рейтман, Л. И. Ярин. – М. : Стройиздат, 1974. – 96 с.

161. Ржаницын А. Р. Составные стержни и пластинки / А. Р. Ржаницын. – М. : Стройиздат, 1986. – 316 с.

162. Сахновский К. В. Железобетонные конструкции / К. В. Сахновский. – М. : Госстройиздат, 1961. – 578 с.

163. Сваи и свайные фундаменты. Справочник / [Метелюк Н. С., Шишко Г. Ф., Соловьева А. Б. и др.]. – К. : Будівельник, 1977. – 256 с.

164. Системы автоматизации проектных работ строительных конструкций зданий и сооружений гражданской авиации: учебное пособие / [Верюжский Ю. В., Першаков В. Н., Доценко А. В., Манько А. В.]. – К. : КИИГА, 1989. – 132 с.

165. Снитко Н. К. Устойчивость стержней переменного сечения / Н. К. Снитко. Строительная механика и расчет сооружений № 1. – М. : 1968. – С. 34–35.

166. Составные полурамы для сельскохозяйственных производственных зданий шириной 21м. / [Еськов В., Кулинич В., Кудинов Е. и др.]. – М. : Передовой опыт в сельском строительстве, 1973. – № 6. – С. 7–8.

167. Строительные конструкции: учеб. / [Иванов-Дятлов И. Г., Деллос К. П., Иванов-Дятлов А. И. и др.] под ред. В. Н. Байкова, Г. И. Попова. – [2-е изд.]. – М. : Высш. шк., 1986. – 543 с.

168. Строительная механика в системах автоматизированного проектирования конструкций зданий и сооружений гражданской авиации: учебное пособие / [Верюжский Ю. В., Першаков В. Н., Манько А. В., Сагидаев Ю. М.]. – К. : КИИГА, 1989. – 124 с.

169. Сталежелезобетонные фермы для сельского строительства / [Любченко И. Г., Бабич Е. М., Бабич В. И., Першаков В. Н.]. – М. : Бетон и железобетон, 1976. – № 7. – С. 17–18.

170. Смирнова М. Г. Унифицированные рамные конструкции для сельскохозяйственных производственных зданий / М. Г. Смирнова. – К. : УкрНИИНТИ, 1981. – 4 с.

171. Смирнов А. А. Экспериментальные исследования новых конструкций рам. Новые объемно-планировочные и конструктивные решения сельскохозяйственных зданий для содержания животных / А. А. Смирнов. – Кишинев: 1980. – С. 56–60.

172. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. ДБН В.1.2-2:2006. / ВАТ «Український науково-дослідний та проектний інститут сталевих конструкцій ім. В. М. Шимановського», Донбаська Державна академія будівництва та архітектури, Полтавський Національний технічний університет ім. Ю. Кондратюка, Науково-виробниче товариство СКАД СОФТ. – К. : Міністерство України, 2006. – 60 с.

173. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. / ВАТ «Український науково-дослідний та проектний інститут сталевих

конструкцій ім. В. М. Шимановського», Науково-виробниче товариство СКАД СОФТ. – К.: Міністерство України, 2006. – 10 с.

174. Сельскохозяйственные здания и сооружения / [Топчий Д. Н., Бондарь В. А., Кошлатый О. В. и др.]; - [4-е изд.]. – М.: ВО Агропромиздат, 1985. – 480 с.

175. Защита строительных конструкций от коррозии. Нормы проектирования: СНиП 2.03.11-85. – [Введен 01.01.1986.]. – М. : Стройиздат, 1986. – 45 с.

176. Стальные конструкции. Нормы проектирования: СНиП II-23-81*. – [Введен 01.01.1982.]. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.

177. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования: СНиП 2.03.01-84. – [Введен 01.01.1986.]. – М. : Стройиздат, 1985. – 88 с.

178. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования: СНиП 2.01.07-85. – [Введен 01.01.1987.]. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.

179. Животноводческие, птицеводческие и звероводческие здания и помещения. Нормы проектирования: СНиП 2.10.03-84. – [Введен 01.01.1985.]. – М. : Стройиздат, 1984. – 7 с.

180. Строительство животноводческих зданий с облегченными сборными конструкциями. Серия сельскохозяйственное строительство: [Обзорная информация. Вып. 3. / Терехова Г. Б.]. – М. : ЦИНИС, 1979. – 64 с.

181. Справочник проектировщика. Сборные железобетонные конструкции. – М. : Госстройиздат, 1969. – 603 с.

182. Строительные конструкции для сельскохозяйственных зданий на 1976–1980 г. Раздел 4. Разработать предложения по конструктивному решению железобетонного рамного каркаса одноэтажного многопролетного животноводческого здания с пролетами 21 м. [Научно-технический отчет по теме 1У]. – К. : УкрНИИгипросельхоз, 1974. – 85 с.

183. SCAD для пользователя / [Карпиловский В. С., Криксунов Э. З., Перельмутер А. В. и др.]. – К. : ВВП Компас, 2000. – 332 с.

184. Технические условия. ТУ 69 УССР 43-75. Полурамы составные железобетонные. – К. : ЦНИИЭПсельстрой, Гипрооргсельстрой, 1975. – 13 с.
185. Технические условия. ТУ 69 УССР 44-75. Полурамы железобетонные. – К. : Трест Укроргтехсельстрой. 1975. – 12 с.
186. Технические условия. ТУ 550.2.67-80. Панели стеновые облегченные трехслойные / [Рохлин И. И., Рохлин П. И., Першаков В. Н.]. – К. : НИИСК Госстроя СССР, 1980. – 15 с.
187. Технические условия. ТУ 69-82-78. Рамы железобетонные для сельскохозяйственных зданий пролетом 12; 16,2; 18 и 21 м. – М. : ЦНИИЭПсельстрой, 1979. – 20 с.
188. Технические условия. ТУ 223 УССР 19-81. Рамы железобетонные унифицированные для сельскохозяйственных зданий. – К. : Укрмежколхозстрой, 1981. – 15 с.
189. Технические условия. ТУ 223 УССР 27-84. Рамы железобетонные унифицированные составные для сельскохозяйственных зданий. – К. : Укрмежколхозстрой, 1984. – 26 с.
190. Техническое состояние строительных металлических конструкций в Украине / [Шимановский А. В., Гордеев В. Н., Оглобля А. И. и др.] – К. : автоматическая сварка, 2001. – № 9. – С. 33–38.
191. Тимошенко С. П. Устойчивость стержней, пластин и оболочек / С. П. Тимошенко. – М. : Наука, 1971. – 808 с.
192. Будівництво у сейсмічних районах України. ДБН В.1.1-12:2006. – [Чинний від 2007-01-01]. – К. : Держбуд України, 2006. – 68 с.
193. Устройство и эксплуатация аэродромов ПАНХ. Учебное пособие / Л. А. Макарова, М. А. Фиников. –Л. : ОЛАГА, 1983. – 58 с.
194. Украинский зональный каталог индустриальных изделий и конструкций для сельскохозяйственного строительства УЗК-2. УкрНИИгипросельхоз. – Київ. : Будівельник, 1980. – 56 с.
195. Указания по проектированию и устройству оснований и фундаментов зданий распорных систем. – М. : ЦНИИЭПсельстрой, 1976. – 16 с.

196. Усиление несущих железобетонных конструкций производственных зданий и просадочных оснований / [А. Б. Голышев, И. П. Кривошеев, П. М. Козельский и др.]. – К. : Логос, 2004. – 219 с.

197. Фундаменты одноэтажных зданий с каркасом из трехшарнирных рам. Обзорная информация. – М. : ЦНИИЭПсельстрой, 1976. – 48 с.

198. Хило Е. Р. Усиление строительных конструкций / Е. Р. Хило, Б. С. Попович. – Львов : Вища шк. Изд-во при Львов. ун-те, 1985. – 156 с.

199. 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 23.09.1976 г. с управлением Рязаноблсельстрой.]. – Апрелевка: 1976. – 37 с.

200. ЦНИИЭПсельстрой. Научно-технический отчет: Облегченные бетонные и железобетонные конструкции. Результат: ИН-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. – Апрелевка: 1971. – 52 с.

201. 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. – Апрелевка: 1977. – 95 с.

202. ЦНИИЭПсельстрой. Научно-технический отчет по хоздоговору № 64. Научно-техническая помощь в разработке конструкций и узлов железобетонного рамного каркаса многопролетных сельскохозяйственных производственных зданий. – Апрелевка: 1975. – 61 с.

203. ЦНИИЭПсельстрой. Опытное – промышленное внедрение составных рам и предварительно-напряженных прогонов в строительстве двух птичников на Александровской птицефабрике. [Хоздоговор № 77ц. Том 11.]. – Апрелевка: 1979. – 22 с.

204. ЦНИИЭПсельстрой. Железобетонные трехшарнирные рамы для сельскохозяйственных зданий шириной 21 м. Научно-техническая информация о разработках и испытаниях рамных каркасов. – Апрелевка: 1972. – 78 с.

205. Шандрук П. П. Стержневі конструкції змінного перерізу. Теорія розрахунків: Монографія./ П. П. Шандрук. – К. : КНУБА, 2001. – 128 с.

206. Шелофаст В. В. Неметаллические строительные конструкции / В. В. Шелофаст, Е. Г. Стайнова. – М. : Из-во АПМ, 2007. – 304 с.

207. Шелкунов В. Рамний каркас сільськогосподарської споруди / В. Шелкунов, Н. Кочеткова. – К. : Сільське будівництво, 1973. – № 5. – С. 5–7.

208. Шмалько В. Універсальна будівля з несучими піврамами / В. Шмалько, В. Полулях, В. Жук. – К. : Сільське будівництво, 1972. – № 9. – С. 12–15.

209. Шик И. Л. Опыт применения конструктивных решений сельскохозяйственных зданий с каркасом из сборных железобетонных полурам / И. Л. Шик. – К. : УкрНИИгипросельхоз, 1975. – С. 13–16.

210. Galvanizing as corrosion protection for steel. Матеріали VIII Міжнародної наук.-техн. конференції Авіа - 2007. (25-27 квітня 2007 р.). Том III / Pershakov V. M., Fesh A. S. – К. : НАУ, 2007. – С. 42.18–42.21.

211. Эффективные ограждающие конструкции. «Строительные материалы и конструкции» / [Першаков В. Н., Манько А. В., Онищенко А. Г., Рохлин И. И.]. – К. : 1984. – № 1. – С. 17–18.

212. Эффективная трехшарнирная рама / [Попович Г. А., Першаков В. Н., Пекус-Сахновский Д. Н.] – К. : Сільське будівництво, 1974. – № 11. – С. 11–13.

213. Эффективная конструкция забивной сваи / [Першаков В. Н., Слисаренко С. А., Метелюк Н. С., Павловський В. А.]. – К. : Строительные материалы и конструкции, 1982. – № 2. – С. 23–24.

214. Экспериментальное исследование трехшарнирной железобетонной составной рамы для каркасов сельскохозяйственных зданий в СССР. Сборник „Строительные конструкции”. Вып XXVII. / [Першаков В. Н.,

Пекус-Сахновский Д. Н., Еськов В. С. и др.]. – К. : Будівельник, 1976. – С. 105–110.

215. Эффективные конструкции свай / [Першаков В. Н., Антонюк А. Е., Метелюк Н. С., Кашка Б. З.]. – К. : Строительство и архитектура, 1982. – № 7. – С. 17.

216. Zhiv A. S. Investigation of precast prestressed shell. ISSN 1813-1166. / Zhiv A. S., Pershakov V. M., Bilyk A. O. – К. : NAU, Proceeding, 2008. – № 2. – P. 99–102.

217. Pershakov V. M. Building constructions. Reinforced concrete structures. General course. Manual / Pershakov V. M., Tkachenko S. I. – К. : NAU, 2003. – 260 p.

218. Gorbatov V. S. Metals and welding in construction. Manual / Gorbatov V. S., Pershakov V. M., Tkachenko S. I. – К. : NAU, 2005. – 184 p.

219. Проектування рамних каркасів будівель та споруд аеродромів сільгоспавіації. Міжнародна науково-практична конференція «Аеропорти – вікно в майбутнє» (Україна, Київ, 4-5 червня 2009 р.) / Першаков В. М. – К. : 2009. – 7 с.

220. Методика по проектированию экономичных железобетонных конструкций. Совершенствование методов расчета, конструирования, строительства, эксплуатации и ремонта высотных сооружений. Тезисы докладов коллоквиума / Першаков В. Н., Гирич В. Ю. – К. : Из-во СТАЛЬ, 2005. – С. 30–32.

221. Арочное укрытие для защиты авиационной техники и способ его расчета. Военна наука та освіта. Сьогодення та перспективи підготовки військових спеціалістів. Матеріали наук.-метод. конференції / Першаков В. Н. – К. : НАУ, 2004. – С. 152–155.

222. Дослідження тришарнирних залізобетонних рам для виробничих і цивільних будинків. Матеріали V Міжнародної наук.-техн. конференції Авіа-2003 (23-25 квітня 2003 р.). Том IV. Аеропорти та їх інфраструктура / Першаков В. Н., Горбатов В. С. – К. : НАУ, 2003. – С. 42.62–42.65.

223. Новый метод расчета изгибаемых элементов при распределенных силовых воздействиях. III международная науч.-техн. конференция (24-26 апреля 2001 г. Киев, Украина). Том I. / Лисицин Б. М., Першаков В. Н., Масуд Нуридин. – К. : НАУ, 2001. – С. 35–38.

224. Новые решения конструкций зданий и сооружений. Звітна наук.-техн. конференція наукових колективів університету за 1994 р. Тези доповідей. (12-14 квітня 1995 р.) / Першаков В. Н. – К. : КМУЦА, 1995. – С. 97.

225. Совершенствование существующих и разработка технических решений новых конструкций узлов зданий и сооружений ГА (на уровне изобретений). Отчетная научн.-техн. конференция университета за 1993 г. (по г/б тематике). Тезисы докладов. (11-15 мая 1994 г.) / Першаков В. Н. – К. : КМУГА, 1994. – С. 87.

226. Реконструкция каркасных зданий с помощью трехшарнирных железобетонных рам. Bugownictwo i Inzynierid srodowiska. Z.12.II Rzeszowsko-Lwowskie Seminarium Naukowo- Technicznept № 80 / Першаков В. Н., Домеловский И. Ф. – Rzczow: 1991. – 2 с.

227. Новые каркасные здания из трехшарнирных железобетонных рам. Zeszyty naukowe politechniki rzeszowskiej. Budownictwo i Inzynierid Srodowiska. Z.10. № R63 / Першаков В. Н. – Rzczow: – 1990. – С. 37–41.

228. Здания и сооружения гражданской авиации с каркасом из трехшарнирных рам. Современные проблемы развития наземной базы ГА. Материалы Всесоюзной научн.-техн. конференции МГА. / Першаков В. Н. – М. : ГПИиНИИГА Аэропроект, 1989. – С. 228–231.

229. Исследование сборной предварительно напряженной призматической складки. Болгарская академия наук. Шестой национальный конгресс по теор. и прикладной механике. (25-30.07.89).Тезиси / Першаков В. Н. – Варна: 1989. – 1 с.

230. Исследование каркасных зданий из трехшарнирных железобетонных рам. Тезисы докладов респ. научн.-техн. конференции. Совершенствование железобетонных конструкций, работающих на сложные

виды деформации и их внедрение в строительную практику. Часть 2, 3. / Першаков В. Н. – Полтава: 1989. – С. 128–129.

231. Применение трехшарнирных железобетонных рам серии 1.822-2 для зданий и сооружений сельхозаവിации. Реализация научн.-техн. достижений – основа совершенствования сельского строительства. Тезисы докладов научн.-техн. конференции / Першаков В. Н. – Ростов-на-Дону: СевкавНИПИагропром, 1986. – С. 58–60.

232. Попович Г. А. Рамные конструкции сельскохозяйственных производственных зданий / Попович Г. А., Першаков В. Н., Еськов В. С. – К. : Будівельник, 1978. – 111 с.

233. Першаков В. Н. Архитектурные конструкции сельских гражданских зданий / [Першаков В. Н., Антонюк А. Е., Любченко И. Г., Хрущев О. И.]. – К. : Будівельник, 1984. – 128 с.

234. Першаков В. Н. Впровадження ефективних паль у фундаментобудівництві / В. Н. Першаков, В. Б. Кашка. – К. : Вісник НАУ, 2006. – № 3. – С. 68–71.

235. Першаков В. Н. Методи зниження сейсмічних навантажень при реконструкції будівель / Першаков В. Н., Гирич В. Ю., Гребенюк Е. В. – К. : Вісник НАУ, 2006. – № 3. – С. 68–71.

236. Першаков В. М. Каркасні будинки з тришарнірних залізобетонних рам: Монографія / В. М. Першаков. – К. : Книжкове видавництво НАУ, 2007. – 301 с.

237. Pershakov V M. Metal frame constructions for one-storeyed industrial buildings ISSN 1813-1166. / Pershakov V M., Borovsky R. V., Gorbenko O. O., Zavgorodny D. V. – К. : NAU, Proceeding, 2008. – № 2. – P. 103–106.

238. Першаков В. Н. Анализ металлических конструкций рамных каркасов и направления их развития. Збірник наукових праць УкрНДІпроект-стальконструкція ім. В. М. Шимановського / Першаков В. Н., Лоза И. П., Мисирук Т. А. – К. : Вид-во «Сталь», 2009. – Вип. 4. – С. 37–46.

239. Pershakov V. M. Reinforced concrete and stone structures: Textbook. / V. M Pershakov. – К. : National Aviation University «NAU-druk», Publishing, 2009. – 304 p.

240. Першаков В. Н. Ефективні конструкції одноповерхових дерев'яних рамних каркасів / Першаков В. Н., Романчук О.М. – К. : Вісник НАУ, 2009. – № 3. – С. 156–159.

241. Першаков В. Н. Ефективні конструкції одноповерхових металевих рамних каркасів / [Першаков В. Н., Лоза І. П., Місірук Т. А.]. – К. : Вісник НАУ, 2009. – № 3. – С. 149–155.

242. Pershakov V M. Reinforced concrete frame constructions for industrial buildings / Залізобетонні рамні конструкції для промислових будівель ISSN 1813-1166. / [Pershakov V. M., Borovsky R. V., Gorbenko O. O., Vrublevska N. Y.]. – К. : NAU Proceeding, 2009. – № 4. – P. 55–58.

243. Pershakov V. M. Strengthening concrete structures using fibre composite materials. Матеріали VIII Міжнародної наук.-техн. конференції Авіа-2007. (25-27 квітня 2007 р.). Том III. / Pershakov V. M., Grebenyuk E. Yu. – К. : НАУ, 2007. – С. 42.13–42.17.

244. Pershakov V. M. Post-tensioned steel frame / Попередньо напружена сталева рама. ISSN 1813-1166 / Pershakov V. M., Iakovenko O. O. – К. : NAU, Proceeding, 2009. – № 4. – P. 51–54.

245. Першаков В. Н. Методика по проектированию экономических железобетонных конструкций (к теме № 12-Н78). / В. Н. Першаков, В. И. Репях. – К. : УкрНИИПграждансельстрой, 1978. – 43 с.

246. Першаков В. М. Експериментальні дослідження тришарнірних залізобетонних рам. / В. М. Першаков. – К. : Будівництво України, 2011. – № 1. – С. 17–22.

247. Першаков В. М. Проектування рамних каркасів зальних приміщень сільських громадських будівель. Збірник наукових праць УкрНДІпроект-стальконструкція ім. В. М. Шимановського / В. М. Першаков. – К. : Вид-во «Сталь», 2010. – Вып. 6. – С. 83–98.

248. Ротко С. В. Розрахунок кам'яних і армокам'яних конструкцій. Навчальн. посібник. / Ротко С. В., Ужегова О. А., Задорожнікова І. В.; за ред. д.т.н., проф. Барашикова А. Я. – Луцьк: РВВ ЛНТУ, 2010. – 355 с.

249. Конструкции изделия бетонные и железобетонные сборные. Методы испытаний и оценки прочности, жесткости и трещиностойкости. ГОСТ 8829-85. – М. : Госстрой СССР, 1985. – 24 с.

250. Барашиков А. Я. Перспективи розвитку залізобетону в Україні. / Будівельні конструкції: – К. : НДІБК, 2003. – Вип. 59. – С. 16–25.

251. Хохлін Д. О. Конструктивний захист житлових будинків масових серій, що експлуатуються в умовах просідаючих ґрунтів сейсмонебезпечних територій: автореф. дис. канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / Д. О. Хохлін. – К. : 2010. – 19 с.

252. Скорук Л. М. Визначення деформацій та ефективних розрахункових моделей залізобетонних плит з тріщинами: автореф. дис. канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / Л. М. Скорук. – К. : 2005. – 19 с.

253. Скорук Т. В. Робота вузлів і стиків залізобетонних будівель при повторних навантаженнях: автореф. дис. канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / Т. В. Скорук. – К. : 2010. – 20 с.

254. Проектування рамних каркасів зальних приміщень сільських громадських будівель. VI міжнародна науково-технічна конференція «Будівельні конструкції спортивних та просторових споруд: сьогодення та перспективи розвитку» (6-10 вересня 2010 р., Київ, Україна) / Першаков В. М. – К. : НАУ, 2010. – 2 с.

255. Проектування багатопрольотних та блокованих рамних каркасів. II міжнародна науково-практична конференція «АЕРОПОРТИ – ВІКНО В МАЙБУТНЄ» (27-28 травня 2010 р., Київ, Україна) / Першаков В. М. – К. : НАУ, 2010. – С. 9.

256. Барашиков А. Я. Оцінювання технічного стану будівель та інженерних споруд: навч. посіб. [для студ. вищих навч. закл.] / А. Я Барашиков, О. М. Малишев. – К. : Основа, 2008. – 320 с.

257. Чижевський О. Рами РЖУ в новій ролі. Сільське будівництво / О. Чижевський. – К. : 1987. – № 4. – С. 14–15.

258. Климов Ю. Розрахунок рам РЖУ за деформованою схемою. Сільське будівництво / Ю. Климов, В. Жеребець. – К. : 1985. – № 6. – С. 12-13.

259. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування: ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинний від 2010-09-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 101 с. (Національні стандарти України).

260. Бамбура А. Н. К построению деформационной теории железобетона стержневых систем на экспериментальной основе. / А. Н. Бамбура, А. Б. Гурковский / Між від. наук.-техн. зб. Будівельні конструкції. – К. : НДІБК, 2003. – № 59. – С. 121–130.

261. Бамбура А. М. Деформаційна модель та алгоритм визначення напружено-деформованого стану розрахункового перерізу залізобетонних елементів. / А. М. Бамбура, О. Б. Гурківський, М. С. Безбожна, О. В. Дорогова. // Строительство, материаловедение, машиностроение: Сб. научн. трудов. – Вип. 50. – Днепропетровск : ПРАСА, 2009. – С. 19–25.

262. Голышев А. Б. Теория железобетона на экспериментальной основе / Голышев А. Б., Кривошеев П. И., Бамбура А. Н.: под ред. А. Б. Голышева. – К. : Гамма-Принт, 2009. – 397 с.

263. Конструкції будинків і споруд. Вироби будівельні бетонні та залізобетонні збірні. Методи випробувань навантажуванням. Правила оцінки міцності, жорсткості та тріщиностійкості. ДСТУ Б В 2.6-7-95 (ГОСТ 8829-94). Державний комітет України у справах містобудування і архітектури. – К. : 1997. – 11 с.

264. Руководство по назначению расчетовой стоимости та трудоемкости изготовления сборных железобетонных конструкций на стадии

проектирования. Конструкції житлових та громадських будівель. – К. : Будівельник, 1987. – 36 с.

265. Демидов С. П. Теория упругости. / С. П. Демидов. – М. : Высш. школа, 1979. – 432 с.

266. Лейтес С. Д. Устойчивость упруго закрепленных сжатых стержней, жесткость которых изменяется по степенному закону. В сб.: Материалы по металлическим конструкциям, вып. 17 / С. Д. Лейтес. – М. : Стройиздат, 1973. – С. 127–148.

267. Здор В. С. Определение перемещений стержнем с произвольным изменением моментов инерции в матричной форме / В. С. Здор. – Хабаровск : ХИИТ, 1963. – 135 с.

268. Вишняков Г. Ф. К вопросу расчета рам с элементами поперечного сечения методом перемещения / Г. Ф. Вишняков, В. И. Вишняков. Строительство и архитектура Узбекистана, 1981. – № 3. – С. 13–14.

269. Киселев В. А. Строительная механика. Специальный курс. Динамика и устойчивость сооружений. Учеб. для вузов / В. А. Киселев. – М. : Стройиздат, 1980. – 616 с.

