

ВКЛЮЧЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО НАСТИЛА КРОВЕЛЬНЫХ ПОКРЫТИЙ В РАБОТУ СТАЛЬНЫХ СТРОПИЛЬНЫХ ФЕРМ

При устройстве кровельных перекрытий главных корпусов ТЭС и других промышленных зданий широкое распространение получила беспрогонная конструкция с применением крупноразмерных железобетонных плит, укладываемых на стальные фермы. Благодаря приварке настил включается в работу ферм, заметно повышая несущую способность верхнего пояса и жесткость конструкции в целом. Об этом свидетельствуют результаты лабораторных исследований и испытаний таких перекрытий в натуральных условиях.

Как известно, совместная работа железобетонного настила с металлическими конструкциями широко используется при конструировании мостов и позволяет существенно сократить расход стали, а также сделать сооружение более жестким. В производственных же зданиях эта возможность практически не реализуется, хотя масштабы строительства здесь гораздо шире и экономический эффект от внедрения таких конструкций может оказаться более ощутимым. На наш взгляд, основная причина слабого распространения объединенных сталежелезобетонных конструкций в кровельных перекрытиях промышленных зданий — отсутствие таких конструкций, в которых данная идея получила бы приемлемое воплощение. Методы объединения железобетонного настила с металлической конструкцией, разработанные применительно к мостовым сооружениям, не могут быть механически перенесены в кровельные перекрытия, где используются тяжелые железобетонные ребристые плиты, вес которых является преобладающей нагрузкой на фермы.

Для выявления рационального решения таких перекрытий на кафедре строительных конструкций Белорусского политехнического института (БПИ) в течение 1966—1967 гг. выполнен комплекс работ, включающий лабораторные испытания образцов стержней комплексного сечения и экспериментальных ферм со сталежелезобетонным поясом, опытное проектирование и натурные исследования перекрытия на реальном объекте, где были использованы разработанные конструкции. Была установлена целесообразная конструктивная форма (рис. 1) сечения верхнего пояса фермы и определена эффективность различных способов его объединения с железобетонными плитами.

В отличие от обычных, в стальных фермах с верхним поясом объединенной конструкции поясные уголки 1 целесообразно располагать обухами вниз, вследствие чего их вертикальные полки размещаются в замоноличиваемом бетоном промежулке между торцовыми ребрами плит 2. При такой конструкции площадь сцепления уголков с бетоном значительно возрастает, а расположенный здесь металл оказывается надежно защищенным от коррозии, в результате чего объем покраски верхнего пояса сокращается примерно на 70%. Достоинство принятой ориентации уголков заключается

также в уменьшении эксцентриситета в узлах после включения в работу железобетонных плит, поскольку центровка стержней решетки, как и в обычных стальных фермах, производится на ось поясных уголков.

Совместная работа элементов комплексного сечения обеспечивается замоноличивающим бетоном и объединительными деталями, расположенными по длине пояса в виде шпонок 4, а в узлах — посредством пластинчатых упоров 5 и накладок «рыбок» 6. Накладки приваривают к выпускам узловых фасонек фермы 3 и закладным деталям 7 и 8, расположенным в углах железобетонных плит. Помимо основных функций — восприятия сил сдвига — «рыбки» создают также возможность работы настила в обоих направлениях по неразрезной схеме, а пластинчатые упоры служат усилением полки поясного уголка в месте опирания на него продольных ребер плит.

Для ферм с верхним поясом объединенной конструкции торцовые ребра железобетонных плит целесообразно выполнять на всю высоту и делать их на 50—100 мм толще продольных ребер, на опорных участках которых при этом образуются вуты. В результате повышается мощность верхнего пояса фермы, а место анкерки предварительно напряженной арматуры продольных ребер оказывается за пределами сжатой зоны бетона, которая будет возникать внизу при работе плит по неразрезной схеме. Такая схема, а также наличие замоноличивающего бетона 9, обеспечивают надежное восприятие сжимающих усилий от опорного момента. Растягивающие усилия воспринимаются «рыбками» 6 и выпусками арматурных сеток 10, которые в пределах шва выполняются внахлест.

