

**ВОПРОСЫ
СТРОИТЕЛЬСТВА
И АРХИТЕКТУРЫ**

Госстрой БССР
Институт строительства и архитектуры
РЕСПУБЛИКАНСКИЕ МЕЖВЕДОМСТВЕННЫЕ СБОРНИКИ

ВОПРОСЫ СТРОИТЕЛЬСТВА И АРХИТЕКТУРЫ

В ы п у с к X

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ И ТЕХНОЛОГИЯ
ИХ ПРОИЗВОДСТВА

Минск "Вышэйшая школа" 1980

Главный редактор
Г.Ф. Ш у к о в, кандидат технических наук

Редакционный совет:

С.С. Атаев, И.Н. Ахвердов, Н.П. Блещик, И.Ф. Войтович, В.В. Горбачев, З.Г. Дьяченко, Н.С. Заровкина, В.Ф. Залого, В.Г. Ласточкин, В.Н. Малышев, Л.В. Москалевич, Т.М. Пецольт, Ю.П. Пурецкий, Ю.А. Соболевский, В.Э. Соколовский, Ю.В. Шпит

ВОПРОСЫ СТРОИТЕЛЬСТВА И АРХИТЕКТУРЫ

ВЫПУСК Х

Строительные конструкции и технология их производства

Редактор *М.Г. Москаленко*
Худож.редактор *Ю.С. Сергачев*
Техн.редактор *Г.А. Лакишик*
Мл.редактор *И.В. Бирюкова*
Корректоры *А.М. Апель, З.Б. Боборыко*
График *Н.В. Журавлева*
Оператор *И.В. Скубий*

ИБ 982

Подписано к печати 11.06.80. АТ 08573. Формат 60х90 1/16. Бумага офсет. Офсет. печать. Усл.-печ.л. 9,5. Уч.-изд.л. 9,59. Тираж 750 экз. Изд.№ 79-160. Зак. 6247. Цена 1 р. 50 к.

Издательство "Вышэйшая школа" Государственного комитета Белорусской ССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли. 220048. Минск, Парковая магистраль, 11.

Типография "Победа". Молодечно, Привокзальный пер., 11.

30200 - 134
В -----42-80 3204000000
М304 (05) -80

© Издательство "Вышэйшая школа", 1980.

Ю.В. САПУНОВ, Ю.М. СЕРГЕЕВ,
А.С. НИКИТСКИЙ

ПУТИ СОВЕРШЕНСТВОВАНИЯ КОНСТРУКТИВНЫХ СХЕМ СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННЫХ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

Изучение существующих проектных решений сельскохозяйственных производственных зданий показало, что в настоящее время формирование конструктивных схем таких зданий в основном ведется в двух направлениях [1]. Первое основывается на максимальном использовании конструкций серий, выпускаемых предприятиями индустрии специально для сельского строительства. К ним относятся сборные железобетонные и клеелесовые рамы с пролетами 12, 18 и 21 м и металлические фермы облегченного типа. Второе определяется тем, что для сельскохозяйственных зданий несущие конструкции принимаются по сериям, предназначенным для промышленного строительства. Конструктивные решения этого направления представляют собой стоечно-балочную систему с железобетонными одно- и двухскатными балками и фермами в качестве ригелей.

Применение промышленных серий ведет, как правило, к повышению материалоемкости и стоимости строительства в среднем на 20%. Такое снижение показателей у сельских объектов может быть оправдано только в тех случаях, когда в районе строительства не имеется или слабо развита материально-техническая база сельского строительства.

Проведенный БелНИИгипросельстроем технико-экономический анализ конструкций несущих элементов рамного и стоечно-балочного каркаса показал, что дальнейшее совершенствование существующих конструктивных решений сельскохозяйственных производственных зданий не приводит к заметному увеличению эффективности. Материалоемкость и стоимость улучшенных конструкций, как правило, ниже лишь на 2—3%, при этом в некоторых случаях за счет ухудшения показателей трудоемкости при изготовлении.

Принятая в республике сетка несущих колонн 12 х 6 и 18 х 6 м существенно сократила количество конструкций и изделий, применявшихся ранее для зданий с пролетом до 12 м и шагом несущих элементов до 6 м, создала неплохие предпосылки для унификации и типизации объемно-планировочных и конструктивных решений сельскохозяйственных производственных зданий. Однако увеличение сетки несущих элементов все-таки не устранило противоречий между требованиями, предъявляемыми эффективной технологией содержания животных, и возможностями их удовлетворения строи-

тельными решениями. Известно, что время физического износа строений значительно превосходит сроки физического и морального старения технологического оборудования, да и самой технологии содержания животных. Существующие конструктивные предложения пока еще не в состоянии обеспечить гибкость планировочного решения здания, необходимое технологическое оборудование часто трудно расположить в помещениях, свободных от несущих колонн.