270. Лашеников Б. Я. Определение частот колебания стержня с произвольным законом изменения массы и жесткости. Труды МИИТ / Б. Я. Лашеников. – М. : Трансжелдориздат, 1964. – Вып. 134. – С. 24–43.

271. Лашеников Б. Я. О применении метода сил в расчетах на устойчивость стержневых систем переменной жесткости. Труды МИИТ / Б. Я. Лашеников. – М. : Трансжелдориздат, 1963. – Вып. 174. – С. 31–35.

272. Лейтес С. Д. Устойчивость сжатых стержней, жесткость которых изменяется по степенному закону / В кн. Материалы по строительным конструкциям // С. Д. Лейтес. – Вып. 6. – М. : Проектстальконструкция, 1962. – С. 13–74.

273. Метод суперэлементов в расчетах инженерных сооружений / [В. А. Поснов, С. А. Дмитриев, Б. К. Елтышев, А. А. Радионов] Под общей ред. В. А. Поснова. – Л. : Судостроение, 1979. – 288 с.

274. Тодоров Г. К. Деформационный упругий метод расчета элементов с линейно изменяющимися размерами поперечного сечения / Г. К. Тодоров, В. Д. Тодорова. – София : Строительство, 1983. – С. 10–21.

275. Трушков В. И. О расчете на прочность балок с линейно переменным по высоте сечением / В. И. Трушков. – М. : ЦНИИСК им. Кучеренко, 1980. – 51 с.

276. Kosko E. Uniform element modeling of tapered frame members / Pros. ASCE. J. Struct. Div., 1982. Vol, 108, N STI. – P. 245–264.

277. Podgorecki A. Niektóre problemy obliczania prętów o zmiennej sztywności metoda różnic skończonych / A. Podgorecki, J. Przedpětski Archiwum Inżynierii Lądowej, 1982. – N 1/2. – S. 67–77.

278. Глушков Г. С. Инженерные методы расчетов на прочность и жесткость / Г. С. Глушков. – М. : Машгиз, 1949. – 246 с.

279. Никитин Г. Ф. Аналитическое решение задач статической устойчивости одного класса стержней переменного сечения. Сопротивление материалов и расчет сооружений / Г. Ф. Никитин. – К. : Будівельник, 1981. – Вып. 8. – С. 113–116.

280. Уманський А. А. Спеціальний курс строительної механіки. Ч. 1. / А. А. Уманський. – М.-Л. : Об'єд. науко-техн. изд-во, 1935. – 238 с.

281. Федорков Г. В. Применение матриц интегрирования к расчету стержней переменного сечения на собственные колебания. Труды МИИТ. – Вып. 34 / Г. В. Федорков. – М. : Трансжелдориздат, 1961. – С. 52–60.

282. Автоматизация расчетов транспортных сооружений / [А. С. Городецкий, В. И. Заворицкий, А. И. Лантух-Лященко, А. О. Рассказов]. – М. : Транспорт, 1989. – 123 с.

283. Ананьин А. И. Интегрально-разностная схема расчета стержней переменного сечения на статические и динамические нагрузки. Расчет прочности, устойчивости и колебаний сооружений / А. И. Ананьин. – Воронеж, 1981. – С. 3–10.

284. Бейкер К. Статика железобетонных сооружений / К. Бейкер. – М. : Машгиз, 1929. – 256 с.
285. Блейх Ф. Теория и расчет железных мостов / Ф. Блейх. – М. : ОГИЗ Гострансиздат, 1931. – 307 с.
286. Вольмир А. С. Устойчивость деформируемых тел / А. С. Вольмир. – М. : Наука, 1967. – 135 с.
287. Динник А. А. Устойчивость упругих систем / А. А. Динник. – М.-Л. : Из-во АН СССР, 1950. – 134 с.
288. Йованович П. Статика сооружений в матричной форме. Пер. с сербского Ю. С. Сопочького. Под ред. О. В. Лужина / П. Йованович. – М. : Стройиздат, 1984. – 89 с.
289. Казарян Л. С. Исследование колебаний стержней переменного сечения: автореф. дис. канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» / Л. С. Казарян. – Ереван : 1976. – 17 с.
290. Коренев Б. Г. Некоторые задачи теории упругости и теплопроводности, решаемые в бесселевых функциях / Б. Г. Коренев. – М. : Фитматгиз, 1960. – 458 с.
291. Масленников А. М. Расчет строительных конструкций численными методами / А. М. Масленников. – Л. : из-во ленингр. гос. ун-та, 1987. – 224 с.
292. Ржаницын А. Р. Устойчивость равновесия упругих систем / А. Р. Ржаницын. – М. : ГИТТЛ, 1955. – 435 с.
293. Филин А. П. Матричная форма методов строительной механики. – Вып. 1-4 / А. П. Филин. – Л. : ЛИИЖД, 1965. – 183 с.
294. Черняк А. М. Матрицы жесткости и податливости элемента переменной жесткости. Исследования по строительным конструкциям и фундаментам. Сб. науч. трудов Томского политехн. ин-та / А. М. Черняк. – Томск: ТПИ, 1980. – С. 42–50.
295. Шандрук П. П. Геометрия поперечного сечения стержней переменной жесткости / Физико-математические методы в строительном

материаловедении. Сб. научн. трудов БТИСМ и МИСИ / П. П. Шандрук. – Белгород-Москва, 1987. – 142 с.

296. Laslo K. A. Valtozo inercianyomateku Melyepitestud / K. A. Laslo. Szemle № 7, 1983. – Old. 304–309.

297. Maccduff Y. N. Vibration Frequency Charts. Machine Desing / Y. N. Maccduff, R. P. Felgar. February, 1957. – P. 7.

298. Гольдштейн Ю. Б. Вариационные задачи статики оптимальных стержневых систем / Ю. Б. Гольдштейн, М. А. Соломещ. – Л. : из-во ленинградского ун-та, 1980. – 208 с.

299. Нисенбойм О. Б. К расчету стержневых систем с переменной жесткостью / О. Б. Нисенбойм. – Кишинев, 1978. Деп. в МолдНИИНТИ 15.02 78.

300. Смирнов А. Ф. Строительная механика. Стержневые системы: Ученик для вузов / [А. Ф. Смирнов, А. В. Александров, Б. Я. Лащеников, Н. Н. Шапошников]. Под ред. А. Ф. Смирнова. – М. : Стройиздат, 1981. – 386 с.

301. Liu Longuan Approximate estimate on the deflection a beam with variable moment of inertia / Lixu yu shijicu / Mech. and Prakt. – 1993. – № 2. – S. 62–63.

302. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический. В 2-х кн. Кн. 1 / Под ред. А. А. Уманского. Изд. 2-е. – М. : Стройиздат, 1972. – 600 с.

303. Шипков О. И. Реактивные усилия стержней переменного сечения для расчета конструкций на прочность. В кн. Исследования по теории и методам расчета строительных конструкций / О. И. Шипков. – М. : ЦНИИСК им. Кучеренко, 1982. – С. 113–128.

304. Беляев Н. М. Сопротивление материалов. 15-е изд. / Н. М. Беляев. – М. : Наука, 1976. – 587 с.

305. Голишев А. Б. Проектирование железобетонных конструкций. Справочное пособие. Под ред. А. Б. Голишева / А. Б. Голишев, В. Я. Бачинський. – К. : 1990. – 544 с.

306. Писаренко Г. С. Сопротивление материалов. Под ред. Г. С. Писаренко. 5 изд., перер. и доп. / Г. С. Писаренко. – К. : Вища школа, 1986. – 775 с.

307. Власов Г. М. Определение напряжений в элементах переменной высоты с учетом пластических свойств бетона и арматуры. Исследование работы искусственных сооружений / Г. М. Власов, Быкова Н. М. – Новосибирск: 1982. – С. 20–24.

308. Климов Ю. А. Теория и расчет прочности, трещиностойкости и деформативности железобетонных элементов при действии поперечных сил: дис. доктора техн. наук: 05.23.01 / Юлій Анатолійович Климов. – К. : 1992. – 453 с.

309. Бамбура А. М. Основні положення розрахунку бетонних та залізобетонних конструкцій по національному документу (ДБН), що розробляється. Будівельні конструкції: Зб. наук. праць у 2-х томах. / Бамбура А. М., Барашиков А. Я., Гурківський А. Б. – К. : НДІБК, 2005. – Вип. 62. – Том 1. – С. 36–43.

310. Карпенко Н. И. Общие модели механики железобетона / Н. И. Карпенко. – М. : Стройиздат, 1996. – 416 с.

311. Методические рекомендации по уточненному расчету железобетонных элементов с учетом полной диафрагмы сжатия бетона / А. Н. Бамбура, В. Я. Бачинский, Н. В. Журавлева, И. Н. Пешкова. – К. : НИИСК Госстроя СССР, 1987. – 25 с.

312. Бамбура А. М. До аналітичного описання діафрагми механічного стану бетону при одноразовому короткочасному деформуванні. Будівельні конструкції: Зб. наук. праць / А. М. Бамбура. – К. : НДІБК, 2002. – Вип. 57. – С. 31–34.

313. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування. ДБН В.2.6-98: 2009. Видання офіційне. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 145 с.

314. Проектування бетонних конструкцій. EN 1992 – 1-1: 2004: Е. Еврокод 2: / CEN-2004.

315. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. СП 52-101 03. Свод правил / Госстрой РФ. – М. : 2003. – 125 с.

316. Бетонные и железобетонные конструкции. СНБ 5.03.01.-02 Министерство строительства и архитектуры Республики Беларусь. – Минск : 2003. – 140 с.

317. Будівництво у сейсмічних районах України. ДБН В.1.1.-12:2006. Видання офіційне. (Чинні від 2007-01-02.). – К. : Мінбуд України, 2006. – 82 с.

318. Вычислительный комплекс SCAD / [Карпиловский В. С., Криксунов Э. З., Маляренко А. А., Перельмутер А. В. и др.] – М. : Изд-во СКАД СОФТ, 2007. – 609 с.

319. Болотин В. В. Динамическая устойчивость упругих систем / В. В. Болотин. – М. : Гостехиздат, 1956. – 600 с.

320. Болотин В. В. Неконсервативные задачи теории упругой устойчивости / В. В. Болотин. – М. : Физматгиз, 1961. – 339 с.

321. Шкураков Л. В. Прочность и устойчивость внецентренно сжатых тонкостенных стержнем с учетом остаточных напряжений и развития пластических деформаций: атореф. дис. канд. техн. наук: спец. 05.23.01. «Будівельні конструкції, будинки та споруди» / Л. В. Шкураков. – К. : 1985. – 24 с.

322. Янг Ю. И. Изгибно-крутильные деформации тонкостенных стержней открытого профиля. Теория и расчет / Ю. И. Янг. – М. : Гостехиздат, 1952. – 108 с.

323. Корноухов А. В. Прочность и устойчивость стержневых систем. / А. В. Корноухов. – М. : Госстройиздат, 1949. – 376 с.

324. Корноухов А. В. Точный метод проверки устойчивости плоских рам. – Весник инженеров и техников, 1937. - С. 152-156.

325. Сливкер В. И. Строительная механика. Вариационные основы / В. И. Сливкер. – М. : АСВ, 1962. – 736 с.

326. Смирнов А. Ф. Устойчивость и колебания сооружений. / А. Ф. Смирнов. – М. : Трансжелдориздат, 1958. – 572 с.

327. Стрелецкий Н. Н. Расчет элементов стальных конструкций по критерию предельных пластических деформаций. / Стрелецкий Н. Н., Бельский Г. Е., Любаров Б. И., Чернов А. Л. – М. : Промышленное строительство, 1978. – № 6. – С. 7–11.

328. Баженов В. А. Оптимизация оболочек вращения с ограничениями по прочности / Баженов В. А., Гуляев В. И., Кошкин В. Л., Шинкарь Ю. А. – К. : Строительная механика и расчет сооружений, 1988. – № 6. – С. 1–5.

329. Баженов В. А. Метод скінченних елементів у задачах нелінійного деформування тонких та м'яких оболонок / Баженов В. А., Цихановський В. К., Кислоокий В. М. – К. : КНУБА, 2000. – 386 с.

330. Металеві конструкції: Загальний курс: Підручник для вищих навчальних закладів / Нілов О. О., Пермьяков В. О., Шимановський О. В., Білик С. І. Лавріненко Л. І., Белов І. Д., Володимирський В. О. 2-е вид., перероблене і доповнене // Під загальною редакцією О. О. Нілова та О. В. Шимановського. – К. : Видавництво «Сталь», 2010. – 869 с.

331. Любченко І. Г. Проектування і будівництво складів для зберігання сільськогосподарських продуктів / І. Г. Любченко. – К. : Будівельник, 1983. – 64 с.

332. Першаков В.М. Експериментальні дослідження тришарнірних залізобетонних рам. Будівництво України. – К. : 2011. – № 1. – С. 17–22.

333. Белятинський А. О. Металеві конструкції. Метали і зварювання в будівництві / Белятинський А. О., Першаков В. М., Пилипенко О. І., Кужель Н. І., Гирич В. Ю., Лапенко О. І. / Навч. посібн. (англ. мовою). – К. : НАУ. – 2013. – 208 с. (Гриф МОН України. Лист № 1/11-9776 від 10.06.2013).

334. Першаков В. М. Ефективні конструкції одноповерхових багато-прогонових та зблокованих рамних каркасів. Будівництво України. – К. : 2012, – № 2. – С. 5–10.

335. Першаков В. М. Проектування залізобетонних рамних конструкцій з несущими елементами змінного перерізу. Проблеми Розвитку міського середовища: Наук.-техн. збірник. – К. : НАУ, 2012. – Вип. 7. – С. 192–199.

336. Першаков В. М., Петрова Т. В. Будівництво НСК «ОЛІМПІЙСЬКИЙ». Проблеми Розвитку міського середовища: Наук.-техн. збірник / – К. : НАУ, 2012. – Вип. 7. – С. 188–191.

337. Першаков В. М. Особливості проектування каркасних будівель з залізобетонними рамними конструкціями. Проблеми Розвитку міського середовища: Наук.-техн. збірник. – К. : НАУ, 2012. – Вип. 8. – С. 191–200.

338. Barabash M. S., Pershakov V. M. Some aspects of NSC «OLIMPIYSKIY» variant designing on the base of modern technologies. V Всемирный конгрес «Авиация в XXI столетии». Безопасность в авиации и космические технологии. 25-27 сентября 2012 г. – К. : НАУ, 2012. – С. 9.16–9.19.

339. Першаков В. М., Редько Є. М. Напружено-деформований стан покриттів злітно-посадкової смуги у аеропорту Донецьк від колісної дії літака А380-800. Матеріали Междунар. научно-практ. конференции. «Современные компьютерно-инновационные технологии проектирования, строительства, эксплуатации автодорог и аэродромов». 1-4 ноября 2012. – Харьков, 2012. – С. 230–240.

340. Першаков В. М. Безкаркасні будівлі багатоцільового призначення / Першаков В. М., Луценко О. К., Петрова Т. О., Соловйов О. С. / Вісник НАУ. – 2012. – № 3. – С. 114–118.

341. Першаков В. М. Створення ефективних типів залізобетонних рамних конструкцій з несучими елементами змінного перерізу. Збірник наукових праць. Науковий вісник будівництва. – Харків : ХНУБА, 2012. – Вип. 67. – С. 425–431.

342. Першаков В. М., Белятинський А. О. Розвиток перевірки точних методів розрахунку конструкцій. Проблеми Розвитку міського середовища: Наук.-техн. збірник / – К. : НАУ, 2013. – Вип. 10. – С. 15–23.

343. Першаков В. М. Залізобетонні таврові прогони для покриття будівель. Проблеми Розвитку міського середовища: Наук.-техн. збірник / – К. : НАУ, 2013. – Вип. 10. – С. 103–110.

344. Першаков В. М. Ефективні конструкції покриттів каркасних будівель. Проблеми Розвитку міського середовища: Наук.-техн. збірник / – К. : НАУ, 2013. – Вип. 9. – С. 140–146.

345. Першаков В. М. Ефективні конструкції стінових панелей каркасних будівель. Проблеми системного підходу в економіці. Зб. наук. пр. – Вип. 43. – К. : НАУ, 2012. – С. 206–213.

346. Першаков В. М. Досвід розробки і використання ефективних конструкцій фундаментів. Будівництво України. – К. : 2013. – № 3. – С. 2–7.

347. Першаков В. М. Ефективні таврові прогони для покриття будівель. Промислове будівництво та інженерні споруди. – К. : 2013. – № 2. – С. 16–20.

348. Першаков В. М., Близнюк Т. В. Проектування вертодромів в умовах міської забудови. Вісник Інженерної Академії України. – К. : 2013. – № 1. – С. 270–274.

349. Першаков В. М. Особливості проектування каркасних будівель з залізобетонними рамними конструкціями. Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво) / ДП НДІБК. – Київ, ДП НДІБК. – Вип. 78. – 2013. – С. 115–121.

350. Першаков В. М., Петрова Т. О., Лисницька К. М. Сучасні будівлі з рамних конструкцій. Вісник НАУ. – К. : 2013. – № 2. – С. 136–140.

351. Першаков В. М. Методика з проектування економічних залізобетонних конструкцій. Проблеми системного підходу в економіці. Зб. наук. пр. – Вип. 44. – К. : НАУ, 2013. – С. 195–210.

352. Першаков В. М. Ефективні типи залізобетонних рамних конструкцій. Містобудування та територіальне планування: Наук.-техн. збірник. – К. : КНУБА, 2013. – Вип. 48. – С. 329–335.

353. Залізобетонна рамна конструкція. Патент України на корисну модель № 94254 / Першаков В. М., Белятинський А. О., Барабаш М. С.,

Лисницька К. М., Ромашкіна М. А. Зареєстровано в Держреєстрі патентів України на корисні моделі 10.11.2014.

354. Першаков В. М., Лисницька К. М. Розрахунок і оцінка надійності будівель з урахуванням ризиків прогресуючого обвалення. Матеріали XI Міжнародн. наук.-техн. конференції «Авіа–2013» 21-23 травня 2013 р. – К. : НАУ, 2013. – Т. 4. – С. 25.1–25.4.4.

355. Першаков В. М., Близнюк Т. В. Особливості проектування вертолітних майданчиків на дахах будівель. Матеріали XI Міжнародн. наук.-техн. конференції «Авіа–2013» 21-23 травня 2013 р. – К. : НАУ, 2013. – Т. 4. – С. 25.9–25.12.

356. Першаков В. М. Вертодроми / Першаков В. М., Белятинський А. О., Близнюк Т. В., Семироз Н. Г. / Монографія. – К. : Видавництво НАУ, 2014. – 370 с.

357. Першаков В. М., Близнюк Т. В. Жорсткі вертодромні покриття. – К. : Будівництво України. – 2014. – № 1. – С. 43–45.

358. Першаков В. М., Близнюк Т. В. Перспективи використання вертолітного транспорту в Україні. Проблеми розвитку міського середовища: Наук.-техн. збірник. – К. : НАУ, 2014. – Вип. 1(11). – С. 306–315.

359. Першаков В. М., Лисницька К. М. Урахування ризиків виникнення аварії при проектуванні будівель та споруд. Проблеми розвитку міського середовища: Наук.-техн. збірник. – К. : НАУ, 2014. – Вип. 2(12). – С. 335–344.

360. Першаков В. М. Найкращі хмарочоси світу / В. М. Першаков, Н. Г. Семироз, К. М. Лисницька. – К. : Будівництво України. – 2014. – № 4. – С. 36–40.

361. Першаков В. М. Вертодроми / В. М. Першаков, А. О. Белятинський, Т. В. Близнюк, Н. Г. Семироз. – К. : Будівництво України. – 2014. – № 3. – С. 35–37.

362. Першаков В. М. Протипожежний захист висотних будівель / В. М. Першаков, Н. Г. Семироз, К. М. Лисницька // Перспективні напрямки світової науки. Збірник статей учасників 22 Всеукраїнської наук.-практ. конференції. Інноваційний потенціал світової науки – XXI ст. – Том 2. – Запоріжжя, 2014. – С. 72–74.

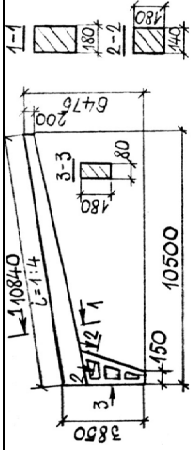
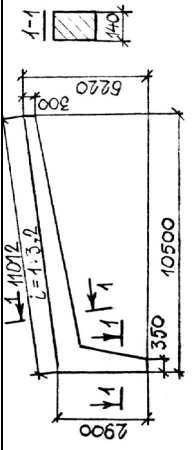
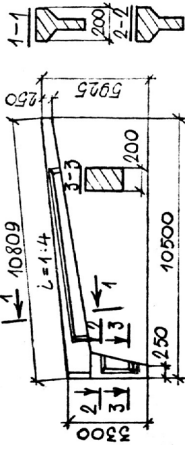
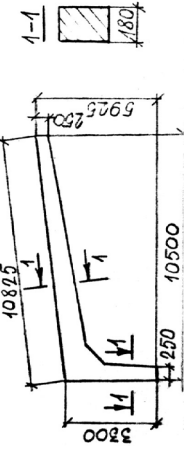
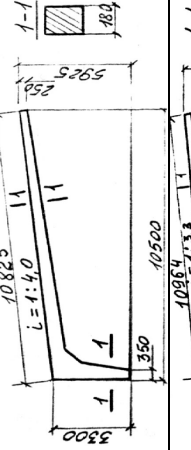
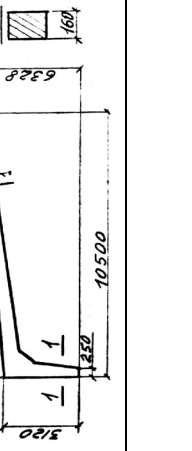
ПРИЛОЖЕНИЕ А

- Таблица А.1.4. Показатели железобетонных полурам
- Таблица А.1.7. Техническая характеристика рам
- Таблица А.1.8. Типовые конструкции железобетонных полурам серии 1.822-2 (вып. 5.6)
- Таблица А.1.9. Сравнение вариантов конструктивного решения полнокаркасных сельскохозяйственных сооружений пролетом 21м
- Таблица А.1.10. Сравнение вариантов конструктивного решения полнокаркасных сельскохозяйственных сооружений пролетом 18 и 21м (нормативная снеговая нагрузка 70 кг/м²)
- Таблица А.2.3. Таблица жёсткостей для стержней рамы прямоугольного сечения
- Таблица А.2.4. Таблица жёсткостей для стержней рамы двутаврового сечения
- Таблица А.2.5. Таблица жёсткостей для стержней рамы таврового сечения
- Таблица А.3.6. Результаты испытания трехшарнирных железобетонных рам
- Таблица А.5.1. Сравнение усилий в рамных каркасах
- Таблица А.5.2. Техничко-экономические показатели конструктивных решений многопролётных сооружений
- Таблица А.5.3. Ограждающие конструкции из азбестоцемента
- Таблица А.5.4. Железобетонные элементы каркаса и покрытия
- Таблица А.5.5. Техничко- экономические показатели полурам РЖР (ЦНИИЭПсельстрой)
- Таблица А.6.1. Сборные железобетонные прогоны для сельскохозяйственных сооружений с шагом несущих конструкций 6,0 м
- Таблица А.6.3. Техничко-экономические показатели конструктивных решений фундаментов под опоры трехшарнирных железобетонных рам
- Таблица А.6.5. Техничко-экономические показатели конструктивных решений отдельных фундаментов

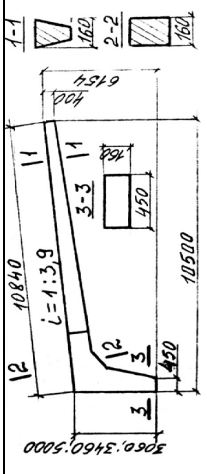
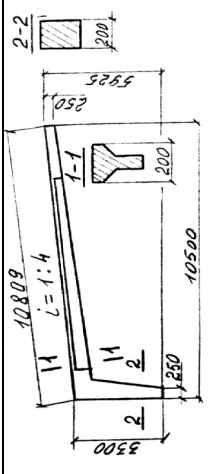
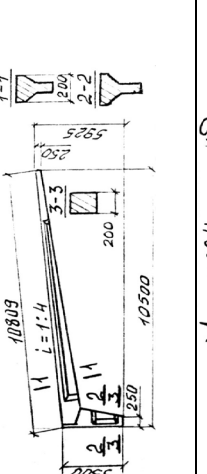
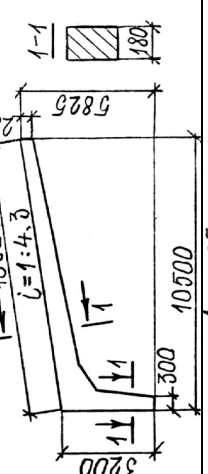
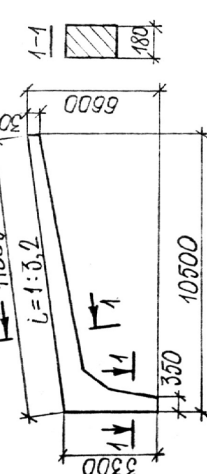
Таблица А.1.4