Основные напряжения в уголках сталежелезобетонного пояса возникают от нагрузок, вызванных укладкой тяжелых железобетонных плит, когда конструкция работает как обычная стальная ферма. При от-

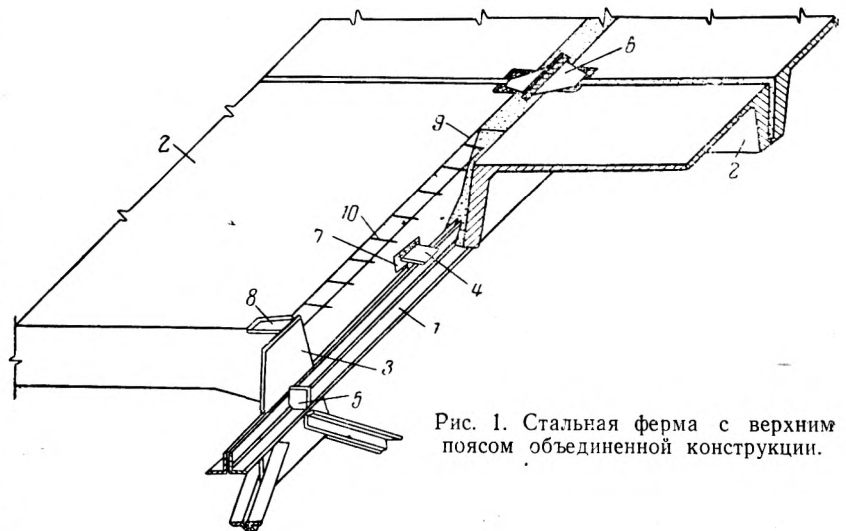


Рис. 1. Стальная ферма с верхним поясом объединенной конструкции.

существовании значительных дополнительных нагрузок (например, от подвешенного транспорта) применение рассматриваемой конструкции может оказаться нецелесообразным. Исходя из этого, железобетонный настил рекомендуется включать в совместную работу с поясными уголками после укладки плит по одну сторону от осевой плоскости фермы. Приложение 50% нагрузки от веса железобетонного настила во второй стадии работы позволяет облегчить поясные уголки и существенным образом повысить эффективность ферм с верхним поясом объединенной конструкции.

Плиты, даже уложенные с одной стороны от осевой плоскости, после приварки их закладных деталей к ферме начинают работать совместно с поясными уголками, передавая силы сдвига через шпонки и «рыбки». Сечение при этом оказывается несимметричным, и плиты, которые укладывают с другой стороны, должны быть нагружены меньше. Указанное обстоятельство, однако, не оказывает существенного влияния на несущую способность фермы, так как вследствие пластичности материалов, образующих комплексное сечение верхнего пояса, напряжения в его элементах постепенно выравниваются. Как показали лабораторные испытания опытных ферм пролетом 12 м, разрушающая нагрузка при включении в работу плит, уложенных с одной стороны, по сравнению с нагрузкой при обычном решении снижается весьма незначительно.

Указанный фактор позволяет определять напряжения в уголках верхнего пояса фермы на первой стадии работы, при нагрузках от веса плит, уложенных по одну сторону от осевой плоскости фермы. На этой стадии монтажа гибкость пояса рассчитывают, как для обычных стальных ферм, и коэффициент продольного изгиба ϕ для ферм пролетом 24—30 м находится обычно в пределах 0,6—0,7. После приварки «шпоночных» связей свободная длина поясных уголков уменьшается и $\phi \approx 1$. Получающийся вследствие изменения величины ϕ резерв напряжений, равный 30—40% значения расчетного сопротивления, обеспечивает возможность восприятия уголками дополнительных воздействий, вызванных укладкой плит по другую сторону от осевой плоскости ферм и приложением других нагрузок.

Заметим, что при использовании более мощных поясных уголков в фермах пролетом 36—48 м запас прочности в верхнем поясе от увеличения коэффициента ϕ будет весьма незначительным. В этом случае площадь сечения уголков следует подбирать с учетом появления в них дополнительных напряжений от нагрузок, прикладываемых на второй стадии работы фермы после одностороннего включения в работу железобетонных плит. Требуется сравнительно небольшой дополнительный резерв сечения, так как на указанной стадии работы усилие воспринимаются преимущественно

Железобетонный настил.