Поэтому одна из основных задач заключается в поиске таких конструктивных схем сельскохозяйственных производственных зданий, которые максимально удовлетворяли бы требованиям гибкости объемно-планировочных решений, снижения материалоемкости и стоимости строительства и в то же время учитывали бы реальные возможности материально-технической базы сельского строительства.

В основу разработанных БелНИИгипросельстроем проектных предложений объемно-планировочных решений производственных зданий животноводческих ферм и комплексов положена планировочная ячейка 18 x 12 м. Увеличение шага несущих конструкций до 12 м придает зданию характер универсальности, при котором возможно гибкое изменение расположения технологического оборудования и процесса содержания животных.

Хотя увеличение сетки колонн требует в некоторой степени повышения удельных расходов материалов, тем не менее при рациональном размещении технологического оборудования общая материалоемкость объекта может быть уменьшена за счет увеличения полезной площади производственного здания. Укрупненная сетка колонн позволяет более компактно разместить технологическое оборудование, что увеличивает сьем продукции с единицы производственной площади и, следовательно, снижает материалоемкость, отнесенную к единице выпускаемой продукции. А это, в конечном счете, является главным в повышении эффективности капитальных вложений.

Увеличение шага несущих конструкций дает возможность уменьшить количество типоразмеров применяемых конструкций. Это, в свою очередь, сокращает парк металлических форм и снижает металлоемкость производства сборного железобетона.

Конструктивная схема сельскохозяйственного производственного здания в поперечном направлении решена в виде П-образных рам, в продольном — V-образных стоек и балок (рис. 1).

Поперечные рамы здания состоят из несущих элементов покрытия, шарнирно-опираемых на продольные балки V-образных стоек, жестко заделанных в фундаменты. Концевые части балок соединяются с основаниями V-образных стоек металлическими тяжами, позволяющими выравнивать опорные и пролетные изгибающие моменты в балках.

Разработанная в продольном направлении конструктивная схема каркаса в отличие от существующих традиционных схем рамного или стоечно-балоч-

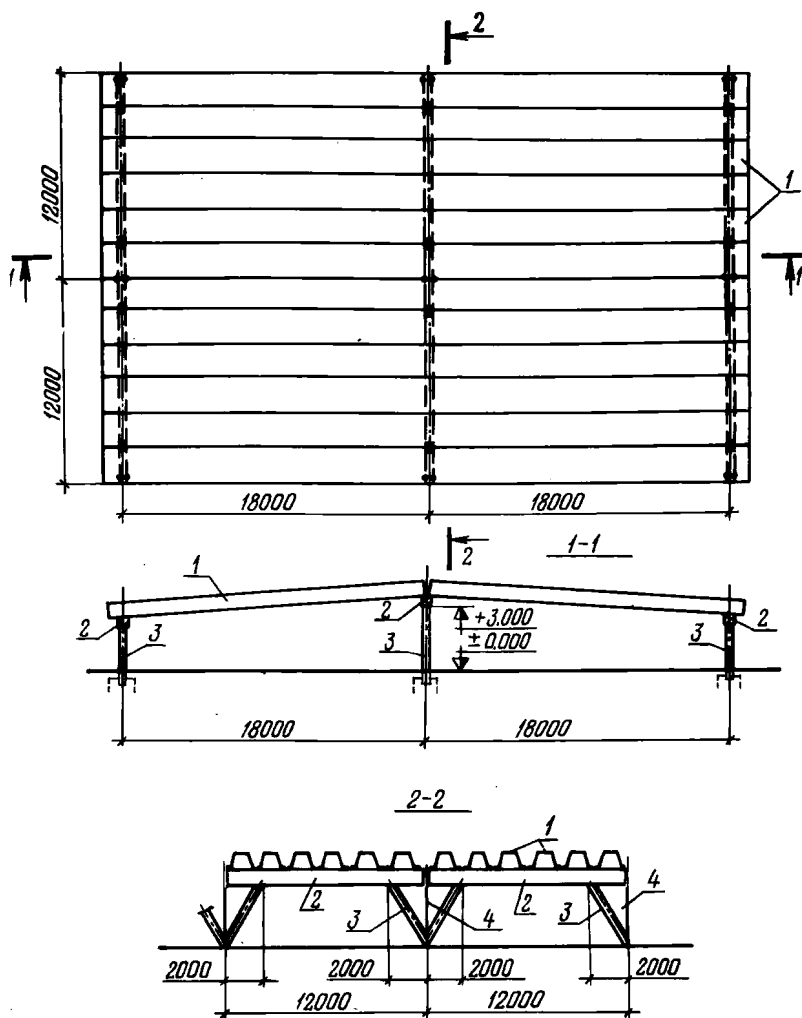


Рис. 1. Схема каркаса из сборных железобетонных конструкций:
1 — призматическая сборная железобетонная складка; 2 — прогон; 3 — стойка; 4 — тяжи.