Показатели железобетонных полурам									
№	Автор разработчик, условные обозначения	Схема полурам	Цельные или состав- ные полурами	Пролет, м	Шаг, м	Расчет- ные наг- рузки на ригель, кН/м	Масса, т	Объем бетона, м ³ , класс бетона	Расход стали, кг класс рабочей арматуры
1	ЦНИИЭПсельстрой, Гипрооргсельстрой, НИИЖБ		Состав- ные	21,0	6,0 (4,5)	7,5	1,87	$\frac{0,75}{B30}$	$\frac{160,6}{A-III}$
2	Проектный институт Омскколхозпроект		Состав- ные	21,0	3,0	10,0	2,50	$\frac{0,99}{B30}$	$\frac{206,9}{A-III}$
3	Запорожский филиал института Укрколхозпроект		Цельные	20,6	6,0	13,5	2,30	$\frac{0,92}{B30}$	$\frac{326,0}{A-III}$
4	ЦНИИЭПсельстрой, НИИЖБ, Крымоблмежколхозстрой		Состав- ные	21,0	6,0 (4,5)	13,5	1,88	$\frac{0,75}{B30}$	$\frac{222,3}{A-III}$

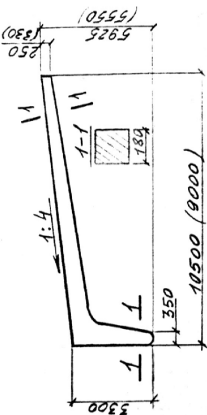
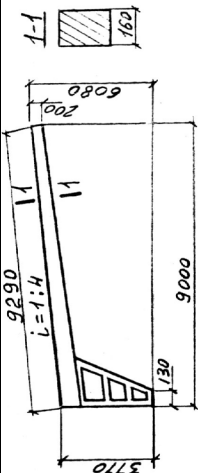
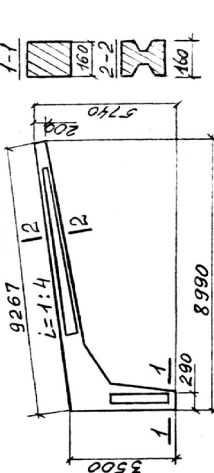
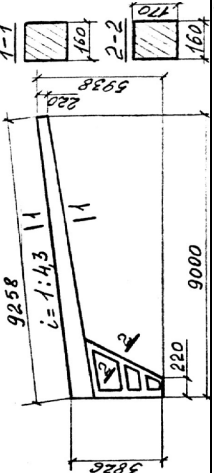
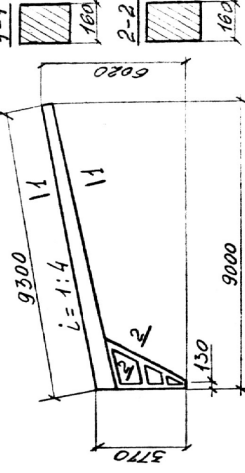
Продолжение табл. А.1.4

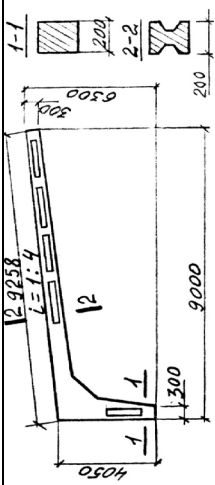
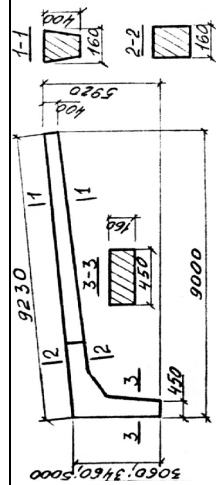
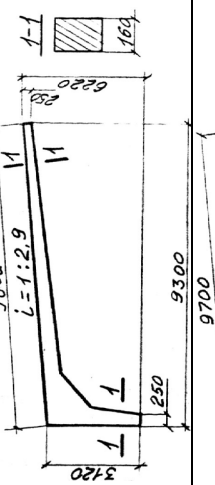
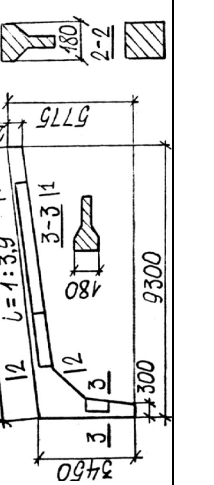
5	Одесский Облмежколхозстрой		Состав- ные	21,0	6,0	14,0	2,35	$\frac{0,94}{B30}$	$\frac{300,6}{A-III}$
6	Главприоккстрой, трест Оргпромстрой		Цельные	21,0	4,0	14,0	2,80	$\frac{1,12}{B30}$	$\frac{274,3}{A-III}$
7	Гипрооргсельстрой, НИИЖБ, Молдавколхозпроект		Состав- ные	21,0	6,0 (4,5)	14,5	1,87	$\frac{0,75}{B30}$	$\frac{263,3}{A-II}$
8	Иркутскколхозпроект		Цельные	21,0	4,0	15,0	3,25	$\frac{1,30}{B30}$	$\frac{317,75}{A-III}$
9	ЦНИИЭПсельстрой		Цельные	21,0	6,0	15,0	3,25	$\frac{1,30}{B20}$	$\frac{217,7}{A-III}$ $\frac{268,0}{A-II}$
10	Полтавский филиал института Укрколхозпроект		Цельные	21,0	4,0	15,0	2,62	$\frac{1,05}{B30}$	$\frac{237,0}{A-III}$

Продолжение табл. А.1.4

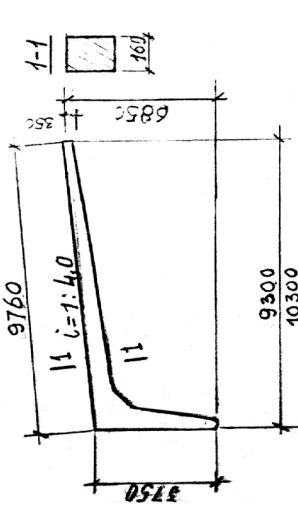
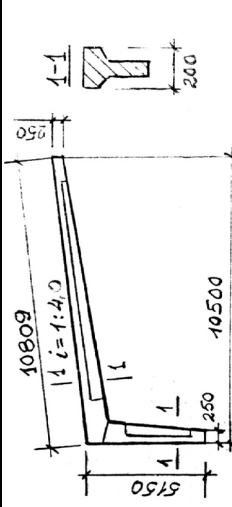
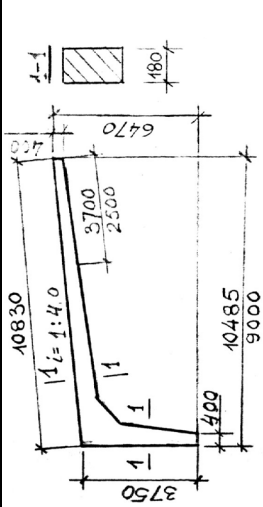
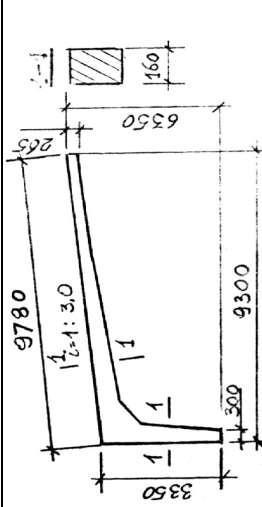
11	Гипрооргсельстрой		Состав- ные	21,0	6,0	15,0	2,15	$\frac{0,86}{B30}$	$\frac{242,3}{A-III}$ $\frac{314,4}{A-III}$ $\frac{396,7}{A-III}$
12	Укрколхозпроект, УкрНИИГипросельхоз, с участием Днепропетровского Облмежколхозстроя и филиала Укрколхозпроект		Цельные	21,0	6,0	16,0	2,35	$\frac{0,94}{B30}$	$\frac{266,0}{A-III}$
13	Гипрооргсельстрой, НИИЖБ		Состав- ные	21,0	6,0 (4,5)	16,0	1,87	$\frac{0,75}{B30}$	$\frac{272,8}{A-III}$
14	Молдавский Межколхозстройпроект		Цельные	21,0	6,0	16,0	3,12	$\frac{1,25}{B30}$	$\frac{246,5}{A-III}$
15	Татколхозпроект		Цельные	21,0	6,0	16,3	3,0	$\frac{1,20}{B20}$	$\frac{312,1}{A-II}$

16	Харковский филиал института Укрколхозпроект		Цельные	20,6	6,0	16,9	2,74	$\frac{1,10}{B30}$	$\frac{271,5}{A-III}$
17	УкрНИИгипросельхоз (керамзитобетонная полурама)		Составные	21,0	6,0	18,5	1,69	$\frac{0,94}{B30}$	$\frac{361,1}{A-III}$
18	Николаевский филиал института Укрколхозпроект		Цельные Цельные	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	Черниговский филиал института Укрколхозпроект		Цельные	21,0	6,0	19,7	3,20	$\frac{1,28}{B30}$	$\frac{272,95}{A-III}$
			Цельные	21,0	6,0	26,0	3,68	$\frac{1,47}{B30}$	$\frac{414,0}{A-III}$

20	ЦНИИЭСельстрой, НИИЖБ, Черкасский Облмежколхозстрой и филиал института Укрколхозпроект		Цельные	21,0	6,0	19,0	3,25	$\frac{1,30}{B30}$	$\frac{308,3}{A-III}$
21	Херсонский филиал института Укрколхозпроект		Состав- ные с решет- частыми стойками	18,0	3,0	6,0	1,7	$\frac{0,68}{B30}$	$\frac{240,0}{A-III}$
22	ЦНИИЭСельстрой		Цельные	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	Крымский филиал института Укрколхозпроект		Состав- ные	18,0	4,0	12,6	1,94	$\frac{0,78}{B30}$	$\frac{222,6}{A-III}$
24	Трест Курсксельхозстрой		Состав- ные	18,0	4,0	13,0	1,65	$\frac{0,66}{B30}$	$\frac{217,7}{A-III}$

25	Приволжгипросельхозстрой		Цельные	18,0	3,0	14,8	3,20	$\frac{1,30}{B30}$	$\frac{220,7}{A-III}$
26	Гипрооргсельстрой		Состав- ные	18,0	6,0	15,0 18,0 21,0	1,88	$\frac{0,75}{B30}$	$\frac{177,8}{239,8}$ $\frac{307,6}{A-III}$
27	Молдавский Межколхозстройпроект		Цельные	18,6	4,8	11,5	2,34	$\frac{0,94}{B30}$	$\frac{176,0}{A-II}$
28	Росколхозстройобединение, Крайколхозпроект		Цельные	18,6	4,0	12,45	2,20	$\frac{0,88}{B30}$	$\frac{228,5}{A-II}$
29	Молдавский институт Колхозстройпроект		Цельные	18,6	6,0	15,0	2,35	$\frac{0,89}{B30}$	$\frac{234,0}{A-III}$

Продолжение табл. А.1.4

35	Пензенский инженерно-строительный институт		Цельные	18,6	4,0	21,90	2,60	$\frac{0,99}{B30}$	$\frac{446,0}{A-III}$
36	Всесоюзный заочный инженерно-строительный институт, Винницкий Облжекопхозстрой		Составные	21,0	6,0	12,0	2,15	$\frac{0,86}{B20}$	$\frac{330,7}{A-III}$
37	Гипрониисельхоз, ЦНИИЭПсельстрой, НИИЖБ		Цельные	21,0	6,0	18,0	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	Куйбышевсельхозпроект		Цельные	18,6	6,0	26,0	2,63	$\frac{1,05}{B30}$	$\frac{398,8}{A-III}$

Продолжение табл. А.1.4

39	ЦНИИЭПсельстрой, НИИЖБ		Состав- ные	18,0	6,0	21,0	1,95	$\frac{0,77}{B35}$ $\frac{0,79}{B35}$ $\frac{0,82}{B35}$	$\frac{335}{A-III}$ $\frac{286}{A-III}$ $\frac{399}{A-III}$
40	Укрколхозпроект, КИСИ		Состав- ные	18,0	6,0	14,5	2,3	$\frac{0,92}{B30}$ $\frac{0,92}{B35}$ $\frac{0,98}{B30}$	$\frac{222,3}{A-III}$ $\frac{260,9}{A-III}$ $\frac{299,6}{A-III}$ $\frac{354,8}{A-III}$

Таблица А.1.7

Техническая характеристика рам

Марка изделия	Класс бетона	Габариты		Расчетные нагрузки, кг/см ²	Объем бетона в одном элементе, м ³	Масса одного элемента, кг	Масса стали, кг				Номер серии	
		Сечение <i>b</i> × <i>h</i> , мм	<i>L</i> , мм				по классам		всего			
							А-1	А-Ш		Сталь прокатная Ст. 3		Общая масса
РЖ120-3 РЖ120-4	В30	160×3500	6175	<u>1000</u> 1250	0,42	1050	<u>17,34</u> 18,42	<u>68,18</u> 74,96	<u>5,72</u> 5,77	<u>91,29</u> 99,15	<u>6,75</u> 6,75	1.800-2 выпуск 3
РЖ162-1 РЖ162-2 РЖ162-4	В30	160×3500	8090	<u>800</u> <u>900</u> <u>1250</u>	0,68	1700	<u>25,68</u> <u>38,31</u> 38,65	<u>87,80</u> <u>95,44</u> 113,94	<u>7,09</u> <u>7,09</u> 7,09	<u>120,57</u> <u>140,34</u> 159,63	<u>8,29</u> <u>8,29</u> 8,29	
РЖ180-1 РЖ180-2 РЖ180-4	В30	160×3500	8990	<u>800</u> <u>900</u> <u>1250</u>	0,71	1780	<u>35,86</u> <u>35,86</u> 50,93	<u>107,78</u> <u>120,48</u> 152,80	<u>7,09</u> <u>7,09</u> 7,09	<u>150,71</u> <u>163,43</u> 210,82	<u>8,29</u> <u>8,29</u> 8,29	
РЖ210-1 РЖ210-2 РЖ210-3	В30	160×3500	10490	<u>800</u> <u>900</u> 1000	0,76	1900	<u>41,56</u> <u>55,65</u> 55,65	<u>161,98</u> <u>194,78</u> 247,26	<u>8,41</u> <u>8,41</u> 8,41	<u>211,95</u> <u>258,84</u> 281,32	<u>9,83</u> <u>9,83</u> 9,83	





Типовые конструкции железобетонных полурам серии 1.822-2 (вып. 5.6)

Марка полурамы	Равномерное распределенные нагрузки, кН/м				Класс бетона	Затраты материалов		Вес, т
	Расчетная		Нормативная			Бетон	Сталь	
	полная	в т.ч крат- ко- врем.	пол- ная	в т.ч крат- ко- врем.		м³	кг	
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)	

Примечание: в скобках приведены данные для рам пролетом 18 м

Таблица А.1.9

Сравнение вариантов конструктивного решения цельнокаркасных сельскохозяйственных сооружений с пролетом 21 м

Схема, нагрузка, шаг	Название конструктивного элемента	Марка	Масса, т	Класс бетона	Количество на секцию	Расходы материала				Стоимость, руб/м ²	Трудоемкость, чел.-час на м ²
						на элемент	на секцию	на 1 м ²			
								бетон, м ³	сталь, кг		
т.п. 801 Укр-НИИГипросельхоз, шаг 6 м 	Плита Балка Колонна Фундаментный башмак	ПКШ-2 БО-7,5 БД-6 – 2 КСЗ-420 СК2-36-2 СФК-10	110 2,30 1,30 1,04 0,36 1,02	В20 В30 В30 В20 В20 В15	14 2 1 2 2 4	0,5/57,9	7,1/811,3	10,03 100%	12,58 100%	12,02 100%	0,60 100%
						0,9/171,2	1,8/312,4				
						0,5/225,7	0,5/225				
						0,416/542	0,83/108				
						0,144/36,6	0,29/79,2				
						0,41/5,6	1,64/22,4				
ЦНИИЭСельстр, УКП, шаг 4 м 	Плита Полурама Фунд. башмак	ПР-2 РЖ-21-1500 ФР-16	0,72 3,25 1,75	В20 В20 В20	10,5 2 2	0,30/33,6	3,2/353	8,55 85,2%	11,95 95%	10,56 87,8%	0,42 70%
						1,3/29,7	2,6/594				
						0,695/28	1,39/56				
						Всего	7,19/1003				
						Всего	Всего				
						Всего	Всего				
ЦНИИЭСельстр, УКП, шаг 6 м 	Прогон Полурама Фундаментный башмак	ПР-1 РЖ-21-1500 ФР-16	0,43 3,25 1,76	В30 В20 В20	12 2 2	0,16/36,1	2,0/433	1,77 17,5%	8,6 68,4%	9,29 77,3%	0,59 98,3%
						1,3/297	2,6/591				
						0,695/28	1,39/55				
						Всего	5,99/1083				
						Всего	Всего				
						Всего	Всего				
Крымский ОМКС филиал УКП, ЦНИИЭСельстр, УКП, шаг 4 м 	Плита Полурама Фундаментный башмак	ПР-2 РЖ-21-Г ФР-16	0,72 1,95 1,75	В20 В30 В20	10,5 2 2	0,30/33,6	3,2/353,9	7,32 73,0%	11,7 93%	9,5 77,4%	0,48 80%
						0,78/286	1,56/572				
						0,695/28	1,39/56				
						Всего	6,15/981				
						Всего	Всего				
						Всего	Всего				

Продолжение табл. А.1.9






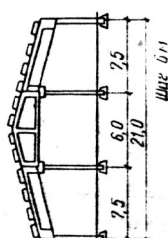
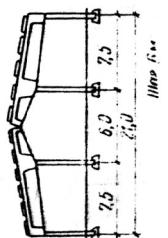
ЦНИИЭСельстр, УКП, шаг 6 м 	Плита Полурама Фундамент- ный башмак	ПР-1 РЖ-21-Т ФР-16	0,43 1,95 1,75	В30 В30 В20	12 2 2	0,167/36 0,78/286 0695/28 Всего	2,0/433 1,6/572 1,39/56 4,5/1061	3,93 39,2%	8,42 66,9%	8,45 70,3%	0,64 106,7%
Николаевский филиал УКП, шаг 6 м 	Плита Полурама Фундамент- ный башмак	СПР-60- 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 Всего	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%
Запорожский филиал УКП, шаг 4 м 	Плита Полурама Фундамент- ный 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 Всего	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%
Тернопольский филиал УКП, шаг 4 м 	Плита Полурама Фундамент- ный 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 Всего	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%
Одесский ОМКС, шаг 6 м 	Прогон Полурама Фундамент- ный 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 Всего	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%

Таблица А.1.10

**Сравнение вариантов конструктивного решения полнокаркасных сельскохозяйственных сооружений
пролетом 18 и 21 м (нормативная снеговая нагрузка 70 кг/м²) (Укркохозпроект, НИИСК)**

Схема, нагрузка, шаг	Название конструктивного элемента, марка	Масса, т	Класс бетона	Кол-во на секцию	Затраты материала				Стои- мость, 1 м ² , руб	
					на элемент	на секцию	на 1 м ²			
							бетон, м ³	сталь, кг		азбесто- цемен. лист
<div>Пролет 21 м, серия 1800, $q = 2,1$ м/м</div> <div></div>	Плита СПР60-200	1,19	B20	14	<u>0,48</u> 46,46	<u>6,74</u> 6500				
	Балка БС7.5-2	1,45	B25	2	0,58	1,16				
	Ферма ФБТ6-3	1,00	B30	1	123,0	246				
					0,40	0,40				
					119,0	119				
	Колонна СКТ3-54 – 1	0,31	B30	2	<u>0,524</u> 42,96	<u>1,05</u> 85,9			<u>10,32</u> 100%	
	Колонна СК2-36 – 2	1,36	B20	2	<u>0,144</u> 30,05	<u>0,29</u> 60,1			--	
Фундаментный башмак СФК-10	1,02	B15	4	<u>0,408</u> 5,64	<u>1,63</u> 22,5					
<div>ЦНИИЭСельстрой $q = 2,1$ м/м</div> <div></div>	Плита СПР-60 – 200	1,19	B20	14	<u>0,48</u> 46,46	<u>6,74</u> 650				
	Балка КБ-1080 – 1	2,00	B30	2	<u>0,79</u> 163,0	<u>1,58</u> 326				
	Колонна СКТ3-54 – 1	1,31	B30	2	<u>0,524</u> 42,96	<u>1,05</u> 85,9				
	Колонна СК2-36 – 2	0,36	B20	2	<u>0,144</u> 30,05	<u>0,29</u> 60,1				
	Фундаментный башмак СКФ-10	1,02	B15	4	<u>0,408</u> 5,64	<u>1,63</u> 22,5				
							<u>0,09</u> 100%	<u>9,10</u> 96,5%	---	<u>9,56</u> 95,5%

Продолжение табл. А.1.10

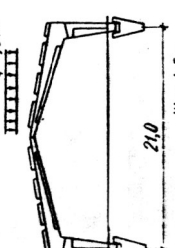
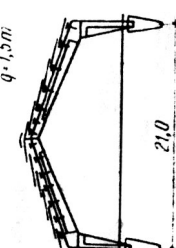
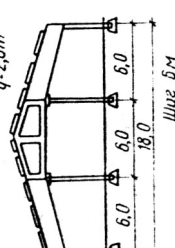
<p>Гипрооргсельстрой, Укркохозпроект, НИИСК $q = 1,5 \text{ м/м}$ $q \cdot 1,5 \text{ м}$</p> 	Плита ПР45×30	1,52	B20	6	0,608 4,42 0,328 33,78 0,85 272,1	3,65 386,5 0,66 67,6 1,70 544,1	0,07 81,0%	11,27 119,5%	—	9,24 92,5%
	Плита ПР45×15	0,82	B20	2						
	Рама РЖС-21 – 1500	2,12	B30	2						
	Фундамент СР-21 – 2	1,00	B20	2						
<p>Гипрооргсельстрой, Укркохозпроект, НИИСК $q \cdot 1,5 \text{ м}$</p> 	Настил из асбестоцементных листов УВ-7,5	33,0	-	84	-	-	-	-		
	Прогон ПЖТ-375	0,33	B30	16	0,133 33,4 0,85 272,1	2,13 534,0 1,70 541,1	0,037 41,2 %	9,1 97%	1,17	9,14 91,5%
	Рама РЖС-21 – 1500	2,12	B30	2						
	Фундамент СР-21 -2	1,00	B20	2	0,40 35,0	0,80 70,0				
<p>Пролет 18 м Серия 1.800 $q \cdot 2,0 \text{ м}$</p> 	Плита СПР-60 – 200	1,19	B20	12	0,48 76,45 0,34 80,0 0,40 119,0	5,76 557,0 0,68 160,0 0,40 119,0	0,089 100%	9,2 100%	--	11,32 100%
	Балка БС6-2	0,85	B20	2						
	Ферма ФБТ6-3	1,00	B30	1						
	Колона СКТЗ-48 – 1	1,17	B30	2	0,470 40,46 0,144 30,05	0,94 80,7 0,28 60,1				
	Колона СК2-36 – 2	0,36	B20	2						
	Фундаментный башмак СФК-10	1,02	B15	4	0,408 5,64	1,63 22,6				