Следовательно, односторонне уложенные плиты целесообразно включать в состав сечения верхнего пояса фермы при любых пролетах конструкции. Бетонная часть комплексного сечения оказывается надежно связанной со стальной и не имеет разрывов по длине пролета благодаря перекрытию «рыбками» незамоноличенных продольных швов между плитами и наличию здесь компенсаторов в виде узловых фасонки.

Выше отмечалось, что работу ферм рассматриваемых конструкций проверяли в лабораторных условиях. Были испытаны три фермы, различавшиеся сечениями верхних поясных уголков и конструкциями объединительных элементов. Для изучения характера работы комплексных стержней были выполнены лабораторные испытания образцов, имитировавших принятую объединенную конструкцию верхнего пояса фермы. Образцы, изготовленные в отношении 1:2 к натуральным размерам, с уголками различной мощности и торцовыми

участками железобетонных плит подвергали испытаниям на сдвиг при сжатии. Для испытаний в прессе их спаривали посредством гибких поперечных стяжек. Особое внимание уделяли исследованию образцов на «сухих» связях, т. е. незамоноличенных, для получения данных о работоспособности верхнего пояса фермы при перенесении части нагрузки из первой стадии работ во вторую.

Результаты испытания образцов подтвердили целесообразность применения комплекса объединительных элементов: пластинчатых упоров, «рыбок» и шпонок. Однако шпонки целесообразно устанавливать лишь в фермах, имеющих поясные уголки маленьких размеров и обладающих вследствие этого значительной гибкостью. В фермах под большие нагрузки, когда необходимости в их перенесении нет и мощность поясных уголков значительна, шпонки не нужны. Монолитность комбинированного стержня в этом случае будет достигнута только в результате сцепления металла с бетоном. Что касается «рыбок», то, как отмечено выше, их можно одновременно использовать и для облегчения кровельных плит, так как после замоноличивания верхнего пояса фермы настил работает по неразрезной схеме. Лабораторные испытания пятипролетного настила из плит типа ПКЖ размером 1,5×6,0 м показали, что при этом несущая способность и трещиностойкость плит, армированных в ребрах стержнями диаметром 14 мм, несколько выше, чем при обычной схеме работы с арматурой диаметром 18 мм. Общий расход металла на плиту сокращается на 15%.

При применении железобетонных плит длиной 12 м высота верхнего пояса объединенной конструкции составляет около 45 см, поэтому при длине панели 3 м и неразрезных узлах ферма превращается в комбинированную систему. При указанных параметрах становится ощутимым влияние жесткости узлов верхнего пояса. По данным опытного проектирования, вследствие жесткости этих узлов уменьшение усилий в нижнем поясе фермы пролетом 18—30 м достигает 5—8%, а в отдельных элементах решетки — 15%. Это позволяет наряду со значительным облегчением сечения верхнего пояса сократить расход стали ферм на 12—20%. Более существенная экономия получается при устройстве покрытий, в которых, помимо кровельного настила, на ферму действуют другие значительные нагрузки.

По заданию треста Белэнергострой Минэнерго СССР кафедрой строительных конструкций БПИ было выполнено опытное проектирование ферм пролетом 39—45 м, используемых в покрытиях главных корпусов тепловых электростанций. Фермы с применением железобетонных плит размером 3×12 м (типа ПНКЛ) были рассчитаны как комбинированные системы, и для них разработаны чертежи на стадии КМД. Для верхнего пояса предусмотрены уголки из стали марки Ст. 3, а его конструкция принята в соответствии с рис. 1. Прочие стержни и узлы не отличаются от элементов обычных легких ферм, где для нижнего пояса и наиболее нагруженных раскосов используется низколегированная сталь.

Конструкция железобетонных плит принималась с вутами, а расчет второй стадии работы производился по неразрезной схеме. Высота продольного ребра на опоре сохранена равной 45 см, а в пролете уменьшена до 38 см. Внешняя грань торцовых ребер предусмотрена гребенчатой и сдвинута от концов продольных ребер на 40 мм. Внутренняя имеет скос и поднята на 10 мм, чтобы образовать зазор для замоноличивающего бетона. Промежуток между торцами смежных плит составляет 150 мм, что обеспечивает удобство замоноличивания верхнего пояса и создает предпосылки для надежной защиты поясных уголков от коррозии.