ного каркаса позволила не только увеличить шаг стоек до 12 м, но и снизить массу продольных несущих конструкций.

Железобетонные конструкции покрытия решены в трех вариантах: с применением призматических складок (рис. 2), панелей-оболочек КЖС и плиты покрытия типа П.

Применение в покрытиях производственных сельскохозяйственных зданий легких несущих и ограждающих конструкций из металла — одно из

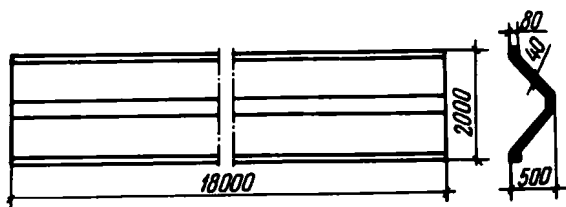


Рис. 2. Призматическая сборная железобетонная складка покрытия.

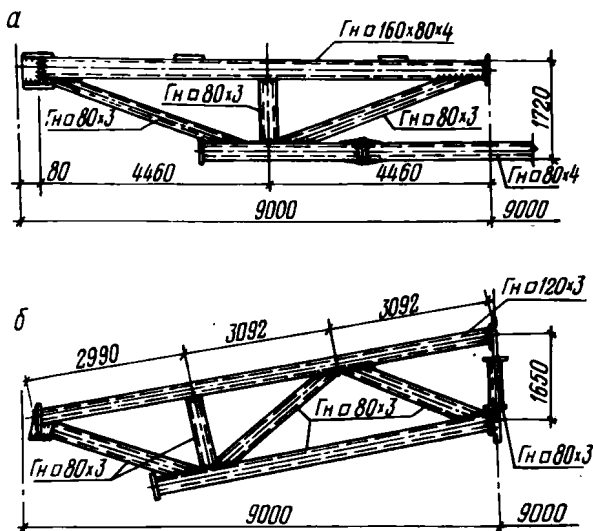


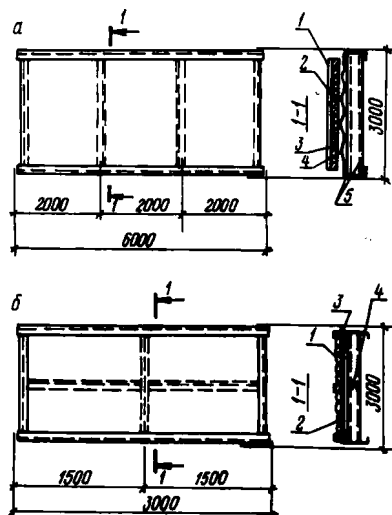
Рис. 3. Стропильные фермы из замкнутых гнутосварных профилей:
а — под мягкую; б — под асбестоцементную кровлю.

основных направлений повышения эффективности строительства. В качестве несущих конструкций покрытия БелНИИгипросельстроем разработаны стальные фермы пролетом 18 м из одиночных уголков и замкнутых гнутосварных профилей, выпускаемых Молодечненским заводом легких металлоконструкций (рис. 3). Применение гнутосварных профилей вместо горячекатаных снижает массу конструкций на 15–30%, сокращает эксплуатационные расходы, повышает надежность, долговечность и коррозионную стойкость конструкций.

Технико-экономические расчеты здания пролетом 18 м с различными вариантами настилов покрытия показывают, что применение несущих металлоконструкций целесообразно в случае использования облегченных настилов [2]. БелНИИгипросельстроем разработано несколько легких комплексных панелей покрытия размером 3 x 6 м с использованием эф-

Рис. 4. Комплексные панели покрытия:

а — под мягкую кровлю; 1 — слой рубероида; 2 — утеплитель ФРП-1; 3 — полиэтиленовая пленка; 4 — асбестоцементные листы; 5 — холодногнутые профили швеллерного сечения;
б — под асбестоцементную кровлю; 1 — утеплитель — минвата; 2 — полиэтиленовая пленка; 3 — асбестоцементные листы; 4 — холодногнутые профили швеллерного сечения.



фективных утеплителей, асбестоцемента и стальных тонкостенных холодногнутых профилей (рис. 4).