Таблица жесткостей для стержней рамы прямоугольного сечения

Sti f.t ype	Name	Parameters (sections- (cm) finite rigidity- (t,m) distr.weight- (t,m))
1	Rect. bar 20 X 75	Ro=2.75, E=3e+006, GF=0, B=20, H=75 EF=450000, EIy=21093.7, EIZ=1.5e+003, GIk=0 Y1=0.0333, Y2=0.0333, Z1=0.125, Z2=0.125
2	Rect. bar 20 X 67.5	Ro=2.75, E=3e+006, GF=0, B=20, H=67.5 EF=405000, EIy=15377.3, EIZ=1.35e+003, GIk=0, Y1=0.0333, Y2=0.0333, Z1=0.112, Z2=0.112
3	Rect. bar 20 X 60	Ro=2.75, E=3e+006, GF=0, B=20, H=60 EF=360000, EIy=10800, EIZ=1.2e+003, GIk=0 Y1=0.0333, Y2=0.0333, Z1=0.1, Z2=0.1
4	Rect. bar 20 X 52.5	Ro=2.75, E=3e+006, GF=0, B=20, H=52.5 EF=315000, EIy=7235.16, EIZ=1.05e+003, GIk=0 Y1=0.0333, Y2=0.0333, Z1=0.0875, Z2=0.0875
5	Rect. bar 20 X 45	Ro=2.75, E=3e+006, GF=0, B=20, H=45 EF=270000, EIy=4556.25, EIZ=900, GIk=0 Y1=0.0333, Y2=0.0333, Z1=0.075, Z2=0.075
6	Rect. bar 20 X 37.5	Ro=2.75, E=3e+006, GF=0, B=20, H=37.5 EF=225000, EIy=2636.72, EIZ=750, GIk=0 Y1=0.0333, Y2=0.0333, Z1=0.0625, Z2=0.0625
7	Rect. bar 20 X 30	Ro=2.75, E=3e+006, GF=0, B=20, H=30 EF=180000, EIy=1350, EIZ=600, GIk=0 Y1=0.0333, Y2=0.0333, Z1=0.05, Z2=0.05

Таблица жесткостей для стержней рамы двутаврового сечения

Stiff. type	Name	Parameters (sections- (cm) finite rigidity- (t,m) distr.weight- (t,m))
1	I-Section 10 X 30	Ro=2.75, E=3e+006, GF=0, B=10, H=30, B1=20, H1=7, B2=20, H2=7 EF=132000, EIy=1247.6, EIZ=320, GIk=0 Y1=0.0242, Y2=0.0242, Z1=0.063, Z2=0.063
2	I-Section 10 X 37.5	Ro=2.75, E=3e+006, GF=0, B=10, H=37.5, B1=20, H1=7, B2=20, H2=7 EF=154500, EIy=2312.27, EIZ=339, GIk=0 Y1=0.0219, Y2=0.0219, Z1=0.0798, Z2=0.0798
3	I-Section 10 X 45	Ro=2.75, E=3e+006, GF=0, B=10, H=45, B1=20, H1=7, B2=20, H2=7 EF=177000, EIy=3811.47, EIZ=357, GIk=0 Y1=0.0202, Y2=0.0202, Z1=0.0957, Z2=0.0957
4	I-Section 10 X 52.5	Ro=2.75, E=3e+006, GF=0 B=10, H=52.5, B1=20, H1=7, B2=20, H2=7 EF=199500, EIy=5808.49, EIZ=376, GIk=0 Y1=0.0189, Y2=0.0189, Z1=0.111, Z2=0.111
5	I-Section 10 X 60	Ro=2.75, E=3e+006, GF=0 B=10, H=60, B1=20, H1=7, B2=20, H2=7 EF=222000, EIy=8366.6, EIZ=395, GIk=0 Y1=0.0178, Y2=0.0178, Z1=0.126, Z2=0.126
6	I-Section 10 X 67.5	Ro=2.75, E=3e+006, GF=0 B=10, H=67.5, B1=20, H1=7, B2=20, H2=7 EF=244500, EIy=11549.1, EIZ=414, GIk=0 Y1=0.0169, Y2=0.0169, Z1=0.14, Z2=0.14
7	I-Section 10 X 75	Ro=2.75, E=3e+006, GF=0 B=10, H=75, B1=20, H1=7, B2=20, H2=7 EF=267000, EIy=15419.2, EIZ=432, GIk=0 Y1=0.0162, Y2=0.0162, Z1=0.154, Z2=0.154

Таблица жесткостей для стержней рамы таврового сечения

Sti f.t ype	Name	Parameters (sections- (cm) finite rigidity- (t,m) distr.weight- (t,m))
1	T-section 10 X 30	Ro=2.75, E=3e+006, GF=0, B=10, H=30, B1=20, H1=7 EF=111000, EIy=908.757, EIZ=198, GIk=0
2	T-section 10 X 37.5	Ro=2.75, E=3e+006, GF=0, B=10, H=37.5, B1=20, H1=7 EF=133500, EIy=1738.49, EIZ=216, GIk=0
3	T-section 10 X 45	Ro=2.75, E=3e+006, GF=0, B=10, H=45, B1=20, H1=7 EF=156000, EIy=2942.75, EIZ=235, GIk=0
4	T-section 10 X 52.5	Ro=2.75, E=3e+006, GF=0, B=10, H=52.5, B1=20, H1=7 EF=178500, EIy=4585.17, EIZ=254, GIk=0
5	T-section 10 X 60	Ro=2.75, E=3e+006, GF=0, B=10, H=60, B1=20, H1=7 EF=201000, EIy=6729.22, EIZ=273, GIk=0
6	T-section 10 X 67.5	Ro=2.75, E=3e+006, GF=0, B=10, H=67.5, B1=20, H1=7 EF=223500, EIy=9438.32, EIZ=291, GIk=0
7	T-section 10 X 75	Ro=2.75, E=3e+006, GF=0, B=10, H=75, B1=20, H1=7 EF=246000, EIy=12775.8, EIZ=310, GIk=0

Таблица А.3.6

Результаты испытания тришарнирных железобетонных рам

№ п/п	Марка рамы, место испытания, характеристика полурам	Участники испытания	Класс бетона на прочность, МПа	Граница текучести арматуры по проекту, МПа	Горизон- тальное переме- щение опор рамы при нор- мативной нагрузке, мм	Вертикальное перемещение гребневого шарнира при нормативной нагрузке, мм	Максималь- ное раскры- тие трещин на уровне арматуры при норма- тивной нагрузке, мм	Отношение опытной разрушающей нагрузки к расчетной $c = \frac{P_{исп}}{P_{рас}}$	Характер и место разрушения рамы	Разкрепления ригеля рамы по длине, м
1П	РЖС-21-1350 (рис. 2.38) г. Винница завод ЖБК Облмежкол- хозстрой (составная таврового сечения)	Гипрооргсель- строй, НИИСК, УкрНИИГипро- сельхоз с участием автора	В30 31,2 – 30,4 по молотку Кашкарова	365 А-III 488,5 447,3 по сертификату	7,7	$\frac{50,2}{1/418}$	0,12 ригель, стойки	18,884/ 13,244= 1,43	Испытания по схеме рис. 3.11. Разруше- ние стойки рамы в сечении возле кар- низного узла в про- дольной растянутой арматуре до начала раздробления бетона сжатой зоны (рис. 3.16, 3.17)	Через 1,5 м. Потери местной или общей устойчивости элементов рамы не наблюдались
2П	РЖС-21-1600 (рис. 2.38) г. Винница завод ЖБК Облмежкол- хозстрой (составная таврового сечения)	Гипрооргсель- строй, НИИСК, УкрНИИГипро- сельхоз с участием автора	В30 27,5 – стойки 28,9 – ригели по Кашкарову	365 А-III 407,1	8,4	$\frac{55,9}{1/376}$	0,12-0,20 ригель 0,17-0,22 стойки	20,719/ 15,696= 1,32	Испытание по схеме рис. 3.11. Разруше- ние стойка рамы в сечении около кар- низного узла. Теку- щая продольной растянутой арматуры до начала раздрос- ления бетона сжатой зоны	Через 1,5 м. Потери местной или общей устойчивости элементов рамы не наблюдались

Продолжение табл. А.3.6

3 П	РЖС-21-1600 (рис. 2.38) г. Винница завод ЖБК Облмежкол- хозстрой (составная таврового сечения)	Гипрооргсель- строй, НИИСК, УкрНИИГипро- сельхоз с участием автора	$\frac{B30}{27,5}$	$\frac{365 \text{ А-III}}{409,1}$	8,5	$\frac{52,0}{1/404}$	0,11-0,15 стойки, ригель	20,601/ 15,696= 1,31	Испытания по схеме рис. 3.11. Разрушение стойки рамы в сечении возле карнизного узла. Текучесть продольной растя- нутой арматуры до начала раздробле- ния бетона сжатой зоны (рис.3.14)	Через 1,5 м. Потери местной или общей устойчивости элементов рамы не наблюдалось
4 П	РЖС-21-1350 (рис. 2.38) г. Бахчисарай завод ЖБК Крымобл- межколхоз- стройка (составная таврового сечения)	ЦНИИЭП- сельстрой, Гипроорг- сельстрой, УкрНИИГип- росельхоз с участием автора	$\frac{B30}{31,7}$	$\frac{365 \text{ А-III}}{458,6}$	8,0	$\frac{54,0}{1/309}$	0,13 стойки, ригель	16,971/ 13,244= 1,28	Испытания по схеме, рис. 3.9. До разрушения не довели (рис. 3.18, 3.19)	Через 1,5 м. Потери местной или общей устойчивости элементов рамы не наблюдалось
5П	РЖС-18-1600 (рис.2.38) м. Бахчисарай завод ЗБВ Крымоблмеж -колхозстрой (составная таврового сечения)	Гипроорг- сельстрой, НИИЖБ, УкрНИИГип- росельхоз с участием автора	$\frac{B30}{41,1}$	$\frac{365 \text{ А-III}}{398,3}$	----	$\frac{38,0}{1/474}$	0,05-0,16 стойка	24,182/ 15,696= 1,54	Испытания по схеме, рис. 3.9. Разрушение стойки рамы возле карниз- ного узла. Теку- честь арматуры до начала раздробле- ния бетона стисну- той зоны. (рис. 3.20, 3.21)	Через 1,5 м. Потери местной или общей устойчивости элементов рамы не наблюдалось

Продолжение табл. А.3.6

6П	РЖС-18-1600 (рис. 2.38) г.Бахчисарай завод ЖБК Крымобл- межколхоз- стройка (составная таврового сечения)	Гипроорг- сельстрой, ЦНИИЭП- сельстрой, УкрНИИГип- росельхоз с участием автора	<u>В30</u> 15,7	<u>365 А-III</u> 402,2	---	<u>60,0</u> 1/300	0,1-0,2 стойка, 0,5 карниз- ный узел	17,511/ 15,696= 1,12	Испытания по схеме рис. 3.9. Разрушение рамы, изготовленной из бетона низкой прочности(15,7 МПа вместо 29,4 МПа), произошло в бетоне карнизного узла	Через 1,5 м. Потери местной или общей устойчивости элементов рамы не наблюдалось
7	РЖ-21-1350 (рис. 2.14) м.Симферополь, завод ЗВВ треста Крымсель- строй (цельная таврового перерізу)	Симферопольский филиал Севастопольского приборостроительного института	<u>В30</u> 32,7-стойки, 28,5-ригели	<u>365 А-III</u> 408,1	----	<u>28,5</u> 1/737	0,3 карниз- ный узел	17,363/ 13,244= 1,31	Испытания по схеме рис.3.9. Хрупкое разрушение полурамы по наклонному сечению с раздроблением сжатой зоны в 0,5м от конькового шарнира	Через 1,5 м. Потери местной или общей устойчивости элементов рамы не наблюдалось
8Г	РЖ-21а-1350 (рис.2.14) м.Симферополь, завод ЗВВ треста Крымсель- строй (цельная таврового сечения)	Гипроорг- сельстрой	<u>В30</u> 28,5- 27,5 по Кашкарову	<u>365 А-III</u> 463,4	6,3	<u>23,0</u> 1/913	0,35 карниз- ный узел	16,667/ 13,244=1,26	Испытания по схеме, рис.3.9. Разрушение произошло в тавровому сечении ригеля вблизи конькового узла (рис.3.22)	Через 1,5 м. Потери местной или общей устойчивости элементов рамы не наблюдалось

Продолжение табл. А.3.6

9Г	РЖ-21-1350 (рис. 2.14) г. Симферополь, завод ЗВВ треста Крымсельстрой (цельная таврового сечения)	Трест Крымсельстрой	<u>B30</u> 27,5-стойки 31,1-ригели	<u>365А-III</u> 428,8	—	<u>25.5</u> 1/823	0,35 карниз- ный узел	16,677/ 13,244 = 1,26	Испытания по схеме, рис. 3.9. Разрушение тав- рового сечения ригеля вблизи конькового узла. Текущая арматуры	Через 1,5 м. Потери местной или общей устойчивости элементов рамы не наблюдалось
10 П	РЖ-21-1350 (рис. 2.14) г. Симферополь, завод ЗВВ треста Крымсельстрой (цельная таврового сечения)	Гипроорг- сельстрой, УкрНИИГипро- сельхоз с участием автора	<u>B30</u> 28,9- 26,8 по молотку Кашкарова	<u>365 А-III</u> 429,7	—	<u>36.0</u> 1/583	0,16-0,17 стойки, 0,25-0,30 карниз- ный узел	21,082/ 13,244 = 1,59	Испытания по схеме, рис. 3.9. Разрушение стойки рамы вблизи карнизного узла вследствие текущей растя- нутой арматуры до начала раздроб- ления бетона стиснутой зоны	Через 1,5 м. Потери местной или общей устойчивости элементов рамы не наблюдалось
11 П	РЖК-21-1600 (рис. 2.18) м. Днепро- петровск, Баловська промбаза ОМКС (цельная, ригель таврового, стойка прям. сечения)	УкрНИИГипро- сельхоз под руководством автора	<u>B30</u> 27,3- 28,5-по молотку Кашкарова	<u>365 Ат-III</u> 412,0	8,7	<u>51.5</u> 1/408	0,15-0,17 стойки, ригель 0,28-0,3 карниз- ный узел	20,42/ 15,696 = 1,31	Испытания по схеме рис. 3.9. Разрушение ригеля рамы вблизи конькового узла. Текущая продольной арматуры	Через 3,0 м Потери местной или общей устойчивости элементов рамы не наблюдалось

Продолжение табл. А.3.6

12 Н	РЖ-21-1500/3 (рис. 1.11) г. Киев, НИИСК (цельная прямоугольн. сечения)	НИИСК	<u>В30</u> 27,4	<u>280 А-П</u> 280	—	0,1 стойка, ригель	24,59/ 14,715 = 1,67	Испытания по схеме, рис.3.25. Разрушение ригеля рамы вблизи кар- низного узла вследствии роздробления бетон сжатой зоны	—
13 Н	РЖ-21-1500/4 (рис. 1.11) г.Киев, НИИСК (цельная прямоуг. сечения)	НИИСК	<u>В30</u> 27,4	<u>280А-П</u> 280	—	0,1 стойка, ригель	23,7/ 14,715 = 1,61	Испытания по схеме, рис.3.25. Разрушение стойки рамы вблизи кар- низного узла вследствии роздробления бетона сжатой зоны	—
14 П	РЖ-21-1500 (рис. 1.11) г. Донецк, завод Сельстрой- комплект Облмежкол- хозстроа (цельная прямоуг. сечения)	УкрНИИгип- росельхоз под руководством автора	<u>В30</u> 32,0 по молотку Похіса	<u>280А-П</u> 333,5	3,4	0,11-0,13 стойки, ригель 0,17 ригель	22,612/ 14,715 = 1,54	Испытания по схеме, рис. 3.10. Разрушение ригеля полурами. Текущая про- дольная растя- нутой арматуры до начала раздросе- ния бетона сжатой зоны (рис.3.26, 3.27)	Через 1,5 м. Потери местной или общей устойчивости элементов рамы не наблюдались

Продолжение табл. А.3.6

15 П	Р -1 (рис. 1.12) г. Черкасы, завод ЗБВ Облмежкол- хозстрой (цельная прямоуг. сечения)	Украинский сельхоз под руководством автора	<u>В30</u> 30,9- 31,4 по молотку Кашкарова	<u>365 А-III</u> 445,9	3,4	$\frac{38,5}{1/312}$	0,11-0,13 стойка, ригель	$\frac{39,044}{22,465}=1,74$	Испытания по схеме, рис.3.9. Разрушение ригеля полугами. Текущая продольная растянутости арматуры до начала раздроб- ления бетона сжатой зоны	Через 1,5 м. Потери местной или общей устойчивости элементов рамы не наблюдалось
16 О	Р -21-1 (рис. 1.9) Полевые условия. Одесский Облмежкол- хозстрой (составная, ригель прямоуг. сечения, стойка- решетчатая)	Одесский инж.-стр. институт в присутствии представителя Украинского сельхоза	<u>В30</u> 29,4	<u>365 А-III</u>	—	$\frac{36,0}{1/583}$	0,08-0,1 ригель 0,15-0,16 стойка	$\frac{16,088}{10,006} = 1,60$	Испытания по схеме, рис. 3.10. Текущая арматуры в растянутых зонах ригелей на расстоянии 2,5-3,0 м от конька. До разрушения не доводили	Через 1,8 м. Потери местной или общей устойчивости элементов рамы не наблюдалось
17 О	Р-21-П (рис. 3.14) Николаевская обл. трест Николаев- сельстрой (цельная прямоуг. сечения)	Одесский инж.-стр. институт	<u>В30</u> 38,3-29,4 по неразруша- ющему методу	<u>365 А-III</u> —	—	$\frac{48,9}{1/430}$	0,05-0,1, ригель	$\frac{30,019}{19,080} = 1,57$	Испытания по схеме, рис. 3.10. Разрыв растянутой рабочей арматуры в карнизном узле	Через 1,92 м. Потери местной или общей устойчивости элементов рамы не наблюдалось

Продолжение табл. А.3.6

18	Р-21-6/2 (рис. 3.14) Сумская обл. Сумской ОМКС (цельная прямоуг. сечения)	Поставский инж.-стр. институт, ЦНИИЭП- сельстрой	$\frac{B30}{28,5}$	$\frac{365}{419,7}$ А-III	—	$\frac{68,0}{1/309}$	0,15-0,2 стойки, ригель, карниз- ный узел	28,017/ 20,601 = 1,36	Испытания по схеме, рис.3.9. Текущая арма- туры в растянутой зоне ригеля на расстоянии 3м от конька до начала раздробления сжатого бетона	Через 3,0 м Потери местной или общей устойчивости элементов рамы не наблюдалось
19 0	Р-21-6/3 (рис. 3.14) Сумская обл. Сумской ОМКС (цельная прямоуг. сечения)	Поставский инж.-стр. институт, ЦНИИЭП- сельстрой	$\frac{B30}{29,45}$	$\frac{365}{413,0}$ А-III	—	$\frac{66,0}{1/318}$	0,12-0,15 стойки, ригель, карниз- ный узел	32,020/ 23,544 = 1,36	Испытания по схеме, рис.3.9. Текущая арма- туры в растянутой зоне стойки вблизи карнизного узла до начала раздробления бетона сжатой зоны	Через 3,0 м Потери местной или общей устойчивости элементов рамы не наблюдалось
20 Ц	РЖ-18-1 (рис. 1.12) Завод ЗБВ Черкасского ОМКС (цельная прямоуг. сечения)	ЦНИИЭП- сельстрой	$\frac{B30}{14,7}$ ригель 19,6 стойка	$\frac{365}{411,0}$ ригель 402,2 стойка	—	$\frac{43,5}{1/414}$	0,09-0,12, стойки, ригель, 0,27-0,4 карниз- ный узел	27,027/ 18,639 = 1,45	Испытания по схеме, рис.3.10. Текущая арматуры в растянутой зоне ригеля вблизи карнизного узла до начала раздробления бетона сжатой зоны	Через 3,0 м Потери местной или общей устойчивости элементов рамы не наблюдалось

Продолжение табл. А.3.6

21 Ц	РЖ-18-2 (рис. 1.12) Завод ЗБВ Черкаского ОМКС (цельная прямоуг. сечения)	ЦНИИЭП- сельстрой	<u>В30</u> 13,7 ригель 17,7 стойка	<u>365 А-III</u> 411,0 ригель 402,2 стойка	—	$\frac{41,5}{1/434}$	0,12-0,13, стойки, ригель, 0,27-0,4 карниз- ный узел	27,959/ 18,639 = 1,50	Испытания по схеме, рис.3.10. Текущая арматуры в растянутой зоне ригеля вблизи карнизного узла до начала раздробления бетону сжатой зоны	Через 3.0 м Потери местной или общей устойчивост и элементов рамы не наблюдалось
22 Ц	РЖ-21-1 (рис. 1.12) Завод ЗБВ Черкаского ОМКС (цельная прямоуг. сечения)	ЦНИИЭП- сельстрой	<u>В30</u> 24,5 ригель 29,4 стойка	<u>365 А-III</u> 402,2	—	$\frac{44,0}{1/477}$	0,12-0,13, стойки, ригель, 0,27-0,4 карниз- ный узел	28,331/ 18,639 = 1,52	Испытания по схеме, рис. 3.10. Текущая арматуры в растянутой зоне ригеля вблизи карнизного узла до начала раздробления бетона сжатой зоны	Через 3.0 м Потери местной или общей устойчивост и элементов рамы не наблюдалось
23 Ц	РЖ-21-2 (рис. 1.12) Завод ЗБВ Черкаского ОМКС (цельная прямоуг. сечения)	ЦНИИЭП- сельстрой	<u>В30</u> 24,5 ригель 29,4 стойка	<u>365 А-III</u> 402,2	—	$\frac{42,5}{1/494}$	0,09-0,12 стойки, ригель, 0,27-0,4 карниз- ный узел	27,399/ 18,639 = 1,47	Испытания по схеме, рис. 3.10. Текущая арматуры в растянутой зоне ригеля вблизи карнизного узла до начала раздробления бетона сжатой зоны	Через 3.0 м Потери местной или общей устойчивост и элементов рамы не наблюдалось

Продолжение табл. А.3.6

24 Ц	РЖР-211-Ш-3,6-3 (рис. 1.21) г. Апрелевка, лаб. ЖБК ЦНИИЭП-сельстрой (цельная таврового сечения)	ЦНИИЭП-сельстрой	<u>В35</u> 25,5 стойки 34,3 ригель	<u>365 А-III</u> 392,4	—	<u>63,1</u> 1/333	0,12 стойки, ригель	25,604/ 20,601 = 1,243	Испытания рамы по схеме рис. 3.9. Разрушение стойки рамы. Текучесть растянутой арматуры до начала раздробления бетона сжатой зоны	—
24/ I П	Гребеневый вузел (рис. 3.38) УРК-1,2,3 Завод ЖБК Киевского ОМКС	ЦНИИЭП-сельстрой с участием автора	19,0 27,8 24,5	—	—	—	Образование трещин при 176,6 кН 255,1 кН 195,2 кН	Разрушение при 245,3 кН 313,9 кН 255,1 кН	Смятие бетона под закладной деталью	—
25 Ц	РЖ-180-5(1) (рис. 1.20) г. Апрелевка, лаб. ЖБК (цельная двутавр. сечения)	ЦНИИЭП-сельстрой	<u>В30</u> 29,4	<u>365 А-III</u> 365,0	—	<u>39,9</u> 1/450	0,15-0,22 нормальные, 0,3-0,33 наклонные, 0,5 вут	19,226/ 13,832 = 1,39	Испытания рамы по схеме рис. 3.9. Разрушение стойки рамы. Текучесть растянутой арматуры до начала раздробления бетона сжатой зоны	Через 1,5 м
26 Ц	РЖ-180-5(2) (рис. 1.20) г. Апрелевка, лаб. ЖБК (цельная двутавр. сечения)	ЦНИИЭП-сельстрой	<u>В30</u> 29,4	<u>365 А-III</u> 365,0	—	<u>42,1</u> 1/428	0,15-0,22 нормальные 0,3-0,33 наклонные, 0,5 вут	19,78/ 13,832 = 1,43	Испытания рамы по схеме рис. 3.9. Разрушение стойки рамы. Текучесть растянутой арматуры до начала раздробления бетона сжатой зоны	Через 1,5 м