Сравнение технико-экономических показателей ферм пролетом 45 м, рассчитанных под нагрузку 630 кг/м², дано в таблице.

Варианты конструкции ферм	Расход металла на ферму, т					Количество сборочных марок	Высота шатра, м
	Сталь 14Г2	ВСТ Зпс	Стальной канат	Анкеры, Ст. 5	Всего		
Первый. Полигональная по проекту ЛОГЭП ФС-12-45-1	10,2	6,44	—	—	16,64	15	6,82
	100%	100%			100%	100%	100%
Второй. Предварительно напряженная по проекту УПИ	5,87	6,71	0,89	0,20	13,67	7	5,83
	58%	104%			83%	44%	86%
Третий. Комбинированная сталежелезобетонная по проекту БПИ	8,50	5,92	—	—	14,42	9	4,10
	83%	92%			88%	56%	60%

Заметим, что приведенные данные вследствие некоторых различий в компоновке шатра здания нуждаются в известной корректировке. Так, для второго варианта покрытия проектом предусматривается попарная завязка всех ферм по нижнему поясу поперечными связями, что требует дополнительного расхода металла не менее 1 т на одну ферму. При использовании второго и третьего вариантов ферм расход стали возрастет примерно на 0,5 т, так как из-за отсутствия в фермах опорных стоек потребуется увеличение высоты колонн.

Вместе с тем данные таблицы свидетельствуют о преимуществах фермы с верхним поясом объединенной конструкции, расход металла на которую, несмотря на относительно небольшую высоту ($h:l=1:11$), оказался таким же, как и на предварительно напряженную по второму варианту. Систему собирают из девяти отпарочных элементов, причем только четыре из них в виде решетчатых ферм. Даже с учетом необходимости приварки объединительных элементов, а также возрастания объема замоноличиваемого бетона преимущество рассматриваемого варианта покрытия очевидно.

Следует отметить, что экономическая эффективность существенно повысится, если настил выполнить не из плоских плит, а из железобетонных элементов сводчатого типа. В этом случае жесткость верхнего пояса объединенной конструкции резко возрастает, кроме этого увеличивается его разгружающее влияние на решетку и нижний пояс фермы. Пояс объединенной конструкции может быть применен и для предварительно напряженных ферм шпренгельной системы, тогда затраты металла будут значительно меньше, чем во втором варианте.

В 1967 г. фермы с верхним поясом объединенной конструкции были применены для кровельного покрытия общественного здания на строительстве Лукомльской ГРЭС в Белоруссии. В перекрытии установлены три стальные фермы пролетом 18 м и высотой 1,5 м, верхний пояс которых выполнен из уголков 75 × 6 мм взамен требуемых при обычном решении уголков 125 × 9 мм. Для настила использованы плиты типа ПКЖ с дополнительными закладными деталями в углах и сере-

дине торцовых ребер для приварки к ним объединительных элементов. Плиты имеют длину 5,98 м, и для обеспечения необходимой ширины промежутка между торцовыми ребрами шаг ферм был увеличен до 6,05 м. При зазоре шириной 7 см для уплотнения бетона во время замоноличивания верхнего пояса фермы использовали вибратор.

Для закрепления верхнего пояса фермы ставили вертикальные поперечные связи в середине пролета. При отсутствии настила гибкость облегченного пояса λ_y составляла 260, и для обеспечения надежности фермы в процессе монтажа железобетонных плит в четвертях пролета предполагалось устанавливать временные распорки. Необходимость в них, однако, отпала, поскольку после укладки плит у пристенных участков покрытия гибкость пояса не превышала значений, приведенных в СНиП. Повышенная гибкость на начальной стадии монтажа железобетонных плит не представляла опасности, так как усилия в поясах фермы при этом были незначительными.

