

ПРОЕКТИРОВАНИЕ И СТРОИТЕЛЬСТВО ДОРОГ, МЕТРОПОЛИТЕНОВ, АЭРОДРОМОВ, МОСТОВ И ТРАНСПОРТНЫХ ТОННЕЛЕЙ

УДК 624.21.042.8

*КАРТОПОЛЬЦЕВ ВЛАДИМИР МИХАЙЛОВИЧ, докт. техн. наук,
профессор,*

kaf_most@mail.ru

КАРТОПОЛЬЦЕВ АНДРЕЙ ВЛАДИМИРОВИЧ, канд. техн. наук, доцент,

kaf_most@mail.ru

*Томский государственный архитектурно-строительный университет,
634003, г. Томск, пл. Соляная, 2*

РАЗРАБОТКА ПЕРСПЕКТИВНЫХ (ГИБРИДНЫХ) КОНСТРУКЦИЙ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ МОСТОВ ИЗ СТАЛЕЙ РАЗЛИЧНОЙ ПРОЧНОСТИ

В статье анализируется и обосновывается эффективность гибридных конструкций пролетных строений мостов на основе проведенных комплексных исследований и технико-экономического анализа применения оптимальных с точки зрения компоновки сечения балок из различных марок сталей, работающих совместно с железобетонной или ортотропной плитой проезжей части, сечения пролетных строений. Изложенные в статье материалы положены в основу практического применения бистальных и бисталежелезобетонных пролетных строений для пролетов длиной от 24 до 200 м.

Ключевые слова: балки; бистальное сечение; железобетонная плита; ортотропный настил; набор сталей.

VLADIMIR M. KARTOPOLTSEV, DSc, Professor,

kaf_most@mail.ru

ANDREI V. KARTOPOLTSEV, PhD, A/Professor,

kaf_most@mail.ru

*Tomsk State University of Architecture and Building,
2, Solyanaya Sq., 634003, Tomsk, Russia*

HYBRID DESIGN OF BRIDGE SPAN STRUCTURES MADE OF DIFFERENT STRENGTH STEEL

The paper deals with the effectiveness of hybrid design of bridge span structures based on complex studies. The presented technical and economic analyses shows the application of op-

timum cross-sections of beams made of various steel grades which operate together with the reinforced concrete or orthotropic slab of the trafficway, cross-sections of span structures. The obtained results can be useful for practical application of bisteel and bisteel-reinforced span structures for spans the length of which ranges from 24 to 200 meters.

Keywords: beams; bisteel section; reinforced concrete slab; orthotropic slab; steel grade.

При проектировании бистальных и бисталежелезобетонных балок пролетных строений в виде двугавров и коробок целесообразно почти во всех случаях для разрезных систем выполнять верхний пояс из стали стенок. Даже в этом случае прочность стали верхнего пояса недоиспользуется на 15 %. В среднем экономия стали от применения бисталежелезобетонных балок двугаврового и коробчатого сечений составляет 15–20 %. Для дополнительного сокращения стали и более полного использования прочностных характеристик применяемого набора сталей имеет смысл применять железобетонную плиту с несколько завышенным вертикальным железобетонным ребром (вут), учитывая таким образом проявление арочного эффекта. Дополнительно экономится 5–7 % металла. Железобетонные плиты весьма эффективны также при применении бистальных балок со сквозной стенкой, экономия металла при этом – на 7–10 % больше по сравнению со сварными таких же размеров. Высота бистальной сквозной балки назначается минимально возможной из условия ее прочности. Вут или свод плиты в целом рассчитывают на касательные и нормальные растягивающие напряжения.

Необходимость максимальной экономии стали выдвинула на первый план при проектировании бистальных мостов поперечные сечения пролетных строений, состоящие из двух-трех главных балок (рис. 1, а, б) в соответствии с принципом концентрации металла.