Продолжение табл. А.3.6

27 Ц	РЖР-18АШ-3,6-3 (рис. 3.14) лаб. ЖБК ЦНИИЭП-сельстрой (составная таврового сечения)	ЦНИИЭП-сельстрой	$\frac{B50}{49,4}$	$\frac{365 \text{ А-III}}{407,1}$	—	$\frac{43,0}{1/416}$	0,14 ригель, стойка	$\frac{36,032/}{21,788} = 1,65$	Испытания рамы по схеме рис. 3.9. Разрушение стойки рамы. Текучесть растянутой арматуры до начала раздробления бетона сжатой зоны	Через 3,0 м
28 Ц	РЖР-18АШ-3,6-3 (рис. 3.14) лаб. ЖБК ЦНИИЭП-сельстрой (составная таврового сечения)	ЦНИИЭП-сельстрой	$\frac{B35}{49,4}$	$\frac{365 \text{ А-III}}{407,1}$	—	$\frac{45,0}{1/400}$	0,14 ригель, стойка	$\frac{30,842/}{21,778} = 1,42$	Испытания рамы по схеме рис. 3.9. Срез по ванной сварке в замковом соединении карнизного узла	Через 3,0 м
29 Ц	РЖР-18АШ-3,6-3 (рис. 3.14) лаб. ЖБК ЦНИИЭП-сельстрой (составная таврового сечения)	ЦНИИЭП-сельстрой	$\frac{B35}{49,4}$	$\frac{365 \text{ А-III}}{407,1}$	—	$\frac{53,0}{1/340}$	0,14 ригель, стойка	$\frac{38,3/}{21,8} = 1,76$	Испытания рамы по схеме рис. 3.9. Разрушение ригеля вблизи карнизного узла. Разрушение бетона сжатой зоны с текучестью в растянутой арматуре	Через 3,0 м
30 Ц	РЖР-21 (рис. 3.14) лаб. ЖБК ЦНИИЭП-сельстрой (составная таврового сечения)	ЦНИИЭП-сельстрой	$\frac{B35}{54,9}$	$\frac{365 \text{ А-III}}{392,4}$	—	$\frac{48,6}{1/432}$	0,10 ригель, стойка, 0,5 вут, наклон. трещины	$\frac{34,07/}{19,62} = 1,74$	Испытания рамы по схеме рис. 3.9. Разрушения ригеля вблизи карнизного узла. Разрушение бетона сжатой зоны с текучестью в растянутой арматуре	Через 3,0 м

Продолжение табл. А.3.6

31 К	РЖУ-21-3,6-1 (рис. 1.15) г. Вишневый Жулянский ЖБИ ОНИЛ КИСИ (цельная, Т– сечения)	КИСИ	$\frac{B35}{25,0}$	$\frac{365 \text{ A-III}}{440,0}$	—	$\frac{70,0}{1/300}$	0,10 ригель, 0,15 карнизный узел	1,5	Испытания рамы по схеме рис. 3.15. Текущая арматуры в зоне карнизного узла и в зоне положительного момента	Через 3,0 м, обеспечива- ется жест- костью конструкций домкратов
32 К	РЖУ-21-3,6-1 (рис. 1.15) г. Вишневый Жулянский ЖБИ ОНИЛ КИСИ (цельная, Т– сечения)	КИСИ	$\frac{B35}{25,0}$	$\frac{365 \text{ A-III}}{440,0}$	—	$\frac{78,0}{1/266}$ в зоне макс. положи- тельного момента	0,15 карниз- ный узел, ригель	1,5	Испытания рамы по схеме рис. 3.15. Текущая армату- ры в зоне кар- низного узла при переходе в тавро- вое сечение	Через 3,0 м, обеспечива- ется жест- костью конструкций домкратов
33 К	РЖУ-21-3,6-1 (рис. 1.15) г. Вишневый Жулянский ЖБИ ОНИЛ КИСИ (цельная, Т– сечения)	КИСИ	$\frac{B35}{27,0}$	$\frac{365 \text{ A-III}}{440,0}$	—	$\frac{53,0}{1/396}$	0,1 ригель, стойки	1,6	Испытания рамы по схеме рис. 3.15. Разрушение сжатой зоны бетона ригеля на расстоянии 2,8 м от конька	Через 3,0 м, обеспечива- ется жест- костью конструкций домкратов
34 К	РЖУ-21-3,6-1 (рис. 1.15) г. Вишневый Жулянский ЖБИ ОНИЛ КИСИ (цельная, Т– сечения)	КИСИ	$\frac{B35}{27,0}$	$\frac{365 \text{ A-III}}{440,0}$	—	$\frac{45,0}{1/400}$	0,15 ригель	1,4	Испытания рамы по схеме рис. 3.15. Текущая арматуры в зоне вута ригеля на расстоянии 1,65-2 м от карнизного узла до разруше- ния сжатой зоны бетона	Через 3,0 м, обеспечива- ется жест- костью конструкций домкратов

Продолжение табл. А.3.6

35 К	РЖУ-21-3,6-5 (рис. 1.15.) г. Вишневый Жулянский ЖБИ ОНИЛ КИСИ (цельная, Т- сечения)	КИСИ в присутствии автора	<u>В35</u> 32,0	<u>365 А-III</u> —	—	<u>80,0</u> 1/263	0,15 ригель, карнизный узел	1,4	Испытания рамы по схеме рис. 3.15. Раздробление бетона сжатой зоны в нормаль- ном сечении вута ригеля. Текучесть стали не зафикси- рована	Через 3,0 м, обеспечива- ется жест- костью конструкций домкратов
36 К	РЖУ-21-3,6-5 (рис. 1.15) г. Вишневый Жулянский ЖБИ ОНИЛ КИСИ (цельная, Т- сечения)	КИСИ в присутствии автора	<u>В35</u> 32,0	<u>365 А-III</u> —	—	<u>75,0</u> 1/280	0,2 ригель, карнизный узел	1,45	Испытания рамы по схеме, рис. 3.15. Раздробление бетона сжатой зоны в нормаль- ном сечении вута ригеля. Текучесть стали не зафиксирована	Через 3,0 м, обеспечива- ется жест- костью конструкций домкратов
37 К	РЖУ-21-3,6-5 (рис. 1.15) г. Вишневый Жулянский ЖБИ ОНИЛ КИСИ (цельная, Т- сечения)	КИСИ в присутствии автора	<u>В35</u> 32,0	<u>365 А-III</u> —	—	<u>90,0</u> 1/233	0,2 ригель, карниз- ный узел	1,65	Испытания рамы по схеме, рис. 3.15. Раздробление бетона сжатой зоны в нормаль- ном сечении вута ригеля. Текучесть стали не зафиксирована	Через 3,0 м, обеспечива- ется жест- костью конструкций домкратов
38 К	РЖУ-21-3,6-5 (рис. 1.15) г. Вишневый Жулянский ЖБИ ОНИЛ КИСИ (цельная, Т- сечения)	КИСИ в присутствии автора	<u>В35</u> 32,0	<u>365 А-III</u> —	—	<u>56,5</u> 1/372	0,2 ригель, карнизный узел	1,55	Испытания рамы по схеме, рис. 3.15. Раздробление бетона сжатой зоны в нормаль- ном сечении вута ригеля. Текучесть стали не зафиксирована	Через 3,0 м, обеспечива- ется жест- костью конструкций домкратов

Окончание табл. А.3.6

39 К	РЖУ-18-5, 7-2 (рис. 1.15) г. Вишневый Жулянский ЖБИ ОНИЛ КИСИ (цельная, Т-сечения)	КИСИ (симметричная схема нагружения)	$\frac{B35}{—}$	$\frac{365 \text{ А-III}}{—}$	—	$\frac{120,0}{1/150}$	Не приво- дятся	1,42	Испытания рамы по схеме, рис. 3.15. Текущая арматуры в стойке вблизи карнизного узла	Через 3,0 м, обеспечива- ется жест- костью конструкций домкратов
40 К	РЖУ-18-5, 7-2 (рис. 1.15) г. Вишневый Жулянский ЖБИ ОНИЛ КИСИ (цельная, Т-сечения)	КИСИ (несимметрич- ная схема нагружения)	$\frac{B35}{—}$	$\frac{365 \text{ А-III}}{—}$	—	—	Не приво- дятся	1,48	Испытания рамы по схеме, рис. 3.15. Текущая арматуры в ригеле в зоне положительного момента	Через 3,0 м, обеспечива- ется жест- костью конструкций домкратов
41 К	РЖУ-18-5, 1-5 (рис. 1.15) г. Вишневый Жулянский ЖБИ ОНИЛ КИСИ (цельная, Т-сечения)	КИСИ (симметричная схема нагружения)	$\frac{B35}{—}$	$\frac{365 \text{ А-III}}{440,0}$	—	$\frac{101,0}{1/178}$	Не приво- дятся	1,4	Испытания рамы по схеме, рис. 3.15. Разрыв рабочей арматуры ригеля (3Ф28 АП) в стыке ригеля со стойкой	Через 3,0 м, обеспечива- ется жест- костью конструкций домкратов
42 К	РЖУ-18-5, 1-5 (рис. 1.15) г. Вишневый Жулянский ЖБИ ОНИЛ КИСИ (цельная, Т-сечения)	КИСИ (несимметрич- ная схема нагружения)	$\frac{B35}{—}$	$\frac{365 \text{ А-III}}{440,0}$	—	—	Не приво- дятся	1,5	Испытания рамы по схеме, рис. 3.15. Разрыв рабочей арматуры ригеля (3Ф28 АП) в стыке ригеля со стойкой	Через 3,0 м, обеспечива- ется жест- костью конструкций домкратов

Таблица А.5.1

Сравнение усилий в рамных каркасах

Схема многопролетного каркаса	Сечение 1			Сечение 2			Сечение 3.3 ¹			Сечение 4			Сечение 5.5 ¹			Сечение 6.6 ¹			Сечение 7.7 ¹			Сечение 8		
	M _{TM}	N _T	Q _T	M _{TM}	N _T	Q _T	M _{TM}	N _T	Q _T	M _{TM}	N _T	Q _T	M _{TM}	N _T	Q _T	M _{TM}	N _T	Q _T	M _{TM}	N _T	Q _T	M _{TM}	N _T	Q _T
	36,5	17,4	-	38,1	17,4	-	-	-	-	-	-	-	4,0	13,7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	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	-	2,5	11,3	22,3	7,1	13,7	-	-	-
	30,0	-	-	30,0	-	-	28,0	-	-	0,7	-	-	-	-	-	-	-	-	29,0	-	-	2,7	-	-

Таблица А.5.2

**Технико-экономические показатели конструктивных решений
многопролетных сооружений**

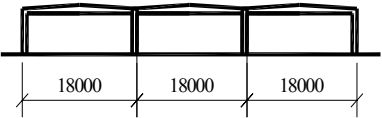
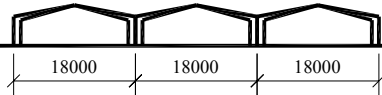
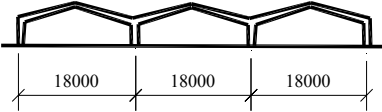
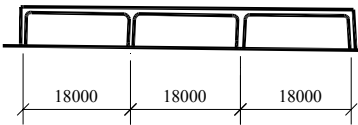
Конструктивное решения сооружений	Разработчик	Затраты материалов на 1 м ² пола		Примечания
		Бетон м ³	Сталь, кг	
	ЦНИИПромзданий	<u>0,054</u> 95 %	<u>25,8</u> 86 %	Кровля – рулонная; Покрытие – стальной настил; Стены – стальные
	ЦНИИЭПсельстрой	<u>0,044</u> 61 %	<u>23,8</u> 80 %	Кровля – рулонная; Покрытие – стальной настил; Стены – стальные
	ЦНИИЭПсельстрой УкрНИИгипро- сельхоз (с участием автора)	<u>0,035</u> 61 %	<u>5,1</u> 17 %	Кровля – асбестоцементная; Покрытие – плиты АКД по железобетонным прогонам Стены – керамзитобетонные
	« Митекно » (Италия)	<u>0,057</u> 100 %	<u>30</u> 100 %	Кровля – рулонная; Покрытие – стальной настил; Стены – стальные

Таблица А.5.3

Ограждающие конструкции из азбестоцемента

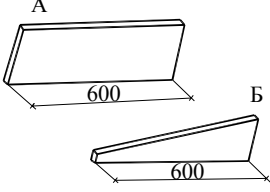
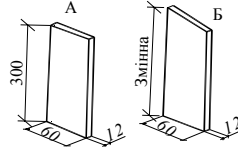
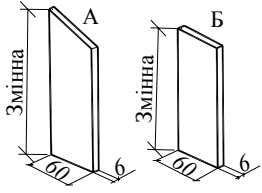
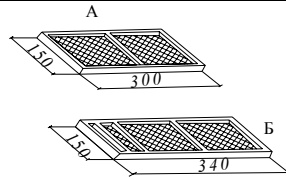
Эскиз	Наименования элементов	Характеристика изделия	Степень проработки	Разработчик
	Стеновые панели типа АСД с горизонтальным разрезом: А– рядовая; Б– торцевая	Асбестоцементные плоские листы на деревянном каркасе	Технические решения. Необходима разработка рабочих чертежей	ЦНИИЭП-сельстрой
	Стеновые панели: А– рядовая; Б– торцевая	Экструзивные асбестоцементные панели толщиной 120 мм	Проектные предложения. Необходима разработка рабочих чертежей	ЦНИИЭП-сельстрой, ЦНИИСК, НПО «Асбестоцемент»
	Панели перегородок: А– поперечная; Б– поперечная	Экструзивные асбестоцементные панели толщиной 60мм	Проектные предложения. Необходима разработка рабочих чертежей	ЦНИИЭП-сельстрой, ЦНИИСК, НПО «Асбестоцемент»
	Панели покрытия: А – рядовая Б – карнизная	Асбестоцементные плоские листы на деревянном каркасе	Технические решения. Необходима разработка рабочих чертежей	ЦНИИЭП-сельстрой, ЦНИИСК

Таблица А.5.4

Железобетонные элементы каркаса и покрытия

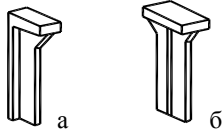
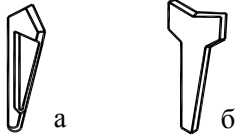
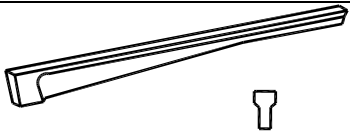
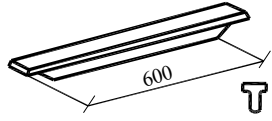
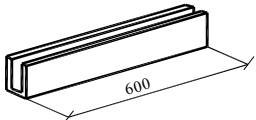
Эскиз	Наименования элементов	Характеристика изделия	Степень проработки	Разработчик
	Свайные фундаменты: А– крайняя; Б– средняя	Бетон В30	Технические решения. Необходима разработка рабочих чертежей	ЦНИИЭП-сельстрой, НИИОСП
	Стойки рам: А– крайняя; Б– средняя	Бетон В35; Арматура классу А–III	Технические решения. Необходима разработка рабочих чертежей	ЦНИИЭП-сельстрой с участием НИИЖБ
	Ригель рамы	Бетон В50; Арматура класу А–IV	Технические решения. Необходима разработка рабочих чертежей	ЦНИИЭП-сельстрой с участием НИИЖБ
	Прогон	Бетон В50; Арматура класу А–IV	Технические решения. Необходима разработка рабочих чертежей	ЦНИИЭП-сельстрой с участием НИИЖБ
	Цокольный прогон	Бетон В20	Робочие чертежи	ГипроНИИ-сельхоз
	Комплексный лоток	Бетон В40; Арматура класу А–IV	Необходима разработка рабочих чертежей	ЦНИИЭП-сельстрой, ГипроНИИ-сельхоз

Таблица Д.5.5

Технико-экономические показатели полурам РЖР (ЦНИИЭПсельстрой)

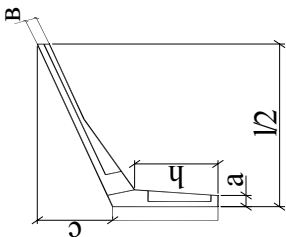
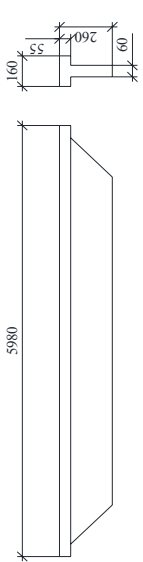


Эскиз	Марка	Размеры, мм						Расчетное нагружение, кН/пм		Класс бетона	Загрты материалов		Масса, т
		l	H	h	c	a	b	полное	в т.ч. врем.		Бетон м ³	Сталь кг	
	РЖР-18АШ-3,6-3	18 000	3600	3000	2350	300	300	21.0	840	835	1.54	670.1	3.9
	РЖР-21АШ-3,6-3	21 000	3600	3000	2725	300	300	21.0	840		1.64	798.7	4.1
	РЖР-21АШ-3,15-	21 000	3150	2400	2725	370	300	15.0	840		1.58	572.7	4.0

Таблица А.6.1

Сборные железобетонные прогоны для сельскохозяйственных споруд с шагом несущих конструкций 6,0м

Марка изделия	Эскиз	Расчетное нагружение, кгс/м		Масса прогона	Затраты материалов, кг		Разработчик
		Всего	В т.ч. собств. масса		бетон	сталь	
ПЖТ-6—250		250	60	333	0,133	22,17	Гипрооргсельстрой, НИИЖБ, ЦНИИЭПсельстрой
ПЖТ-6—375		375	60		B25	28,23	
ПЖТ-6—500		500	60			36,52	
ПЖТ-6—600		600	60			44,97	
ПЖТ'-6—250		250	57	310	0,121	22,17	Тоже, УкрНИИГипросельхоз (с участием автора), Укрколхозпроект
ПЖТ'-6—375		375	57		B25	28,23	
ПЖТ'-6—500		500	57			36,52	
ПЖТ'-6—600		600	75			44,97	
СП60—300АП		392	92	502	0,201	22,21	Гипронисельхоз, НИИЖБ, Серия 1.862—1, вып. 2.
СП60—300АШ		392	92		B20	19,29	
СП60—700АП		792	92		0,201	29,66	
СП60—700АШ		792	92		B25	25,67	

Продолжение табл. А.6.1

ПН22-60—1 ПН22-60—2 ПН22-60—3 ПН22-60—4 ПР22-60—1 ПР22-60—2 ПРВ22-60—3 ПРВ22-60—4		382 412 532 712 382 412 532 392	92 92 92 92 92 92 92 92	500	$\frac{0,2}{B25}$	21,9 25,9 30,3 35,3 23,8 28,2 38,8 29,0	Проектный институт № 2 Гостроя СССР
ПР-3Т ПР-3		304 304	74 75	400 410	$\frac{0,16}{B25}$ $\frac{0,163}{B25}$	39,85 37,00	Николаевский филиал института Укрколхозпроект
БТ-60		480	69	375	$\frac{0,15}{B20}$	53,0	Сумский филиал института Укрколхозпроект
ПР-1		375	78	425	$\frac{0,176}{B25}$	37,82	Херсонский филиал института Укрколхозпроект
ПТ6-270 ПТ6-375 ПТ6-420 ПТ6-460		270 375 420 460	68 68 68 68	375	$\frac{0,15}{B25}$	22,2 27,7 30,6 32,0	УкрНИИП граждан- сельстрой
ПР-6		310	62	338	$\frac{0,13}{B25}$	44,98	Ворошиловградский филиал института Укрколхозпроект

Окончание табл. А.6.1



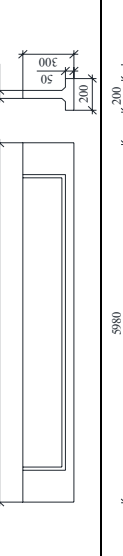

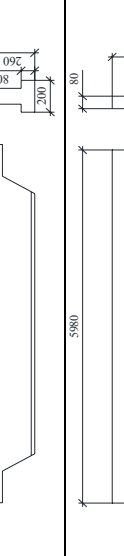



ПРТ-6		400	69	375	$\frac{0,15}{B25}$	32,6	Крымский филиал института Укрколхозпроект
Б-60		260	69	375	$\frac{0,16}{B25}$	33,2	Донецкий филиал института Укрколхозпроект
Б-60И		280	83	450	$\frac{0,18}{B25}$	34,5	Тоже
ПТ6-350		335	74	400	$\frac{0,16}{B25}$	32,97	Полтавский филиал института Укрколхозпроект
ПТ60-350		350	102	556	$\frac{0,222}{B25}$	43,29	Тоже
ПТ-1		395	96	523	$\frac{0,200}{B25}$	32,48	Николаевский филиал института Укрколхозпроект
ПТ-2		395	95	520	$\frac{0,208}{B25}$	35,21	Тоже
ПТ-3		420	89	486	$\frac{0,194}{B25}$	40,3	Тоже

Таблица А.6.3

**Технико-экономические показатели конструктивных решений фундаментов под опоры
трехшарнирных железобетонных рам**

№ п/п	Тип фундамента, институт-разработчик, район строительства, характер основания	Прогон шаг рам , м	Расчетные усилия, Р _в , Р _г , т	Класс бетона буто- бетон	Заплаты материала			Масса фун- да- мен- та, т	Трудоза- траги машинно- смены	Сметная стоимость, крб.		
					Бетон, м ³	сталь, кг	Материал					
									бутбетон, м ³			
1	Фундамент ФР18-10. Серия 1.800-2, вып. 1 (ЦНИИЭПсельстрой). Для районов строительства со снеговой нагрузкой: 100 и 150кг/м ² . Грунты глинистые непросадочные твердой и полутвердой консистенции При: φ ≥28 C≥ 1,4 т/м ² ; φ≥ 23 C≥ 2,5 т/м ² ; φ ≥ 47 C≥ 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. Серия 1.800-2, вып. 1 (ЦНИИЭПсельстрой). Для районов строительства со снеговой нагрузкой: 50 и 70кг/м ² . Грунты глинистые непросадочные твердой и полутвердой консистенции При: φ ≥28 i C≥ 1,4 т/м ² ; φ≥ 23 C≥ 2,5 т/м ² ; φ ≥ 47 i C≥ 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	То же, с бетонной подушкой	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	Блочный фундамент с наклонной подошвой (БелНИИГипросельстрой). Минская обл., Слуцкий р., к-з им. Кирова. Грунт основания – пески мелкие слабо влажные средней плотности с γ = 1,8т/м ³ , φн =320, Cн=0,02кг/см ² , E=280кг/см ²	18,0 3,0	12,10 6,95	B15	0,584	21,00	1,46	7,5 23,5	31,6			
5	Блочный фундамент с горизонтальной подушкой. Полтавский филиал Укркопхозпроекта. Лессовидные суглинки при: R ^н =1,8кг/см ² , δпр = 0,02 ÷ 0,025. Толщина слоя до 5м	18,6 4,0	–	B20 B10	0,495 1,1	12,40	3,41	5,96 39,2	65,50			

6	Блочный фундамент с передним зубом. Николаевский филиал Укркохозпроекта. Грунт – влажный суглинок з $R^H=2,0\text{кг/см}^2$	$\frac{21,0}{6,0}$	$\frac{19,50}{16,98}$	$\frac{B20}{B5}$	$\frac{1,11}{0,2}$	32,5 0	3,1	–	–
7	Блочный фундамент з Z – подобной бетонной подготовкой. Полтавская обл. Непросадочные суглинки в твердо пластичном состоянии с нормативным давлением на грунт $R^H=1,5\text{кг/см}^2$	$\frac{21,0}{4,0}$	$\frac{15,57}{13,47}$	$\frac{B20}{B10}$	$\frac{0,56}{1,32}$	30,7 4	4,04	–	–
8	Блочный ступенчатый фундамент с бетонной подготовкой. Одесская обл. Суглинок обычной влажности $R^H=1,6\text{кг/см}^2$	$\frac{21,0}{6,0}$	–	$\frac{B20}{B10}$	$\frac{0,65}{0,64}$	24,0	3,0	–	–
9	Бетонный фундамент с бетонной подготовкой. Крымская обл. Первомайский р–н, к–з им. Калинина. Грунт – просадочный непучинистый суглинок с $R^H=2\text{кг/см}^2$	$\frac{21,0}{4,0}$	–	$\frac{B15}{B5}$	$\frac{0,85}{1,62}$	37,0 6	5,35	–	–
10	Блочный фундамент с дополнительной вертикальной стенкой. Пензенский ИСИ.	$\frac{21,0}{6,0}$	$\frac{19,50}{16,98}$	B15	1,8	184, 0	4,5	–	–
11	Грунт – суглинок в твердом состоянии. Тоже, с развитою наклонной подошвой	$\frac{20,6}{6,0}$	$\frac{42,00}{29,00}$	B15	1,983	131, 4	5,0	–	–
12	Блочный фундамент с затяжкой. Ставропольский край. Грунты лессоподобны просадочные, основу грунта подготовлено трамбуванием тяжелыми трамбовками	$\frac{18,0}{3,0}$	–	$\frac{B20}{B10}$	$\frac{0,26}{0,1}$	11,5 9	0,77	–	–
13	Фундамент с двумя сваями и сборным железобетонным ростверком. Полтавский трест Сельстрой. Грунт – суглинок непросадочный $\gamma=1,85\text{г/см}^3$	$\frac{18,6}{4,0}$	$\frac{10,0}{7,0}$	B20	0,87	55,0	2,2	$\frac{18,16}{0,40}$	64,0
14	Фундамент с двумя наклонными сваями и сборным ростверком. Миньская обл., Слуцкий р–н., к–з им. Кирова. Грунт – пески мелкие слабо влажные средней плотности с $\gamma = 1,8\text{г/м}^3$, $\phi^H = 32^\circ$, $C^H=0,02\text{кг/см}^2$, $E=280\text{кг/см}^2$	$\frac{18,0}{3,0}$		$\frac{B20}{B30}$	1,18	71,8 8	2,95	$\frac{18,16}{167,18}$	88,0