Вид кровельного перекрытия после окончания монтажа железобетонных плит показан на рис. 2. Следует отметить, что после приварки объединительных элементов жесткость перекрытия значительно возросла. Указанное обстоятельство, хотя и подтверждает эффективность сухих связей, не должно служить, однако, основанием для недооценки роли замоноличивания в повышении жесткости перекрытия. Судя по данным лабораторных исследований, при которых фермы довели до разрушения, силы сдвига при эксплуатационных нагрузках в основном воспринимает замоноличивающий бетон. При этом деформации оказываются незначительными. Испытание же образцов стержней комплексного сечения на сухих связях показало, что в этом случае сдвиги развиваются в 1,2—1,5 раза быстрее.

Верхний пояс ферм и прилегающие к ним полуметровые участки швов между плитами замоноличивали бетоном марки 200, приготовленным на мелком заполнителе, что способствовало хорошему заполнению всего пространства, включая зазор между поясами уголками. Как известно, в обычных плитах ПКЖ торцовое ребро поднято, поэтому в нижней части замоноличиваемого пояса пришлось устроить опалубку, что, впрочем, не вызвало серьезных осложнений в производстве работ. Следует подчеркнуть, что такое решение было

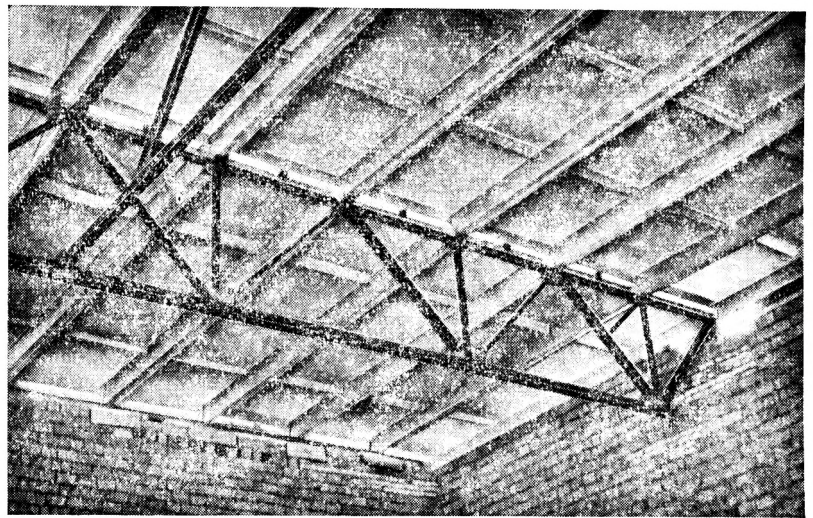


Рис. 2. Вид перекрытия после приварки железобетонных кровельных плит.



Рис. 3. Общий вид перекрытия с применением ферм, имеющих верхний пояс объединенной конструкции.

вынужденным, и при использовании железобетонных плит с торцовым ребром требуемой высоты необходимость в спалубке отпадает. Перекрытие будет таким, как на рис. 3, где показан вид фермы после распалубки верхнего пояса.

Одну из ферм рассматриваемого перекрытия подвергли натурным испытаниям, при которых ее догружали до расчетных воздействий балластом. Испытательная нагрузка от балласта с учетом передачи части воздействий через связи на смежные фермы составила $2,08 \text{ Т/м}$. Балласт укладывали узкой полосой непосредственно на железобетонный настил, в результате чего на этой стадии загрузки верхний пояс подвергался также действию местного изгиба.

В ходе испытаний замеряли общие деформации фермы и напряжения в ее элементах. В процессе укладки плит оказалось возможным зафиксировать только прогибы нижнего пояса фермы. При загрузке же замкнутой системы балластом были также измерены напряжения, однако только в стержнях, представляющих наибольший интерес для оценки характера работы конструкции.

Из графика на рис. 4 видно, что при нагрузке фермы железобетонными плитами, равной 1 Т/м (это составляло около $1/3$ общей испытательной нагрузки), нарастание деформаций было весьма интенсивным и прогиб достиг 28 мм . При загрузке же замкнутой конструкции балластом прогиб составил 17 мм , т. е. скорость его возрастания уменьшилась в 2,6 раза.

Как показал проверочный расчет, в основу которого было положено сопоставление жесткостей фермы с учетом измеренных значений прогибов, в состав объединенного сечения верхнего пояса включаются торцовые ребра с замкнутой бетонной свесы плиты шириной, в 18, а не в 6 раз большей толщины плиты (как это рекомендуется существующей методикой расчета объединенных конструкций) с каждой стороны.