Оценка экономичности конструктивных решений сельскохозяйственных производственных зданий 36 x 108 м производилась по технико-экономическим показателям на 1 м² производственной площади. Для сравнения взяты четыре варианта конструктивных схем:

- 1) V-образные стойки с шагом 12 м и покрытие балка-складка 2 x 18 м;
- 2) V-образные стойки с шагом 12 м и покрытие панель-оболочка КЖС;
- 3) V-образные стойки с шагом 12 м и плита покрытия типа П;
- 4) железобетонные колонны с шагом 6 м (серия 1.823-1, вып. 2), стропильные фермы из одиночных уголков и плоские железобетонные плиты покрытия (серия 1.465-1, вып. 1,3);
- 5) железобетонные полурамы с шагом 6 м (серия 1.822-2) и ребристые железобетонные плиты покрытия (серия 1.865-4).

Для обеспечения условий сопоставимости в качестве элементов стенового ограждения для всех вариантов приняты трехслойные стеновые панели ПС-1 (т.п. 19—154) и рулонная кровля. Результаты подсчета показателей приведены в табл. 1. Аналогом для сравнения послужила конструктивная схема с железобетонными полурами (вариант 5) как наиболее экономичное решение из применяемых в настоящее время в практике проектирования сельскохозяйственных производственных зданий [1].

Из табл. 1 следует, что величина приведенных затрат конструктивных схем зданий с увеличенной сеткой несущих элементов (варианты 1—3) практически равноценна величине приведенных затрат аналога. Однако

Таблица 1.

**Технико-экономические показатели конструктивных схем
сельскохозяйственных производственных зданий**

Варианты конструк- тивных схем	Стоимость		Приведенные затраты, <u>руб.</u> %	Масса, <u>т</u> %	Расход	
	расчет- ная,	фактичес- кая,			бетона, <u>м³</u>	стали, <u>кг</u>
	<u>руб.</u> %	<u>руб.</u> %			%	%
1	<u>13,65</u> 97,3	<u>24,58</u> 100,0	<u>34,32</u> 99,9	<u>0,31</u> 79,5	<u>0,08</u> 72,7	<u>14,17</u> 100,2
2	<u>13,86</u> 98,8	<u>23,59</u> 96,0	<u>33,29</u> 96,9	<u>0,34</u> 87,2	<u>0,09</u> 81,8	<u>11,49</u> 81,2
3	<u>14,25</u> 101,6	<u>24,23</u> 98,6	<u>34,01</u> 99,0	<u>0,36</u> 92,3	<u>0,10</u> 90,9	<u>13,04</u> 92,2
4	<u>15,14</u> 107,9	<u>24,27</u> 98,7	<u>35,93</u> 104,6	<u>0,28</u> 71,8	<u>0,06</u> 54,6	<u>21,23</u> 150,1
5	<u>14,03</u> 100,0	<u>24,58</u> 100,0	<u>34,34</u> 100,0	<u>0,39</u> 100,0	<u>0,11</u> 100,0	<u>14,14</u> 100,0

по расходу основных строительных материалов и масс эти варианты значительно превосходят конструктивную схему с железобетонным рамным каркасом. Экономия бетона составляет 10,1–27,3%, стали – 7,8–18,8%. Учитывая планировочную гибкость ячейки 12 x 18 м в сочетании с экономным расходом строительных материалов, можно предположить, что применение зданий с увеличенной сеткой несущих элементов для сельскохозяйственных производственных строений имеет реальную основу. При соответствующем экономическом исследовании и конструктивной проработке возможно использование ячеек 18 x 18 и 18 x 24 м. В этом случае в качестве конструктивных элементов покрытия могут служить тонкостенные сборно-монолитные пространственные конструкции в виде пологих цилиндрических или двойкой кривизны оболочек и др.

Несмотря на то что среди существующих конструктивных решений стропильных металлических ферм для сельскохозяйственного производственного строительства предлагаемая БелНИИгипросельстроем ферма из одиночных уголков – одна из наиболее экономичных по расходу металла и трудоемкости изготовления, все же по сравнению с каркасом из железобетонных полурам ее величина приведенных затрат выше на 4,6%. Это, очевидно, связано с проведением дополнительных мероприятий по защите металла от коррозии в температурно-влажностной среде жи-

вотноводческих зданий. Однако незначительный расход бетона и низкая величина массы дают основание для успешного применения этих конструкций в сельскохозяйственном строительстве. Уменьшение расхода стали и величины приведенных затрат возможно при использовании эффективных профилей, например замкнутых гнутосварных. Большой резерв снижения материалоемкости несущих металлических ферм заложен в применении облегченных плит покрытия взамен обычно используемых железобетонных. Одно из возможных решений, уменьшающих массу плит покрытия, а следовательно, и расход металла в стропильных фермах, заключается в использовании модифицированной древесины и предварительно-напряженных деревянных элементов в сочетании с эффективными утеплителями.