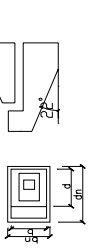
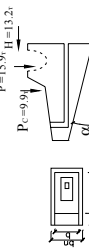
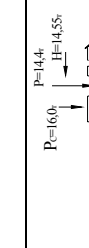
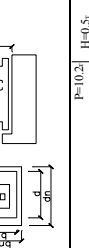
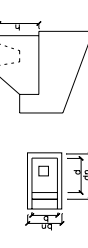
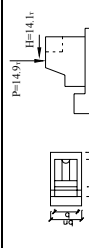
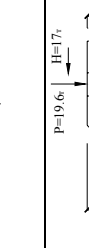
15	Пирамидальная свая со сборным железобетонным оголовником. Одесский ИСИ. Одесская обл. Лессовые просадочные грунты	$\frac{21,0}{6,0}$	–	B20	0,7	57,0	1,75	–	–
16	Свая двухтавровая. Белкохозпроект. Минская обл., Слуцкий р-н, к-3 им. Кирова. Грунт – пески мелкие слабо влажные средней плотности $\gamma = 1,8 \text{ т/м}^3$, $\varphi^H = 32^\circ$, $C^H = 0,02 \text{ кг/см}^2$. Свая трапециевидная. Тоже	$\frac{18,0}{3,0}$	–	B30	0,5	51,3 0	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
17	Свая пирамидальная. Николаевский филиал Укркохозпроекта, Одесский ИСИ, Николаевская обл., грунт – суглинок	$\frac{21,0}{6,0}$	$\frac{28,00}{17,00}$	B30	0,57	28,9 0	1,13	–	–
18	Свая буроабивная с втрамбованным грунтовым ядром. ЦНИИЭПсельстрой. Рекомендуется для просадочных грунтов	–	R=15	B20	0,65	23,3 0	1,63	$\frac{–}{24,0}$	54,0
19	Асимметричный блочный фундамент с втрамбованным ядром. ЦНИИЭПсельстрой	–	R=15	B20	0,71	5,30	1,5	$\frac{–}{22,0}$	47,60
20	Свая таврового сечения с консолью. ЦНИИЭПсельстрой	–	R=15	B30	0,1	43,3 0	1,0	–	–
21	Облегченный фундамент с распорной доской. Серия – 1.800–2	$\frac{12,0–}{21,0}$ 3,0–6,0	–	B20	0,3–1,0 0,1–0,7	30– 60	–	–	–
22	Клинополюбовная свая с консолью. ЦНИИЭПсельстрой. Грунты – просадочные насыпные.	$\frac{18–21}{3–6}$	–	B20	0,5–0,75	50– 70	1,2– 1,75	–	–
23	Забивной блок. ЦНИИЭПсельстрой. Грунты просадочные, насыпные.	$\frac{12–21}{3}$	–	B20	0,6	20	1,11	–	–
24	Блок-свая таврового сечения переменного по длине. Укркохозпроект. Грунты просадочные насыпные.	$\frac{21}{6}$	$\frac{20,4}{13,5}$	B20	0,16	21,8 5	1,1	–	–

Таблица А.6.5

Технико-экономические показатели отдельных фундаментов

ФУНДАМЕНТНЫЕ БАШМАКИ													
Области	Схема фундамента и нагрузки	Марка элемента	Размеры, мм					Класс бетона	Об'ем бетона, м ³	Заграти стали, м ³	Масса элемента, т	Характеристика грунта	Примечания
			a	b	a _n	b _n	h						
Винницкая		ФСР-9-12	1200	900	1600	1100	650	B20	0,34	23,80	0,95	$\phi^H=20^0$ $C^H=0,91\text{кг/см}^2$ $\gamma^H=1,8\text{т/м}^3$ $E=140\text{кг/см}^2$	—
Волинская		Ф5-185-21	1600	800	2000	1000	850	B20	0,65 0,86— под бетон В10	42,80	1,56	—	—
Луганская		ПФБ-1	1600	1100	—	—	800	B20	0,84	24,44	2,10	—	—
Днепропетровская		Ф-1	1500	1100	—	—	1100	B15	1,06	39,00	2,65	$\phi^H=28$ $C^H=0,02\text{кг/см}^2$ $\gamma^H=1,8\text{т/м}^3$ $E=150\text{кг/см}^2$	—
Донецкая		СФР-16	1600	1500	—	—	1000	B20	1,35	32,40	3,40	$\phi^H=20^0$ $C^H=2\text{т/см}^2$ $R=2\text{кг/см}^2$	—

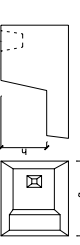
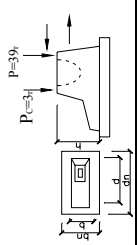
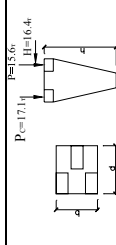
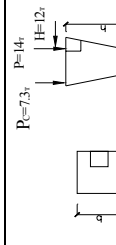
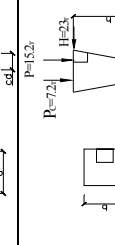
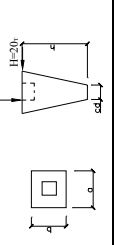
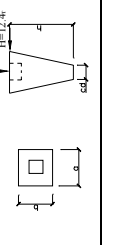
Продолжение табл. А.6.5

Житомирская		Ф-1	1800	1300	2100	1400	600	B20	0,95 1,39 – под- бетонка	52,36	2,48	$\varphi^H=27^0$ $C^H=0,8\text{т/см}^2$ $\gamma^H=1,9\text{т/м}^3$	–
Запорожская		Ф-1	1780	1200	2380	1800	950	B20	1,13	64,65	2,83	Суглинок просадочный тип 1 $R^H=20\text{кг/см}^2$	–
Івано- Франковская		Ф21/6- к	1470	1470	2070	1600	600	B20	0,79	34,33	2,2	$\gamma=1,7\text{т/м}^3$ $R^P=2\text{кг/см}^2$	–
Киевская		ФС-1	1650	800	2200	1200	650	B20	0,625 3,5- підбе- тонка	–	1,5	$\varphi^H=18^0$ $C^H=2,8\text{кг/см}^2$ $\gamma=1,6\text{т/м}^3$	–
Крымская		Ф-1	1500	1500	1800	1700	700	B15	0,84 1,62- буто- бетон	21,6	2,10	Суглинок непросадочный $R^H=2,0\text{кг/см}^2$	–
Николаевская		–	–	–	–	–	800	B20	1,14 0,2 буто- бетон	52,5	3,1	Суглинок влажный $R^H=2,0\text{кг/см}^2$	–
Одесская		–	1400	1200	1500	1400	900	B20	0,65 0,64 Буто- бетон	24,0	3,0	Суглинок $\varphi^H=22^0$ $C^H=0,33\text{кг/см}^2$ $R^H=1,6\text{кг/см}^2$	–

Продолжение табл. А.6.5

Сумская		ФР-6-21	2000	900	—	—	1100	B20	1,18	43,36	—	—
Полтавская		—	1600	800	2100	1200	800	B20	0,56	30,74	4,04	Суглинок непросадочный $R^H=1,5 \text{ кг/см}^2$
Харьковская		ФР-1	1900	700	—	—	1300	B20	1,23	94,8	3,08	—
Тернополь-ская		Ф18/6-В	1600	800	1900	1100	1300	B20	0,72	33,3	1,8	—
Хмельницкая		—	1300	800	1900	1100	1300	B20	0,495	12,4	3,44	Лессовидные суглинки $\delta_{mp}=0,02$ $R=1,8 \text{ кг/см}^2$
Черкасская		ФР-20-13	2000	1300	—	—	1550	B15	1,64	53,03	4,00	—
Черкасская		Ф-21	1600	980	—	—	800	B15	0,882	12,6	220	—

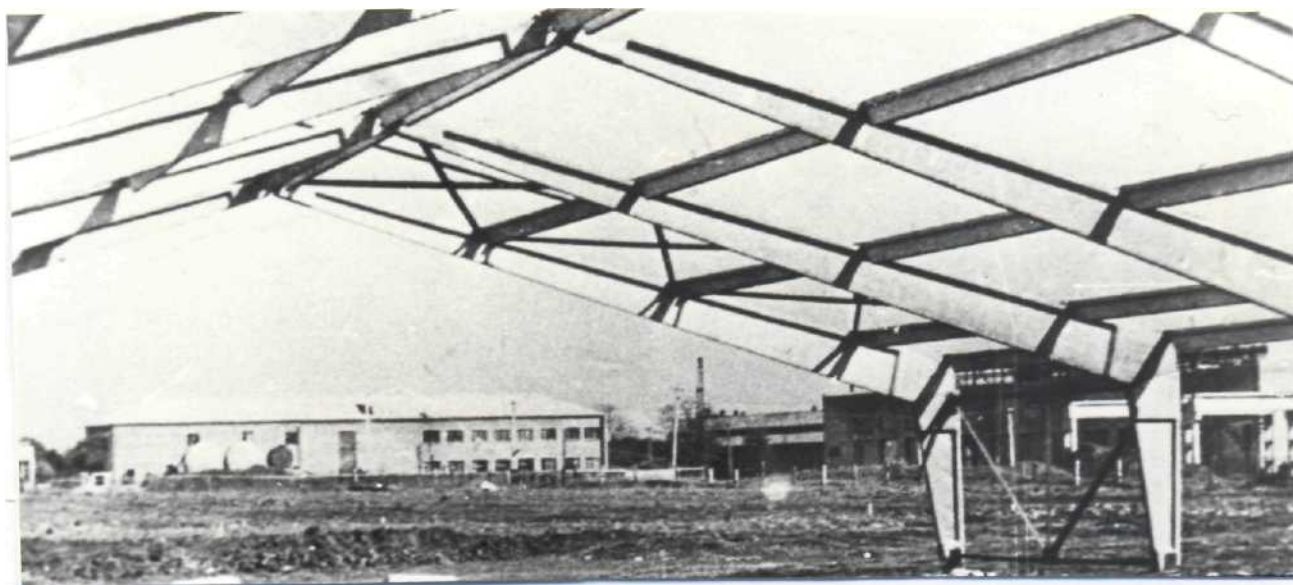
Продолжение табл. А.6.5

Черновечкая		ФБ-21	1500	1000	—	—	800	B20	0,76	21,18	1,9	Суглинок	—
Черниговская		ФБ-21-БИ-1	1600	1000	2100	1500	650	B20	0,554	42,15	1,40	$\phi^H=18^0$ $C^H=0,25 \text{ кг/см}^2$ $\gamma^H=1,8 \text{ т/м}^3$	—
С В И													
Винницкая		ПС-9-25	900	900	100	100	2500	B20	0,84	32,40	2,1	—	—
Луганская		ПС30-07	700	700	150	150	3000	B20	0,61	37,36	1,35	$\gamma_{\text{ск}}=1,35 \text{ т/м}^3$ и выше	—
Днепро-петровская		ПС-7-25	700	700	100	100	2500	B20	0,51	34,11	1,27	—	—
		ПС-8-25	800	800	100	100	2500	B20	0,59	38,25	1,47	—	—
		ПС-8-30	800	800	100	100	3000	B20	0,71	51,37	1,77	—	—
Житомир-ская		СП80/7-25	800	800	70	70	2500	B20	0,57	31,93	1,43	$\gamma=1,55 \text{ т/м}^3$	—
Запорожская		СПС-25	900	900	100	100	2500	B20	0,675	33,25	1,65	$\gamma=1,4 \text{ т/м}^3$	—
		СПС-30	1000	1000	100	100	3000	B20	1,00	48,43	2,4		

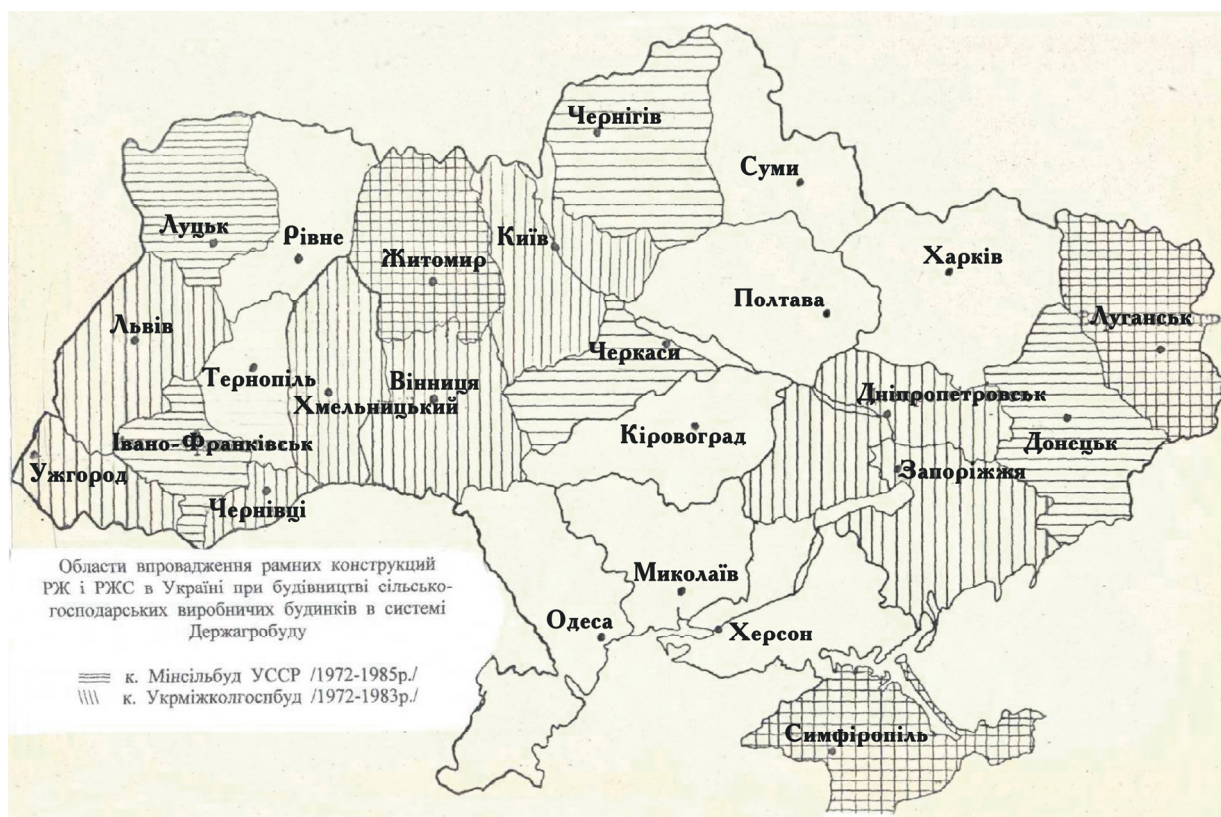
Окончание табл. А.6.5

Киевская		ПФС-1	800	800	100	100	100	2000	B20	0,46	24,00	1,17	—	—
		ПФС-2	900	900	100	100	100	2000	B20	0,57	30,76	1,38	—	—
Крымская		ПФБ-2	1000	1000	100	100	100	2000	B20	0,67	44,03	1,67	—	—
Николаевская		СП-2	900	900	100	100	100	2000	B20	0,55	35,83	1,37	—	—
		СП-3	900	900	100	100	100	3000	B20	1,37	87,95	3,42	—	—
Одесская		ПС-25-02/06	800	600	100	100	100	2500	B20	0,517	44,54	1,4	—	—
Полтавская		ПСР-1	900	900	100	100	100	2000	B20	0,58	29,9	1,45	—	$\gamma=1,5\text{т/м}^3$
		ПСР-2	900	900	100	100	100	2500	B20	0,73	36,2	1,83	—	—
Сумская		ПФС-4	800	800	50	50	50	3600	B20	0,807	41,56	1,78	—	—
Харковская		СП-2-08	800	800	100	100	100	2000	B20	0,47	31,1	1,17	—	—
		СП-3-08	800	800	100	100	100	3000	B20	0,71	38,6	1,77	—	—
Черкасская		КФ-6	900	900	500	500	500	1500	B30	0,66	16,54	1,52	—	—

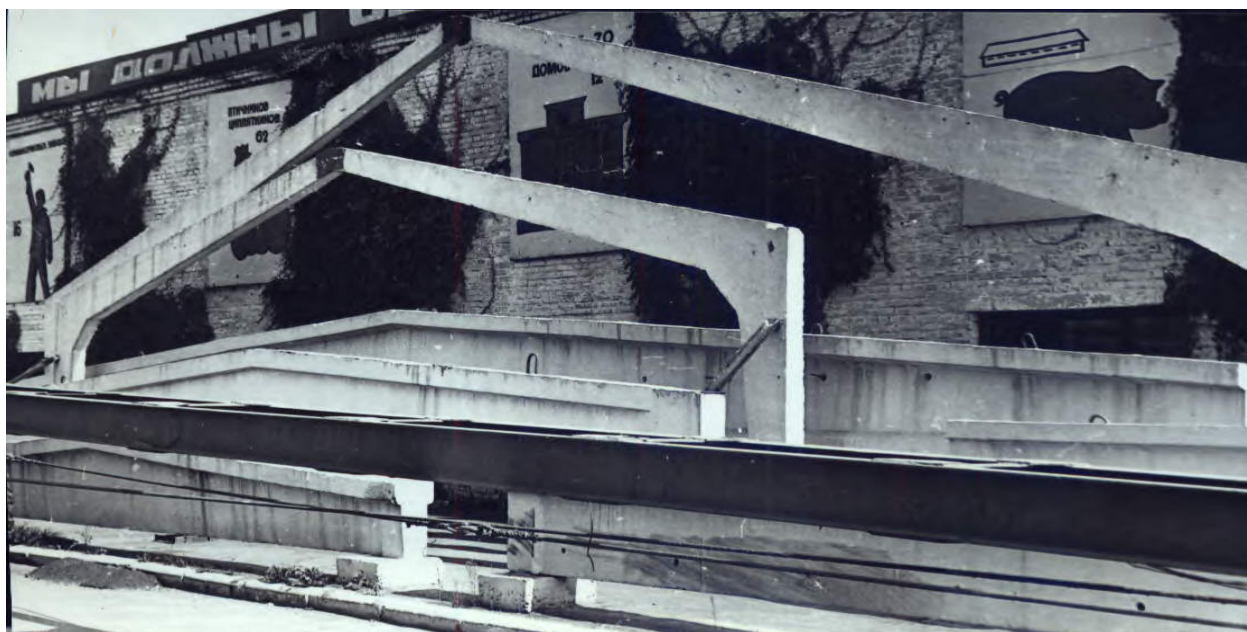
**СХЕМА И ФОТО ОБЪЕКТОВ ВНЕДРЕНИЯ,
ИЗГОТОВЛЕНИЯ, ТРАНСПОРТИРОВКИ,
ИСПЫТАНИЯ, МОНТАЖА КАРКАСОВ ЗДАНИЙ
ИЗ РАМНЫХ КОНСТРУКЦИЙ**



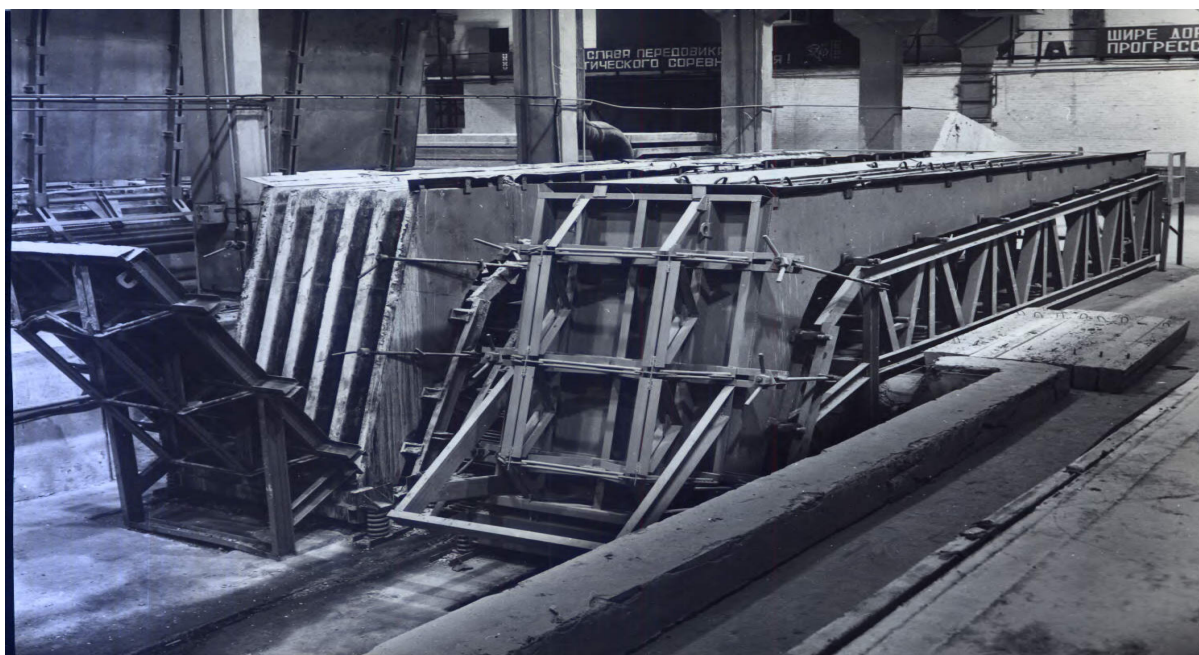
Строительство сельскохозяйственных производственных зданий из
составных железобетонных рам РЖС пролетом 21 м
(Крымский Облмежколхозстрой)