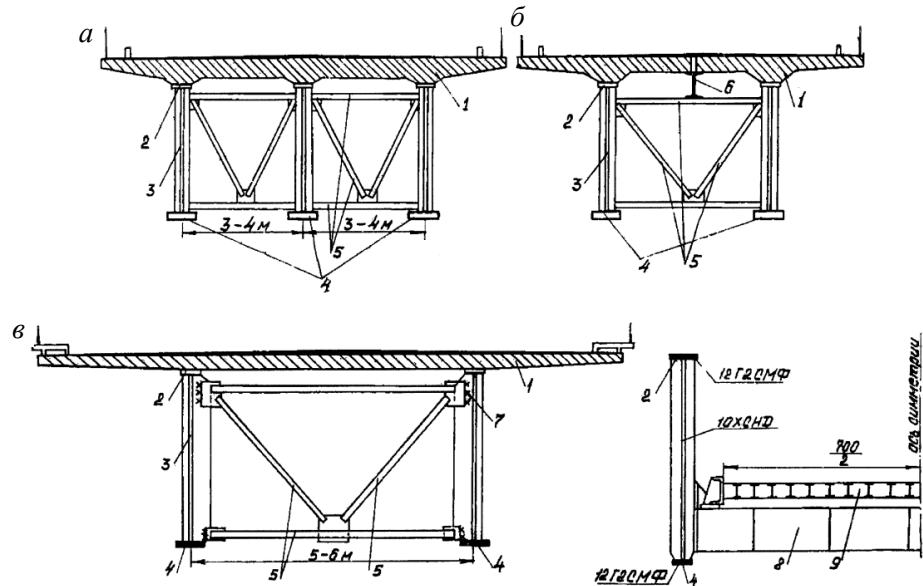


Рис. 1. Поперечное сечение бисталежелезобетонных пролетных строений:

1 – плита; 2 – верхний пояс; 3 – стенка; 4 – нижний пояс из высокопрочной стали; 5 – связи; 6 – вспомогательная балка; 7 – сварка; 8 – поперечная балка; 9 – щит

Для этого по рекомендациям ЦНИИПСК предусматривается перекрывать увеличенное расстояние между главными балками железобетонной плитой увеличенной толщины [1]. Плита в этом случае должна иметь высоту в середине пролета 22–24 см и к краям уменьшаться до 16–17 см. Для уменьшения веса плиты в виде консолей (рис. 1, в) рекомендуется применять высокопрочные бетоны.

При компоновке поперечного сечения бисталежелезобетонных пролетных строений встает вопрос о числе балок или стенок. Высоту главных бистальных балок двутаврового, коробчатого или комбинированного сечений всегда целесообразно назначать меньше теоретически оптимальной по массе, приближая ее к минимальной по жесткости. В среднем высота бисталежелезобетонных балок на 10–20 % меньше аналогичных сталежелезобетонных и на 15–20 % меньше аналогичных с ортотропной плитой проезжей части. В двухбалочной системе рационально разносить балки на 4–5 м, а при преднапряжении железобетонной плиты – на 6–8 м [2].

Поэтапным включением в работу блоков железобетонной плиты можно перераспределить напряжение по контуру сечения, догрузив вертикальные и горизонтальные связи. В этом случае весьма целесообразна схема поперечного сечения (рис. 2, а, б, в).