При соответствующем технико-экономическом обосновании для сельскохозяйственных производственных зданий возможно применение сочетания стропильных и подстропильных ферм, позволяющих увеличить шаг и пролет несущих элементов, и облегченных плит покрытия.

ЛИТЕРАТУРА

1. Разработка оптимальных конструктивных схем животноводческих комплексов и птицефабрик в условиях создания сельскохозяйственных аграрно-промышленных объединений: Отчет/БелНИИгипросельстрой. — Минск, 1977. 2. Б о т в и н и к С.В. Облегченные конструкции для сельскохозяйственных зданий. — Сельское строительство, 1971, № 5.

УДК 69.02:691.714-41

И.Л. ХАЮТИН, И.В. БАШКЕВИЧ,
Н.Л. НЕСТЕРЕНКО

ИССЛЕДОВАНИЕ СТАЛЬНЫХ ПАНЕЛЕЙ 3 x 12 м С НАСТИЛОМ ИЗ ПРОФИЛИРОВАННЫХ ЛИСТОВ

В настоящее время для устройства легких покрытий производственных зданий часто используют панели 3 x 12 м, имеющие стальной каркас и настил из профилированного листа [1,2,3]. К более распространенным относится разработанное ЦНИИПСК конструктивное решение, когда продольные ребра каркаса выполняются из холодногнутых С-образных профилей, а листы настила укладываются в поперечном направлении. Его основные достоинства — возможность изготовления конструкций на автоматизированных поточных линиях и сокращение на 10% расхода профнастила (за счет ширины полок продольных ребер). Известным недостатком следует считать наличие в покрытии замкнутых пространств, образующихся С-образными прогонами смежных панелей.

В видоизмененном конструктивном решении, предложенном БО ЦНИИПСК, продольные ребра панелей имели Т-образное сечение, что устра-

няло вышеуказанный недостаток и обеспечивало лучшие условия пакетирования профилей. Кроме того, для уменьшения высоты панелей на опоре (с 400 до 200 мм) концы продольных ребер подрезались и опирание на фермы производилось через нижние полки швеллеров, необходимых для укладки листов профнастила (рис. 1).

Минским ЗМК был изготовлен опытный образец такой панели (под расчетную нагрузку $g = 2,5 \text{ кН/м}^2$), а в БПИ – проведены ее испытания. Цель исследования – изучение напряженно-деформированного состояния $\mathcal{L}$ -образных ребер и проверка надежности подрезанных опор. Исходя из этого испытательная нагрузка сперва располагалась равномерно по всей площади панели, а после разрушения ее от изгиба увеличенное количество балласта сосредоточивалось на приопорных участках конструкции.

Несущая способность панели лимитировалась работой продольных ребер, в которых при нагрузке $g_{\text{пред}} = 3,5 \text{ кН/м}^2$ напряжения достигли предела текучести. При указанной нагрузке прогиб конструкции начал интенсивно увеличиваться и при разрушении достиг значения $f_{\text{max}} = 80,5 \text{ мм}$. $\mathcal{L}$ -образное сечение испытывало значительную деформацию, в результате чего остаточные горизонтальные смещения полок доходили до 47 мм. Наиболее ощутимым это было в средней части пролета, где влияние профнастила как схватки между продольными ребрами панели было слабым. Средняя величина относительного прогиба $\mathcal{L}$ -образных ребер при нормативной нагрузке $g_{\text{норм}} = 2,0 \text{ кН/м}^2$ составила $f/l = 1/237$, что несколько отличалось от расчетного значения относительного прогиба $(f/l)_{\text{расч}} = 1/260$, вычисленного без учета влияния деформации на жесткость панели.

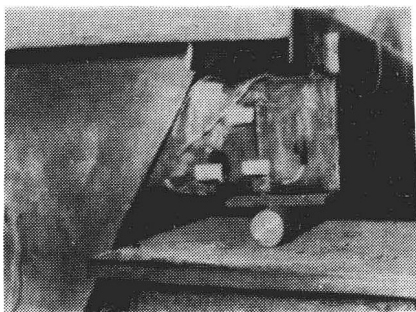
Исследование несущей способности опор подтвердило их надежность в случае действия повышенных значений поперечных сил.

На основе полученных результатов было сделано заключение о целесообразности расположения листов профнастила волнами вдоль панели, что улучшает состояние ее продольных ребер, и они работают совместно с настилом как сопряженные балки, соединенные между собой упругими связями в виде поперечин.

Опытный образец новой панели рассчитывался на такую же нагрузку, что и первый. В нем настил был образован из трех профилированных листов и двух доборных элементов из оцинкованной стали. Профилированные листы опирались на поперечины из гнутых швеллеров, имевших шаг 3000 мм. Поперечины торцами приваривались к стенкам $\mathcal{L}$ -образных продольных ребер панели.