Относительный прогиб фермы от полных нормативных воздействий $f:l$, замеренный на обеих стадиях работы конструкции, оказался равным $1:450$. Повышенная деформативность объясняется малым сечением верхних поясных уголков и небольшой высотой фермы ($h:l=1:12$) и не может рассматриваться как недо-

статок конструкции. Полученные результаты свидетельствуют лишь о необходимости увеличения строительного подъема при изготовлении ферм, которое позволило бы компенсировать значительную деформативность конструкции до включения в работу железобетонных настилов.

Заслуживают внимания данные об определении напряжений в верхних поясных уголках от загрузки конструкции балластом. Напряжения измеряли проволоочными тензодатчиками сопротивления с базой 20 мм , показания которых регистрировали измерителем деформаций ИД-61.

По данным исследований, нарастание деформаций в рассматриваемых элементах на первых ступенях загрузки было более интенсивным, однако численные суммарные значения напряжений в металле оказались небольшими. В приопорных панелях поясных уголков напряжения от нагрузки на ферму, равной $2,08 \text{ Т/м}$, составили 190 кг/см^2 , а в середине пролета, где усилие в поясе было в 6,3 раза больше, — только 110 кг/см^2 . Из этого следует, что на второй стадии работы усилие в верхнем поясе комплексной конструкции воспринимаются в основном бетоном. Такой характер распределения напряжений в металле по длине пролета можно объяснить влиянием сил сдвига, вызванных усилиями в раскосах фермы, которые более значительны для элементов решетки на приопорных участках системы. Из этого, однако, не следует, что требуется увеличение мощности верхних поясных уголков на приопорных участках, так как на стадии загрузки конструкций железобетонными плитами в рассматриваемых панелях возникают сравнительно небольшие усилия и мощность поясных уголков используется не полностью. Благодаря такому резерву сум-

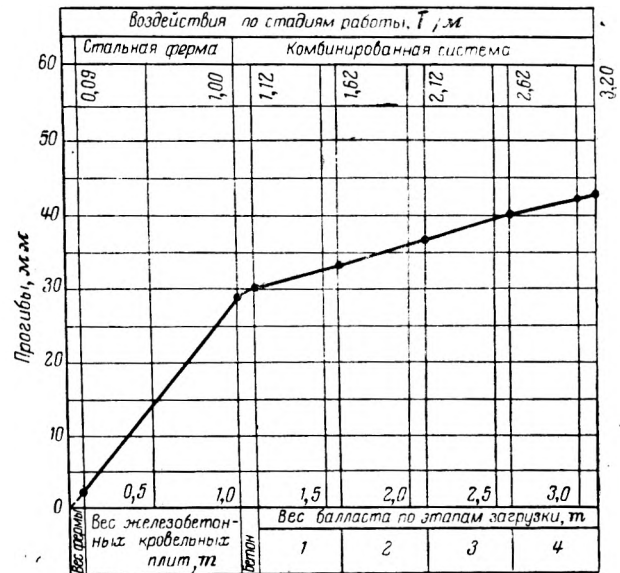


Рис. 4. График изменения прогиба нижнего пояса фермы при выполнении натурных испытаний.

марные напряжения здесь не будут превышать величины расчетного сопротивления для стали.

Выполненные исследования подтверждают целесообразность использования покрытий, в которых кровельный настил включается в работу стальных ферм.

В настоящее время, когда железобетонные плиты являются основным видом настила, укладываемого по стальным фермам, применение описанной системы позволит существенно сократить расход стали на устройство кровельных перекрытий и снизить их стоимость.

УДК 621.311.22.006.3:624.074:699.82

Инж. В. Г. ЯРОВОЙ

В настоящее время вопрос об утеплителе решен однозначно: в холодных районах покрытия над машинным отделением ТЭС выполняются утепленными. Однако оптимальная величина утеплителя до сих пор не найдена и является дискуссионной.

Учитывая это, редколлегия обращается к проектным организациям, строительным и эксплуатационным главам с просьбой высказаться по вопросам, затронутым в статье В. Г. Ярowego.