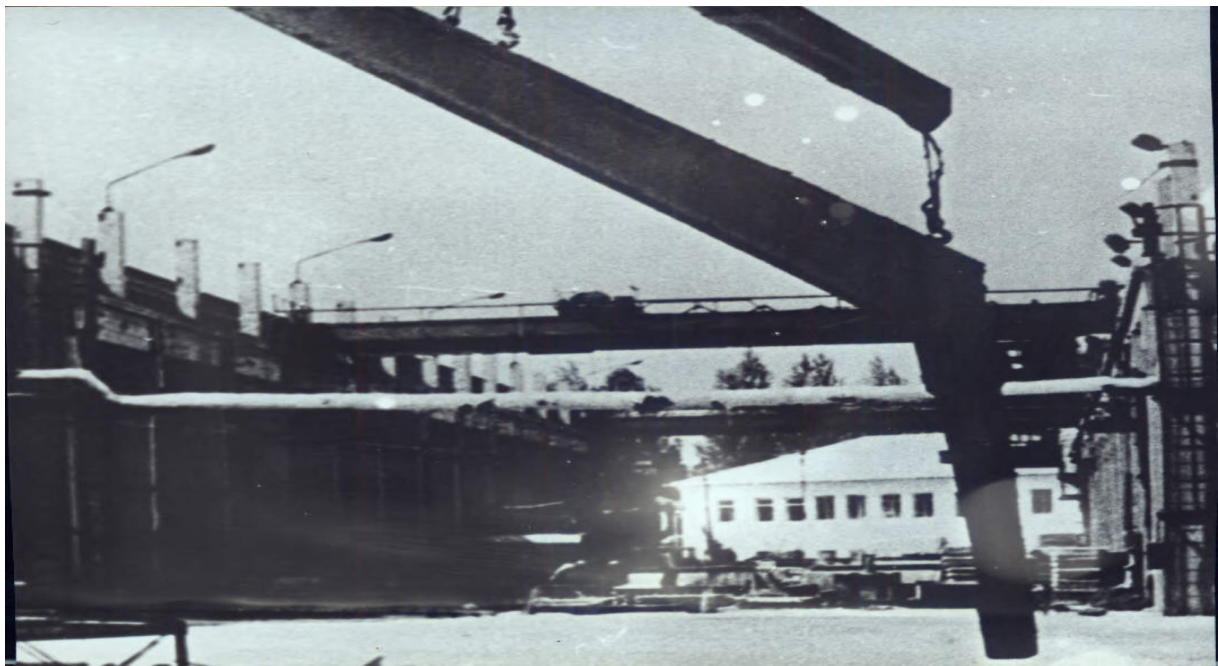


Области внедрения рамных конструкций РЖ и РЖС в Украине

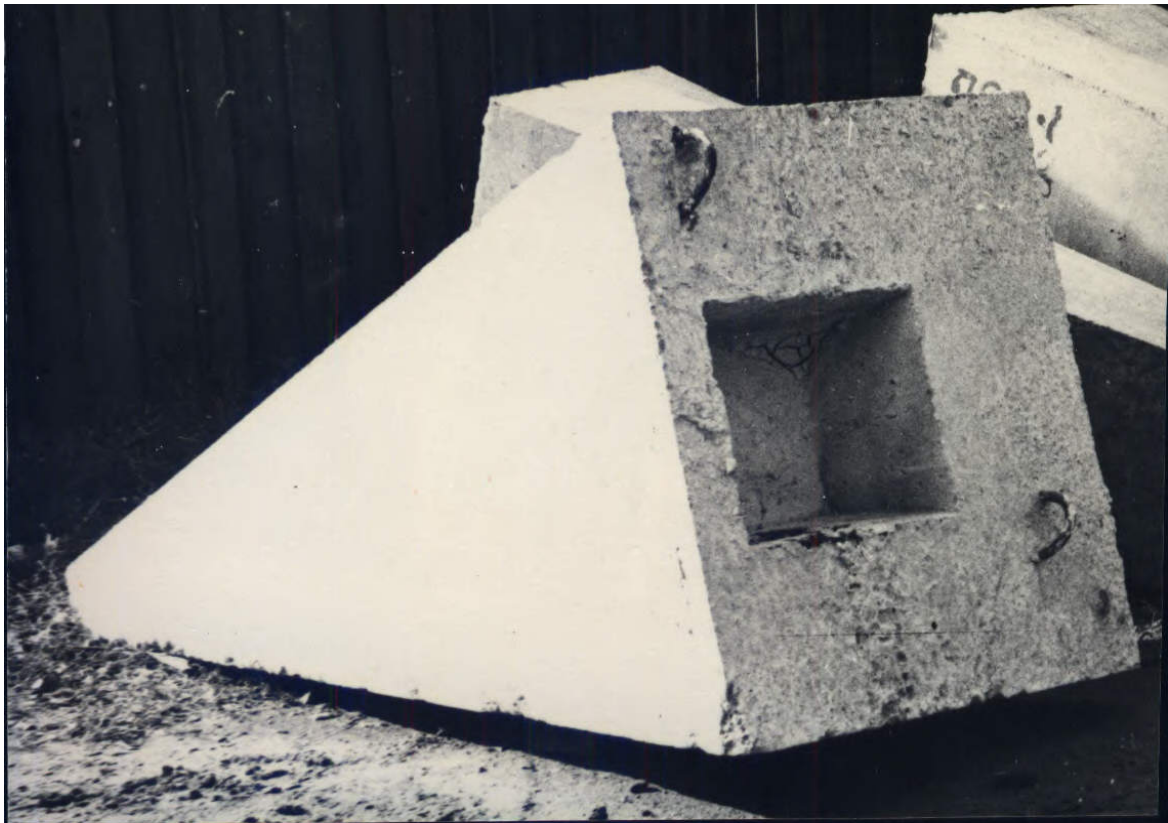


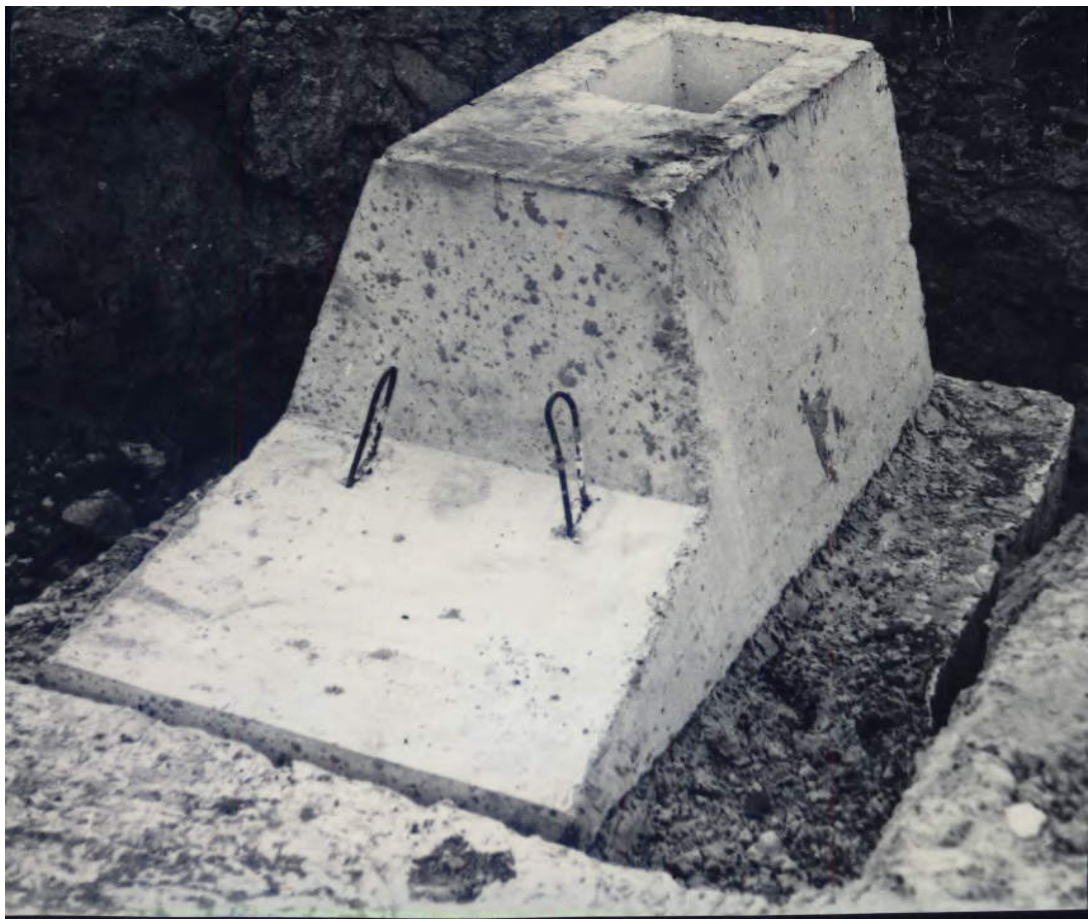
Выставка рамных конструкций

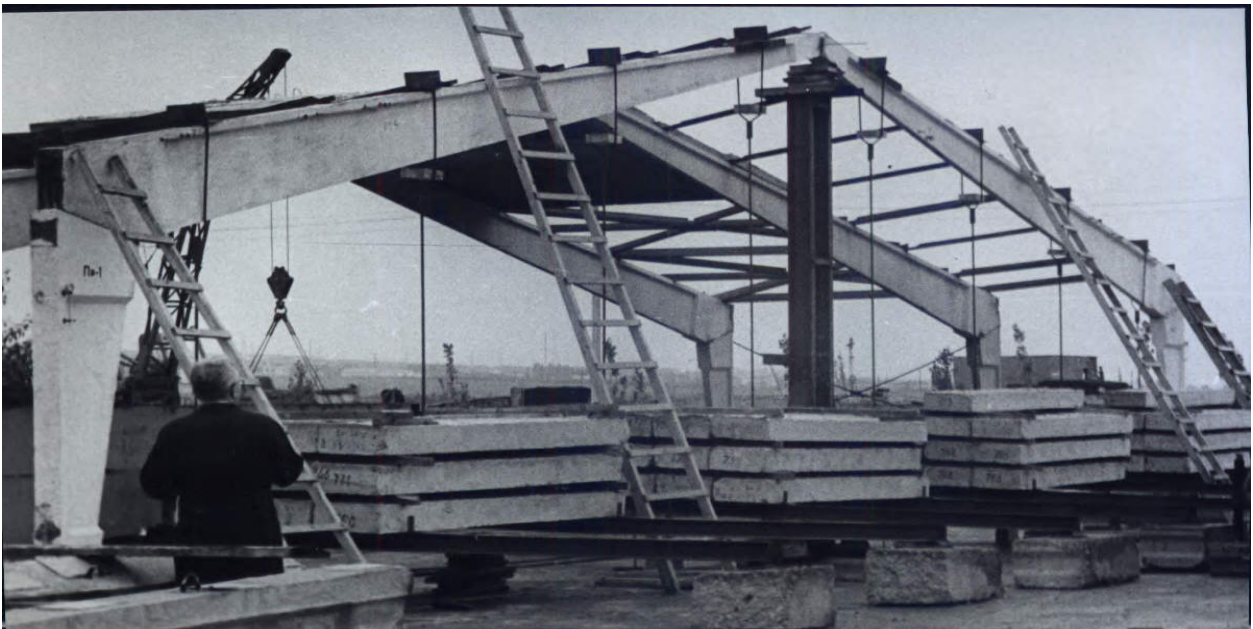
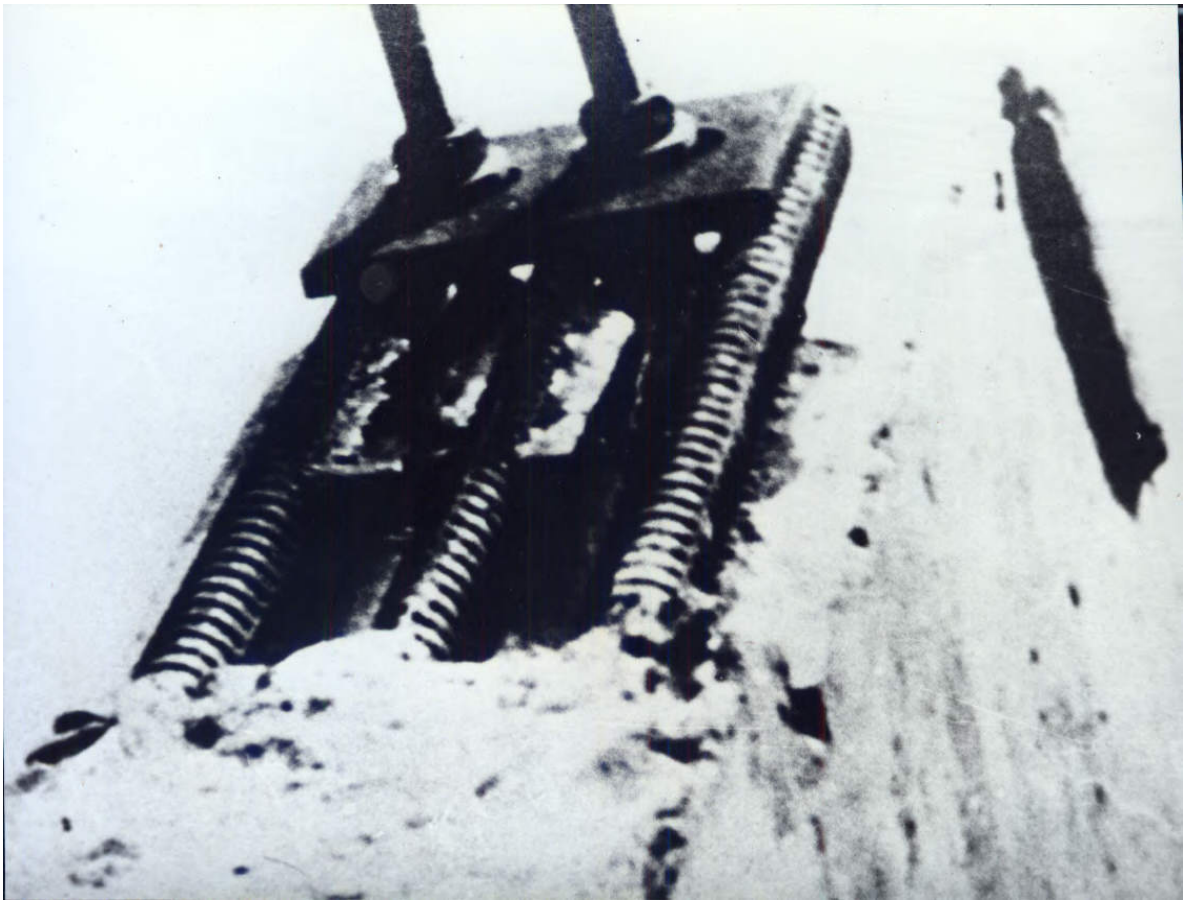


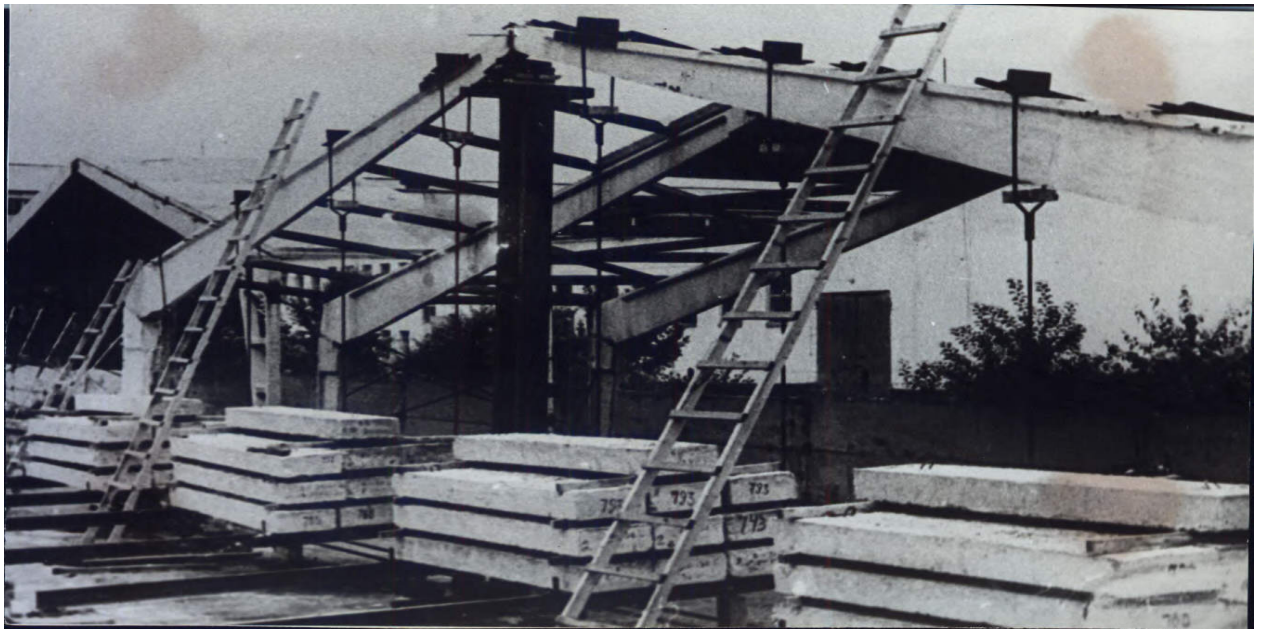
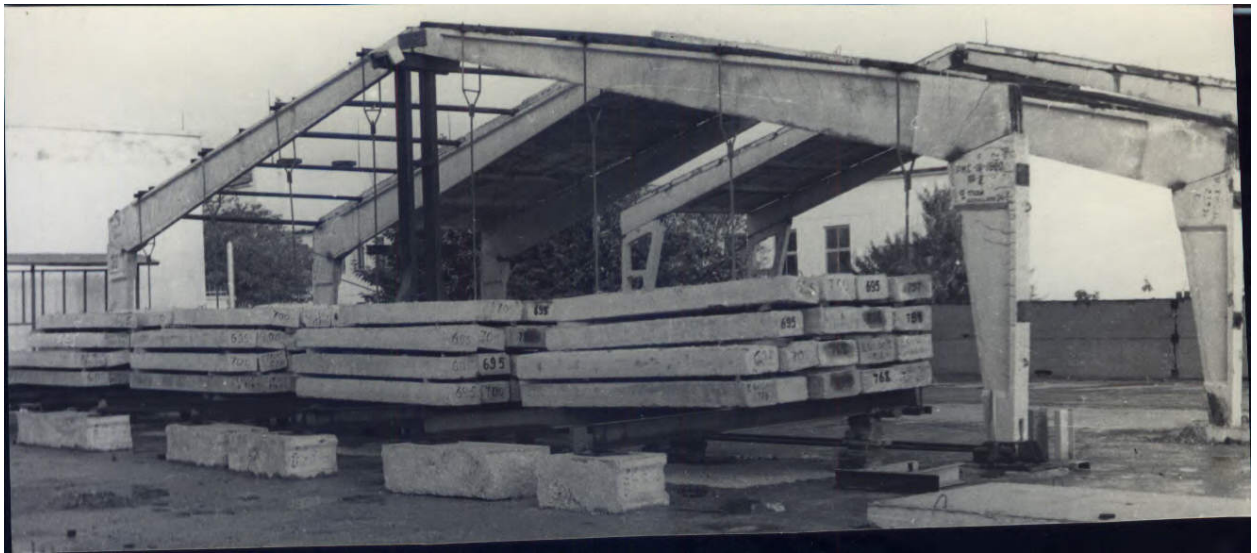


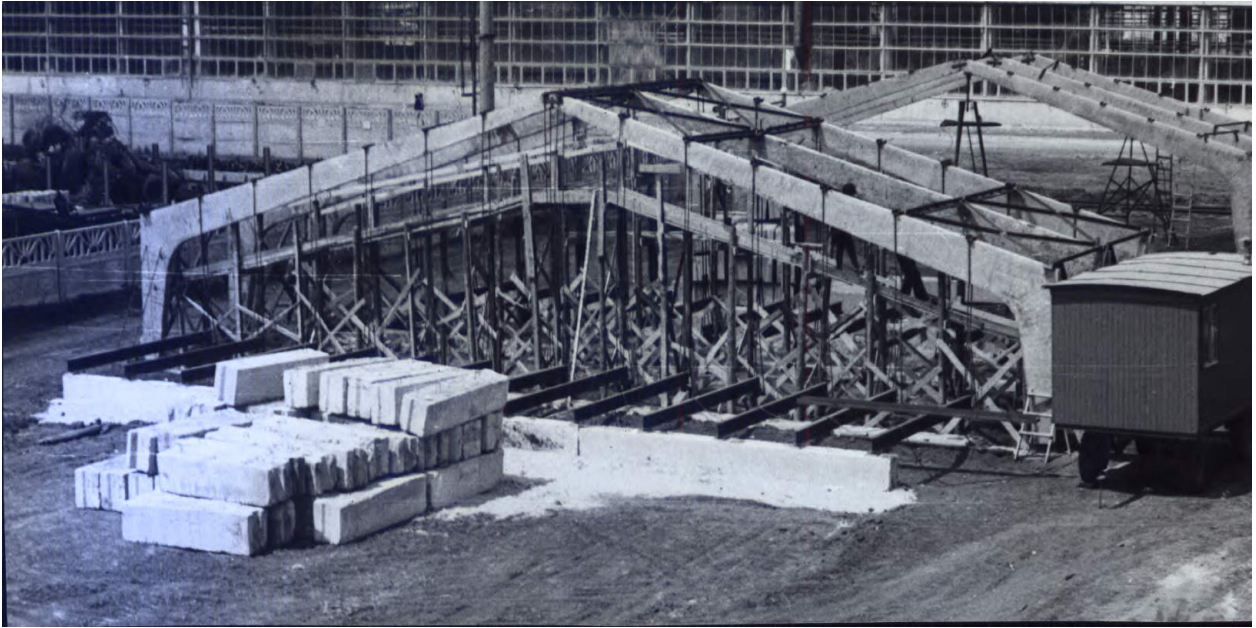


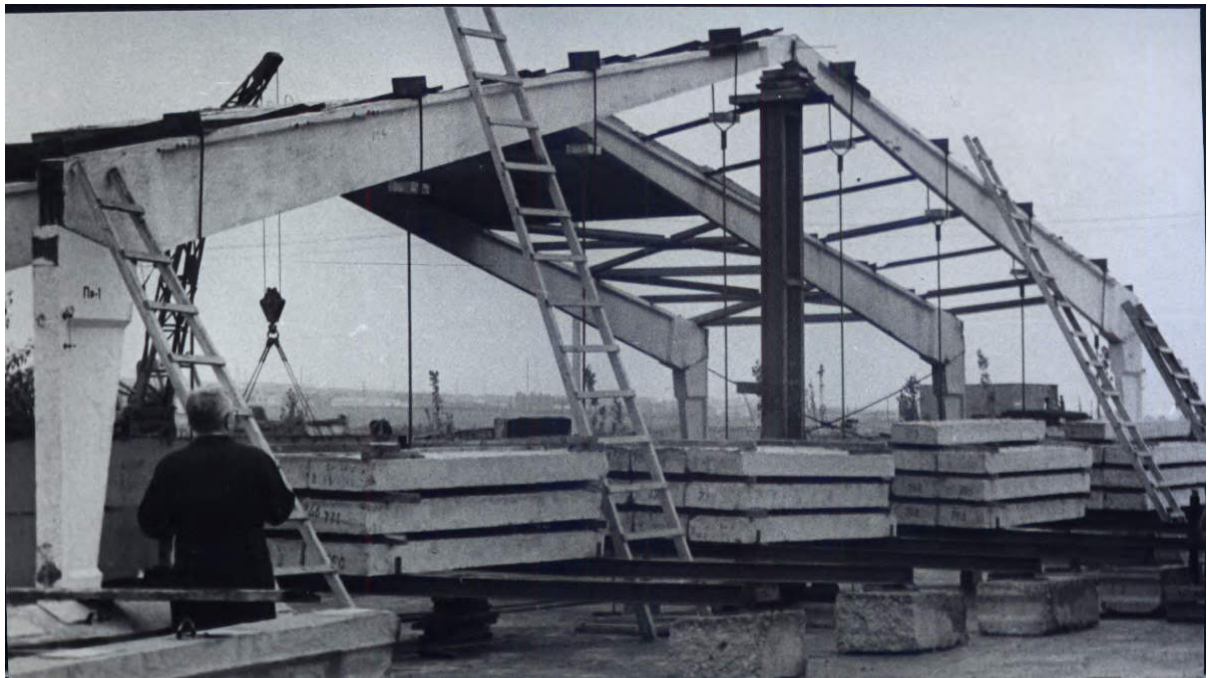


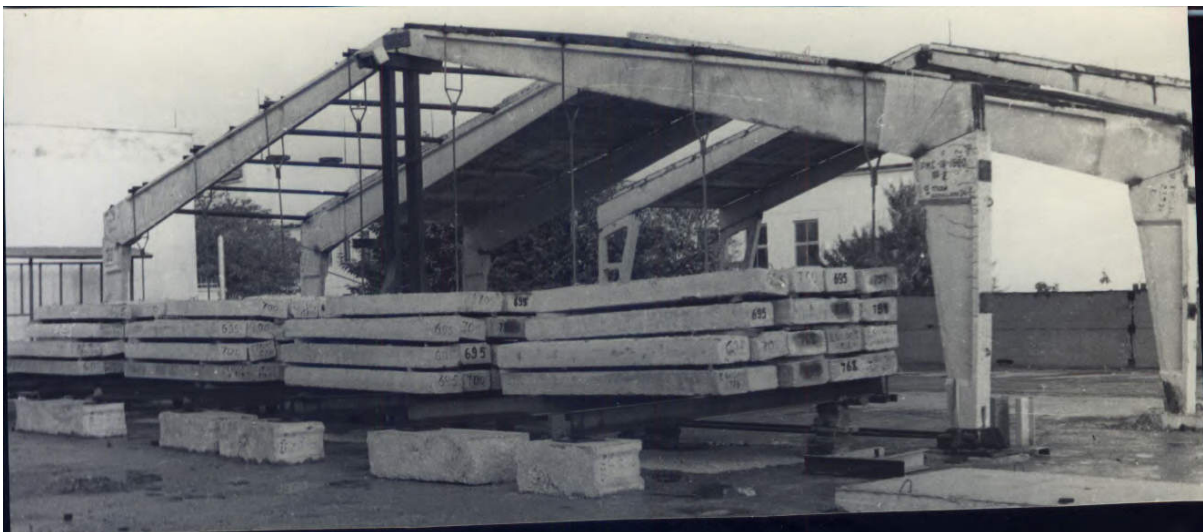
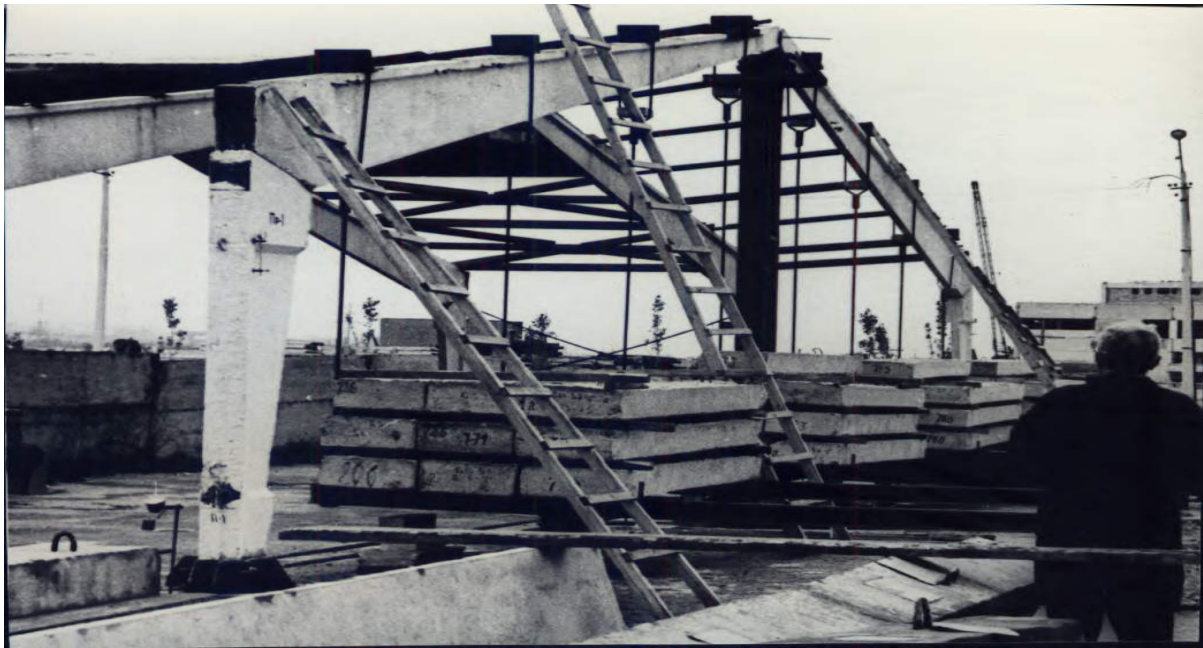