Панель испытывалась в перевернутом виде. Ее нагружение осуществлялось гидродомкратами, расположенными между нею и силовым полом. Цель испытания – выявление напряженного состояния профнастила и определение степени включения его в работу продольных ребер панели. В связи

Рис. 1. Конструкция опорной части панелей с Γ -образными прогонами и поперечным расположением листов профнастила.



с этим нагружение осуществлялось дважды. Вначале давление от домкратов, установленных между поперечинами, передавалось только профнастилу и испытательная нагрузка не превышала расчетную. Вследствие этого уровень напряжений в элементах панели не доходил до предела упругости, что не могло повлиять на результаты повторного нагружения, когда конструкция доводилась до разрушения. Второй этап нагружения, в сопоставлении с первым, позволял выявить несущую способность панели и картину напряженного состояния профилированного настила при передаче всей нагрузки на продольные ребра через поперечины. В этом случае профнастил не подвергался изгибу от испытательной нагрузки и поэтому в нем фиксировались лишь дополнительные напряжения, вызванные включением его в работу продольных ребер. Знание уровня дополнительных напряжений в профнастиле особенно важно в зонах надопорных участков (над поперечинами), так как они суммируются с основными напряжениями сжатия, вызванными работой листов на изгиб.

Эквивалентная, равномерно распределенная (по изгибающему моменту) разрушающая нагрузка составила $g_{\text{пред}} = 4,5 \text{ кН/м}^2$. Она превысила расчетную нагрузку в 1,8 раза и была на 28% больше, чем для панели с поперечным расположением листов профнастила. Значительно увеличилась жесткость панели, которая, судя по прогибу при нормативной нагрузке, возросла по сравнению с предыдущим испытанием в 1,48 раза. Несущая способность панели лимитировалась работой Γ -образных ребер, в которых напряжения в нижних полках достигли предела текучести (по данным испытания контрольных образцов его значение $\sigma_T = 280 \text{ МПа}$). Деформация ребер оказалась незначительной — на стадии разрушения панели горизонтальные смещения полок составили 1–2 мм. Более ощутимыми были боковые перемещения нижних полок поперечин. При предельной нагрузке их значения в середине элемента доходили до 8–10 мм, но деформации носили упругий характер и связь поперечин с профнастилом оказалась ненарушенной.

Существенный интерес представляют экспериментальные данные об уровне дополнительных напряжений в профнастиле. В нижних фибрах листов (в месте их сопряжения с поперечинами) были зафиксированы рас-

тягивающие усилия, напряжения от которых при предельной нагрузке в крайних волнах настила (у продольных ребер) составляли 20 МПа, а в средних — примерно вдвое меньше. Такая же закономерность выявлена и для верхних фибр, где настил работал на сжатие и уровень напряжений оказался в 4–5 раз выше.

Из приведенных данных вытекает, что от приложения расчетных нагрузок дополнительные напряжения, вызванные включением профнастила в работу продольных ребер панели, могут достигать 25–30% расчетного сопротивления. Это должно учитываться в процессе проектирования.

Полученные результаты свидетельствуют о целесообразности поиска более совершенных конструктивных решений панелей с продольным расположением профнастила. В связи с этим для повышения технологичности изготовления конструкции и уменьшения ее металлоемкости в БПИ было разработано и исследовано новое конструктивное решение панели [4.]. В этом решении (рис. 2) продольные ребра 1 приняты длиной 10 600 мм. Их концевые участки выполняются решетчатыми, что позволяет довести высоту панели на опоре до 100 мм. Решетчатая часть состоит из наклонного уголка 2 и горизонтально расположенного швеллера 3. Соединение их между собой осуществляется встык, а крепление к прогону производится внахлестку. В панелях, расположенных в промежутках длиной 11500 мм, подкосы у опор со стороны торцовых стен и температурных швов не устанавливаются. Для повышения горизонтальной жесткости панелей (на сдвиг) консольные участки продольных ребер укрепляются раскосами 4. Поперечины 5, приваренные торцами к стенкам продольных ребер панели, смещены вниз на высоту настила и выполняются из гнутых швеллеров. Настил панели образован из трех стандартных профилированных листов 6 по ТУ 34-5831-71*, в связи с чем ширина панели уменьшена до 2750 мм. Крепление профилированных листов к поперечинам осуществляется самонарезающими винтами.