РЕДКОЛЛЕГИЯ

КОНСТРУКЦИИ ПОКРЫТИЯ МАШИННОГО ОТДЕЛЕНИЯ ТЭС В УСЛОВИЯХ ВЛАЖНОСТНОГО РЕЖИМА

Температурно-влажностный режим воздушной среды машинного отделения тепловых электростанций обуславливается соотношением между тепло- и влагоизбытками в помещении и температурой наружного воздуха. Даже при низкой температуре наружного воздуха (до -40°C) нормативные параметры воздушной среды в машинном отделении поддерживаются за счет теплоизбытков.

Ассимиляция тепло- и влагоизбытков и создание в помещении нормативных параметров воздуха осуществляются системой вентиляции.

Для предотвращения конденсации водяных паров, недопустимой по гигиеническим и эксплуатационным условиям в зимний период на внутренней поверхности покрытия, оно должно обладать достаточным сопротивлением теплопередаче, величина которого установлена СНиП [Л. 1].

В настоящее время делаются попытки облегчить конструкцию покрытия путем сокращения слоя утеплителя. На Черниговской ТЭС и Конаковской ГРЭС покрытия над машинным отделением выполнены из неутепленных армоцементных оболочек толщиной 15 мм. Уже накоплен некоторый опыт эксплуатации этих покрытий.

Первоначальные капитальные затраты на конструкцию без утеплителя меньше, но зимой возникает опасность конденсации водяных паров. Для ее предотвращения необходимы дополнительные мероприятия, что увеличивает эксплуатационные затраты. Поэтому для решения вопроса об экономической целесообразности утепленного и неутепленного типов покрытия полезно провести технико-экономический анализ этих конструкций.

Прежде всего следует установить температурную границу, за пределами которой происходит конденсация на неутепленном покрытии, и наметить способы предотвращения последней.

Произведем соответствующие расчеты и сравним их результаты с данными натурных инструментальных измерений, выполненных ЦНИИпромзданий зимой 1965/66 г. на Конаковской ГРЭС. При расчете на один блок мощностью 300 Мвт для климатических условий Москвы принято: температура наружного воздуха

расчета отопления минус 26°C , продолжительность отопительного периода 212 суток.

Конденсации на внутренней поверхности покрытия не будет при условии поддержания температуры поверхности покрытия выше температуры точки росы воздуха под покрытием, т. е.

$$\tau_{\text{п}} > \tau_{\text{р}}, \text{ град}, \quad (1)$$

где $\tau_{\text{п}}$ — температура внутренней поверхности покрытия, град;

$\tau_{\text{р}}$ — температура точки росы воздуха, град.

Температуру поверхности покрытия определяют по выражению [Л. 2]

$$\tau_{\text{п}} = t_{\text{в}} - \frac{t_{\text{в}} - t_{\text{н}}}{R_0} R_{\text{вн}}, \text{ град}, \quad (2)$$

где $t_{\text{в}}$ — температура воздуха под покрытием; $t_{\text{в}} = 25,4$; $t_{\text{н}}$ — расчетная температура наружного воздуха, град;

R_0 — полное сопротивление теплопередаче покрытия, $\text{м}^2 \cdot \text{ч} \cdot \text{град}/\text{ккал}$;

$R_{\text{вн}}$ — сопротивление тепловосприятно внутренней поверхности покрытия, $\text{м}^2 \cdot \text{ч} \cdot \text{град}/\text{ккал}$.

Требуемое сопротивление теплопередаче покрытия из условия предотвращения конденсации можно вычислить по формуле [Л. 2]

$$R_0^{\text{тр}} = \frac{(t_{\text{в}} - t_{\text{н}}) R_{\text{вн}} n b}{t_{\text{в}} - \tau_{\text{р}}}, \text{ м}^2 \cdot \text{ч} \cdot \text{град}/\text{ккал}; \quad (3)$$

здесь n — коэффициент, зависящий от положения наружной поверхности по отношению к наружному воздуху;

b — коэффициент качества теплоизоляции ограждения, $b = 1,2$.

При этом

$$R_0 \geq R_0^{\text{тр}}. \quad (4)$$

Точка росы зависит от параметров воздуха под покрытием, т. е. от соотношения между теплоизбытками