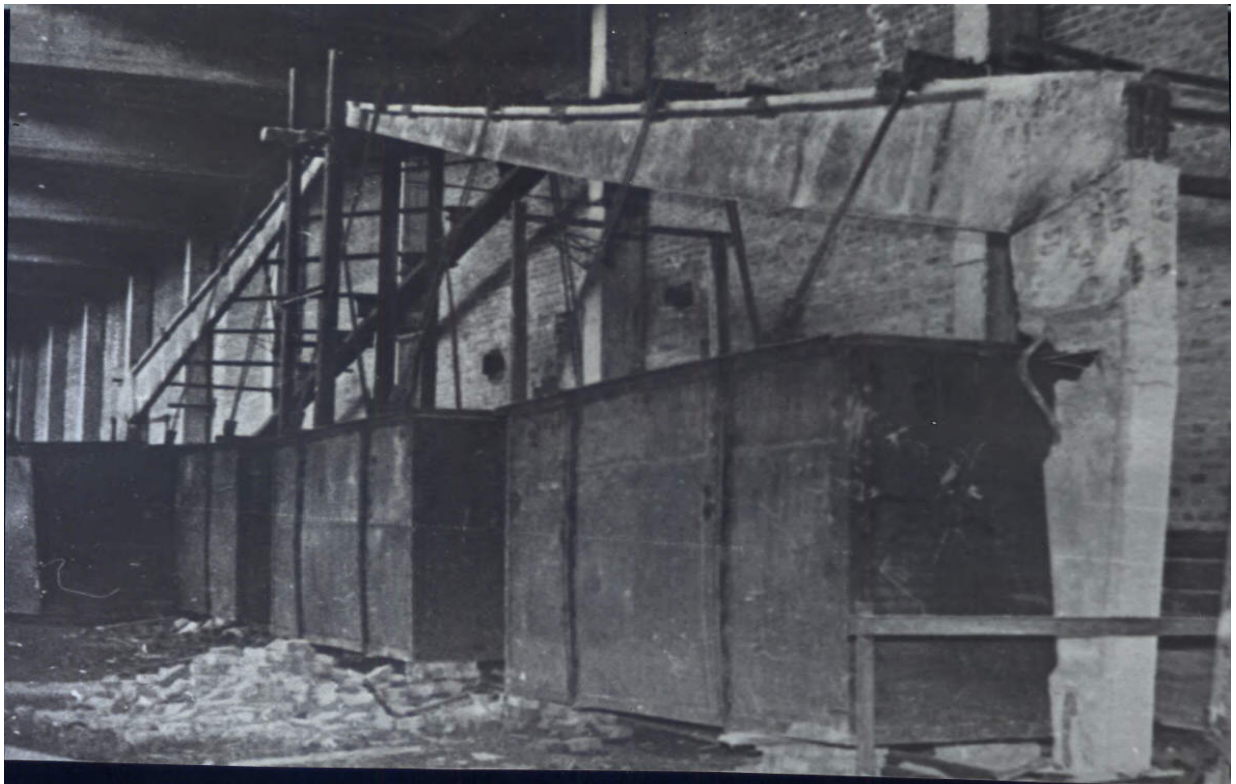
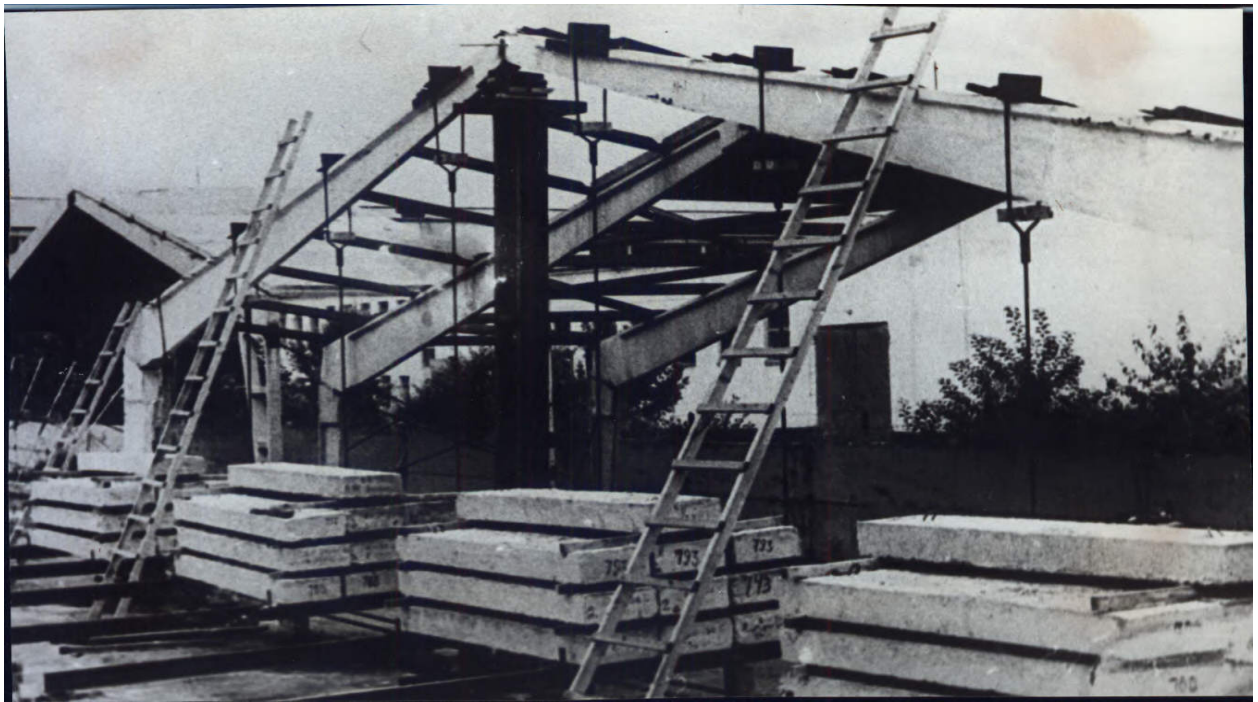










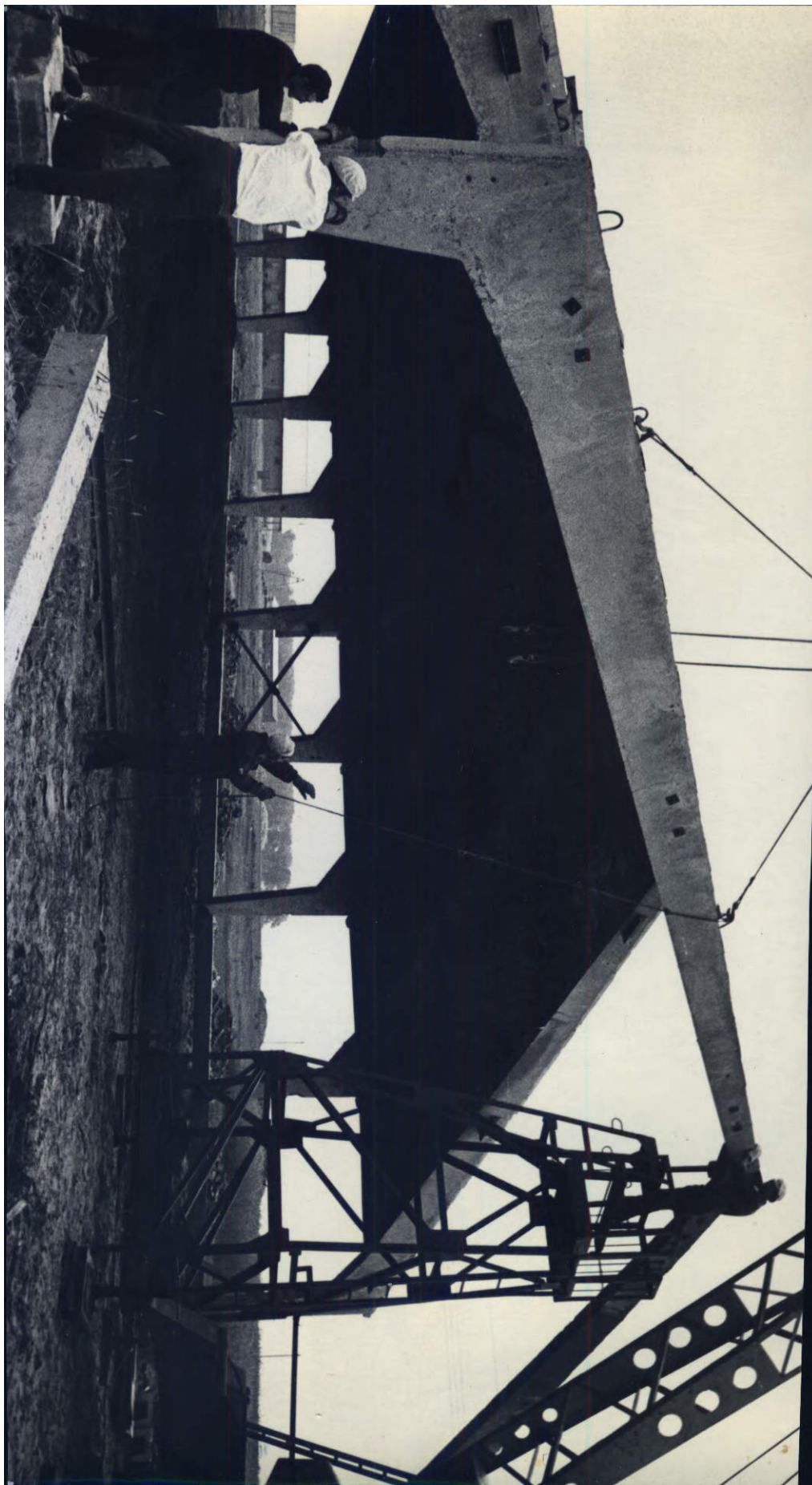






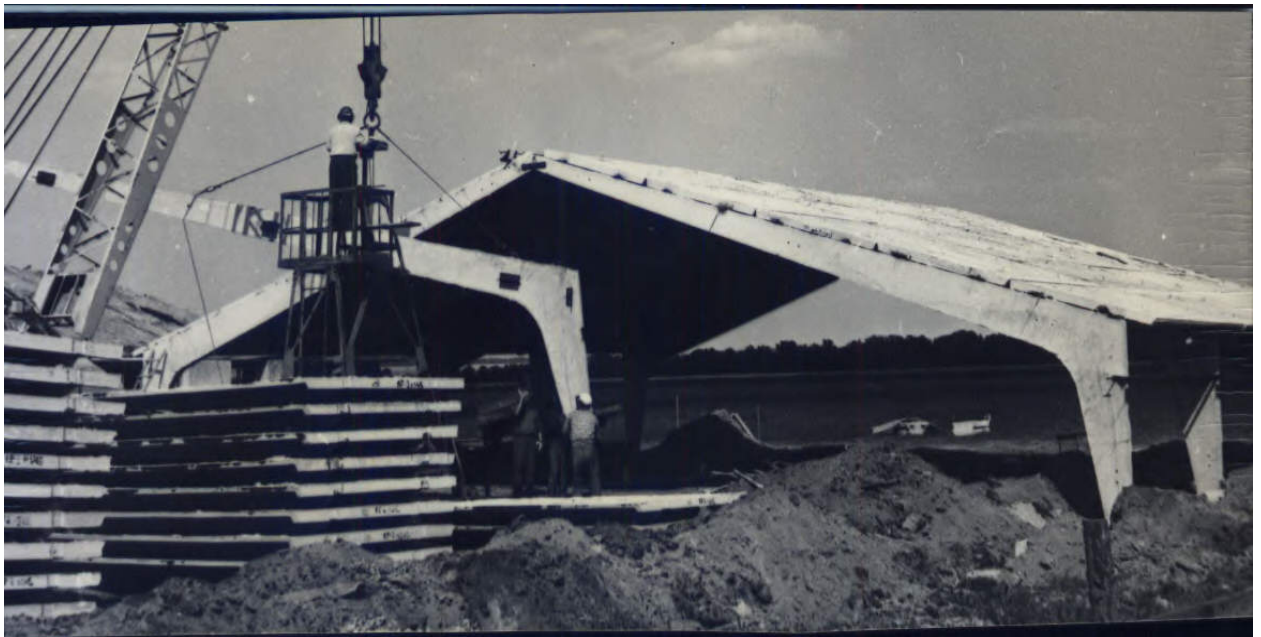
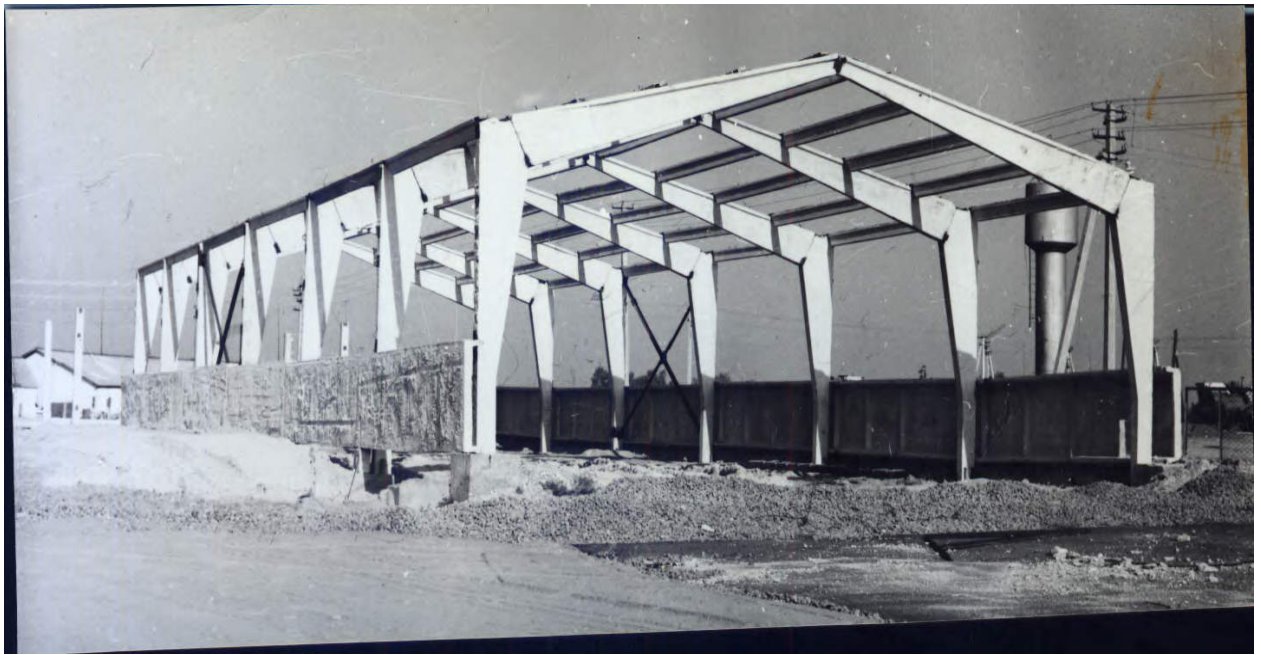








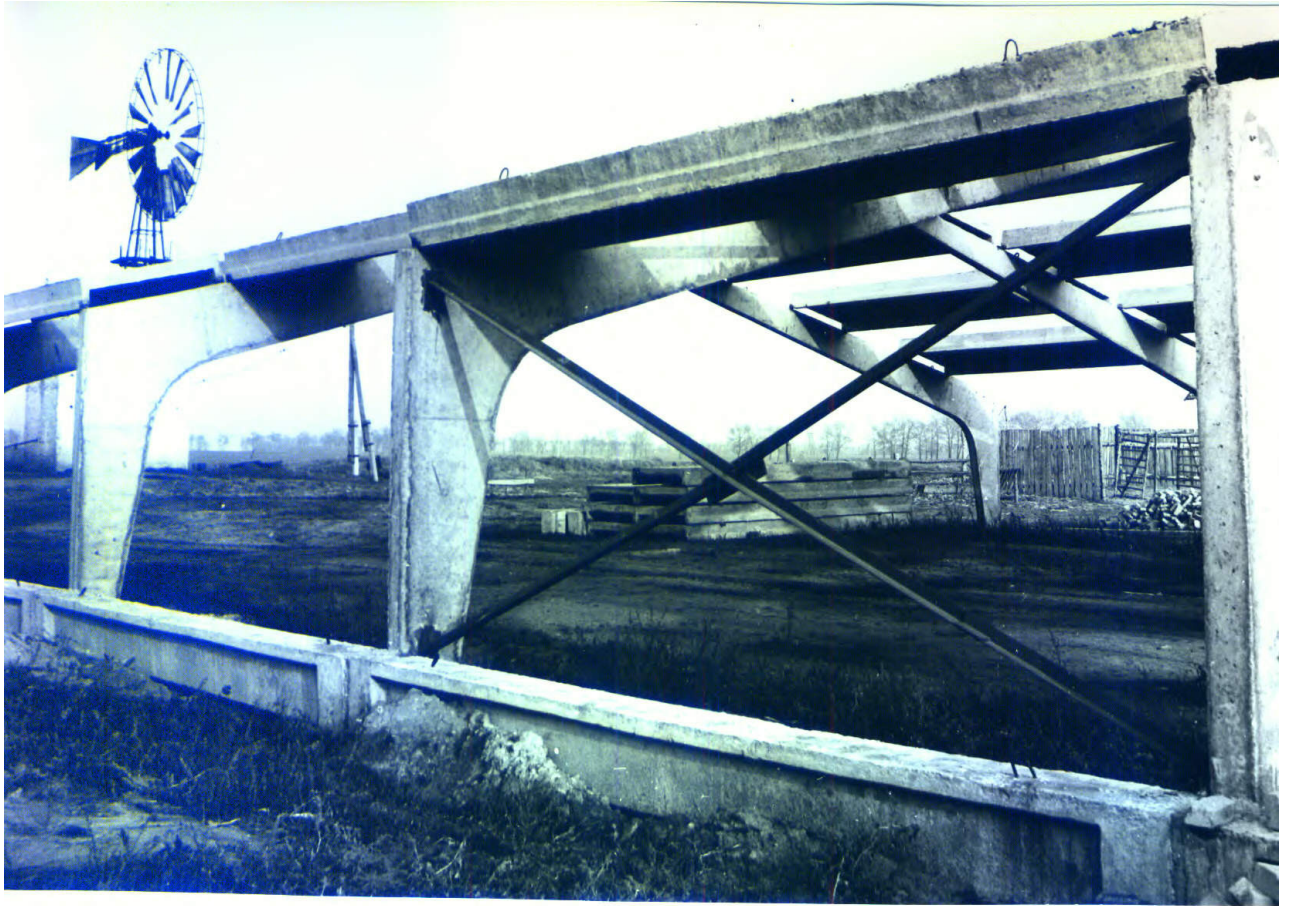




















ПРИЛОЖЕНИЕ В

Першаков Валерий Николаевич

Профессор кафедры реконструкции аэропортов и автодорог Института аэропортов Национального авиационного университета, доктор технических наук, профессор, академик Академии строительства Украины, академик Инженерной Академии Украины.



Награждён медалями "В память 1500-летия Киева" (1983), "Ветеран труда" (1989), почетным знаком "Винахідник СРСР" (1985), почетной грамотой МОН Украины (2001), почетным знаком "Відмінник освіти України" (2003), нагрудными знаками «За сумлінну працю» (2008), "Ветеран НАУ" (2011), грамотой Соломенской районной в городе Киеве государственной администрации (2013), лауреат премии Академии строительства Украины им. акад. М. С. Будникова (2014), победитель конкурса на получение «Великої срібної медалі» Академии строительства Украины (2014).

Родился 8 мая 1943 г. в г. Медногорске (Россия). В 1966 г. закончил инженерно-строительный факультет Казахского политехнического института по специальности «Промышленное и гражданское строительство». С 1982 г. доцент кафедры зданий и сооружений аэропортов факультета аэропортов Киевского института инженеров гражданской авиации (с 2000 г. – Национальный авиационный университет), с 2002 г. – доцент, с 2007 г. – профессор кафедры компьютерных технологий строительства, а с 2010 г. – профессор кафедры реконструкции аэропортов и автодорог института аэропортов НАУ.

В 1973 г. защитил кандидатскую диссертацию «Особенности работы внецентренно сжатых коротких элементов из керамзитобетона с малыми величинами эксцентриситетов» по специальности 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения». В 2012 г. защитил докторскую диссертацию на тему: «Создание эффективных типов железобетонных рам с несущими элементами переменного сечения» по специальности 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения». Научный консультант д.т.н., профессор Барашиков А. Я., Лауреат Государственной премии Украины.

Научные исследования связаны с изучением теоретических и экспериментальных вопросов строительных железобетонных, металлических конструкций промышленных, гражданских, сельскохозяйственных зданий и сооружений, а также автомобильных дорог и аэродромов.

Автор 240 научных трудов, в том числе один учебник, два учебных пособия с грифом МОН, 14 учебных пособий, 5 монографий, 5 каталогов, 18 авторских свидетельств и патентов, 20 методических указаний. Участник 45 международных и региональных научных конгрессов, и конференций.

Основные опубликованные труды:

1. Металеві конструкції. Метали і зварювання в будівництві (англ. мовою): Навчальний посібник. / Белятинський А. О., Першаков В. М., Пилипенко О. І., Кужель Н. І., Гирич В. Ю., Лапенко О. І. – К.: НАУ. – 2013. – 208 с. (Гриф МОН України. Лист № 1/11-9776 від 10.06.2013 р).

2. Pershakov V. M. Reinforced concrete and stone structures / Залізобетонні та кам'яні конструкції: Textbook / підручник. – К.: НАУ, 2009. – 328 р. (Гриф МОН України. Лист 1.4/18-Г-79 від 10.01.2009 р).

3. Першаков В. М. Каркасні будинки з тришарнірних залізобетонних рам. Монографія. – К.: НАУ, 2007. – 301 с.

4. Першаков В. М., Белятинський А. О., Близнюк Т. В., Семироз Н. Г. Вертодроми: Монографія. – К.: Вид-во НАУ, 2014. – 370 с.

5. Першаков В. М. Проблеми протидії конструкцій прогресуючому обваленню будівель та споруд : монографія / В. М. Першаков, М. С. Барабаш, А. О. Белятинський, К. М. Лисницька. – К.: НАУ, 2015. – 456 с.

6. Першаков В. М. Дослідження транспортних потоків в аспекті заторових станів дорожнього руху: монографія / В. М. Першаков, А. О. Белятинський, О. В. Степанчук, Р. В. Кротов. – К.: НАУ, 2015. – 177 с.