Профнастил независимо от класса нагрузки принят толщиной 0,8 мм и высотой 60 мм. Его требуемая несущая способность регулируется шагом поперечин, который для I–IV снеговых районов ($g = 2,4–3,8 \text{ кН/м}^2$) равен 3500 мм, а для V–VI снеговых районов ($g = 4,6–6,4 \text{ кН/м}^2$) — 2625 мм. Окна, возникающие в настиле на участках обрыва продольных ребер панели, зашиваются накладками 7 из оцинкованной стали. Образующиеся между панелями промежутки шириной до 250 мм заполняются в процессе устройства перекрытия фибролитовыми или другими жесткими теплоизоляционными плитами 9, имеющими снизу защитно-декоративное покрытие. При использовании утеплителя малой прочности зазор может быть перекрыт полосой из оцинкованной стали толщиной 0,8 мм с последующим прикреплением ее к продольным ребрам панелей или асбестоцементными листами. Наличие разрывов исключает образование замкну-

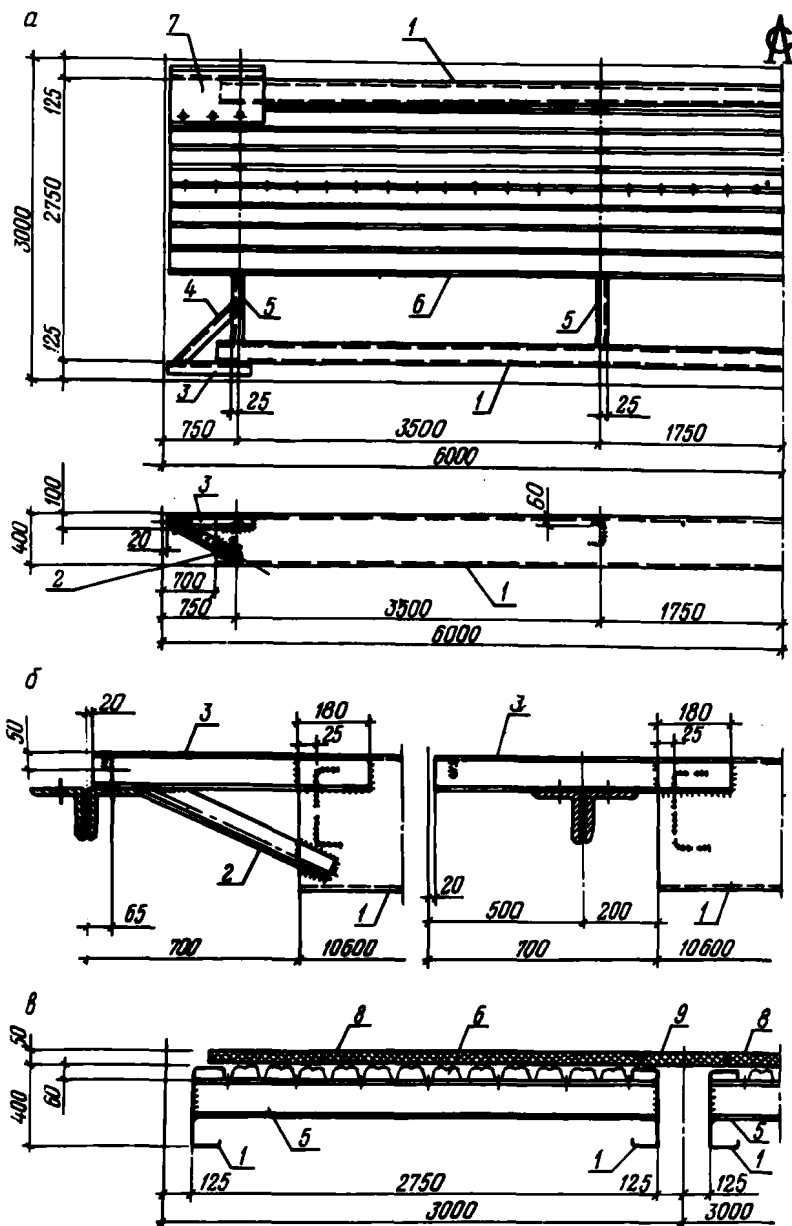


Рис. 2. Конструктивное решение кровельных панелей БПИ:
а — план и боковой вид; б — узлы опирания на фермы; в — расположение панелей в покрытии.

Технико-экономические показатели для панелей 3 x 12 м

Расчетная нагрузка, кН/м ²	Количество сборочных марок, шт.	Затраты стали на 1 м ² , кг/руб (%)	Трудоемкость по операциям на одну панель, чел/ч руб (%)				Оптовая цена одной панели, руб.
			обработка	сборка и сварка	прочие	всего	
1	2	3	4	5	6	7	8

Конструктивное решение ЦНИИПСК

2,4	30	<u>22,36</u> 3,97	<u>12,43</u> 7,66	<u>7,41</u> 4,49	<u>2,38</u> 1,41	<u>22,22</u> 13,56	(100) 235,75
3,0	29	<u>25,78</u> 4,58	<u>13,05</u> 8,06	<u>7,45</u> 4,52	<u>2,80</u> 1,66	<u>23,30</u> 14,24	То же 264,83
3,8	29	<u>29,75</u> 5,03	<u>13,05</u> 8,06	<u>7,79</u> 4,72	<u>3,30</u> 1,95	<u>24,14</u> 14,73	" 285,96
4,6	29	<u>35,94</u> 5,67	<u>13,05</u> 8,06	<u>8,03</u> 4,87	<u>4,04</u> 2,39	<u>25,12</u> 15,32	" 315,75
6,4	31	<u>38,58</u> 6,58	<u>13,05</u> 8,06	<u>8,78</u> 5,33	<u>4,41</u> 2,61	<u>26,24</u> 16,00	" 357,67

Продолжение таблицы 1.

1	2	3	4	5	6	7	8
Конструктивное решение БПИ							
2,4	29	<u>20,75</u> 3,92	<u>11,60</u> 7,16	<u>5,02</u> 3,04	<u>2,15</u> 1,27	<u>18,77</u> 11,47	(84,5) 222,98
3,0	29	<u>22,81</u> 4,11	<u>11,65</u> 7,19	<u>5,36</u> 3,25	<u>2,42</u> 1,43	<u>19,43</u> 11,87	(83,4) 233,16
3,8	29	<u>26,69</u> 4,56	<u>12,26</u> 7,59	<u>5,78</u> 3,50	<u>2,90</u> 1,72	<u>20,94</u> 12,81	(86,9) 256,53
4,6	30	<u>31,08</u> 5,00	<u>13,02</u> 8,06	<u>6,36</u> 3,85	<u>3,47</u> 2,06	<u>22,85</u> 13,97	(91,1) 281,00
6,4	30	<u>31,39</u> 5,36	<u>13,09</u> 8,10	<u>6,36</u> 3,85	<u>3,51</u> 2,08	<u>22,96</u> 14,03	(87,6) 296,47

тых пространств между продольными ребрами смежных панелей и позволяет применить для них ориентированные стенкой наружу С-образные профили, освоённые производством и используемых в панелях ЦНИИПСК. Трудозатраты, связанные с заделкой промежутков между панелями, незначительны, а при использовании комплексных панелей, в которых укладка утеплителя 8 толщиной 50 мм производится на стадии изготовления конструкции, сохраняются примерно такими же, как и при плитах шириной 3000 мм. В случае применения в качестве настила профилированных листов по ТУ 67-54-74 промежутки между смежными панелями уменьшаются до 80 мм, следовательно, отпадает необходимость их заделки.

Образец панели с описанным конструктивным решением, рассчитанный, как и в предыдущих случаях, на нагрузку $g = 2,5 \text{ кН/м}^2$, исследовался по более широкой программе. Кроме испытаний на вертикальную нагрузку, результаты которых оказались практически такими же, как и для панели с Г-образными прогонами и продольным расположением листов профнастила, изучалась возможность восприятия опытным образцом горизонтальных воздействий.

С этой целью концы продольных ребер были соединены между собой поперечными элементами, имитировавшими пояса ферм. Панель укладывалась профнастилом на силовой пол. Одна сторона ее закреплялась (для устранения возможности поворота и смещения панели), а к другой, свободной, прикладывалась горизонтальная сосредоточенная нагрузка от гидродомкрата. В результате этого конструкция подвергалась воздействию значительных сдвигающих усилий и ее несущая способность лимитировалась работой самонарезающих винтов, которые при испытательной нагрузке $P_{\text{гор}} = 48 \text{ кН}$ разрушались от среза. При этом деформации каркаса панели носили упругий характер.

Полученные данные позволяют судить о характере работы панели в качестве элемента диска покрытия, что влечет за собой отказ от установки связей по верхним поясам стропильных ферм.

В БПИ разработаны чертежи рассмотренных выше панелей на стадии КМД и определены трудозатраты на их изготовление применительно к стендовой технологии. В табл. 1 приведены основные технико-экономические показатели для панелей 3 x 12 м. Расход металла на панели БПИ указан для варианта с безметалльным перекрытием зазоров между панелями (при использовании стальных полос затраты на 1 м² панели увеличиваются на 0,7 кг). Для панелей ЦНИИПСК расход металла принят по данным, приведенным в выпуске СКО—10094, 1975 г. В обоих случаях трудоемкость операций по изготовлению конструкции и оптовая цена панелей определены по нормативным документам, используемым Молодечненским ЗМК.

Из анализа табличных данных видно, что панели БПИ по своим технико-экономическим показателям не уступают аналогичным конструкциям, применяемым в настоящее время.