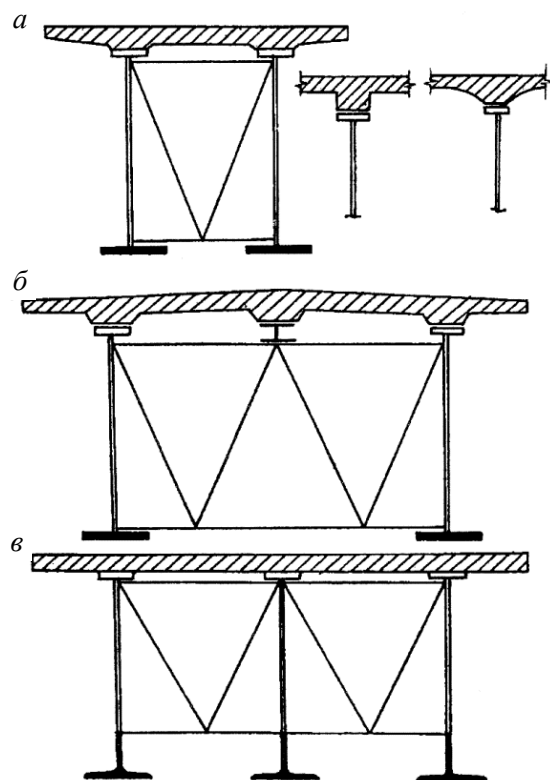


Рис. 2. Основные схемы поперечных сечений бистальных и бисталежелезобетонных пролетных строений

Практика отечественного и зарубежного мостостроения показала эффективность коробчатых пролетных строений, работающих совместно с железобетонной и ортотропной плитой проезжей части [2, 3]. Экспериментальное проектирование и строительство мостов с такими балками экономичнее аналогичных моностальных на 20 %. Снижение стоимости составило 12 %, к тому же устройство ортотропной плиты упрощает монтаж, позволяя надвигать готовые блоки пролетного строения.

Сечения сварных бистальных балок делают двутавровыми и коробчатыми. Толщина и ширина поясных листов, как и в моностальных балках, не назначаются чрезмерно большими. Так, для углеродистой стали толщина листового стали, идущей на верхний пояс или стенку, не должна превышать 50 мм, для низколегированной обычной прочности (например, марки 15ХСНД) – 40 мм, для высокопрочных сталей – 30 мм.

В случае составления нижнего пояса из двух горизонтальных листов различной или одинаковой толщины ширина их должна быть разной, чтобы иметь возможность соединять их сварным швом. Расстояние от края широкого листа до кромки узкого листа должно быть не менее 50 мм. С целью сохранения требуемой прочности высокопрочной стали нижнего пояса необходимо избегать составности сечения. За рубежом для нижнего высокопрочного пояса практически не применяют два листа, используют прокатные листы толщиной до 50 мм.

При проектировании бистальных сечений балок следует учитывать сортамент сталей повышенной и высокой прочности, выпускаемых заводами-поставщиками, и допуски изготовления. Любое изменение сечений поясов по длине сварной бистальной балки осуществляется изменением толщины и ширины поясных листов. Как и в моностальных конструкциях, при изменении ширины горизонтальных листов более широкие листы должны иметь скосы не круче 1:8 для растянутых и 1:4 для сжатых участков. Наличие концентраторов напряжений в большой степени снижает прочность высокопрочной стали нижнего пояса, которая может уменьшиться до вибрационной прочности стали стенки. Следует по возможности исключать конструктивные решения, вызывающие этот «эффект».

В качестве ограничений создания концентраторов напряжений служит отпуск поясных швов. Сварные стыки листов пояса должны быть подвергнуты обязательной механической обработке наплавленного металла. Допустима также приварка к растянутым поясам ребер жесткости при наличии плавного перехода от шва к металлу. При сочетании в бистальной конструкции сталей повышенной и высокой прочности толщиной до 12–14 мм следует учитывать повышенное коробление листов при сварке и трудность их правки. Конструкция узлов из сталей высокой и обычной прочности должна быть такой, чтобы допускать свободный доступ к сварным соединениям с целью контроля как при изготовлении, так и при эксплуатации, при этом свободные кромки листов высокопрочной стали должны быть притуплены. Если сварные бистальные балки изготавливаются в заводских условиях, то сварные швы в стыках должны быть тщательно обработаны и наплавленный металл усиления снят. Нежелательно производить дополнительную приварку к кромкам поясных листов из высокопрочной стали, а также допускать искусственное образова-

ние каких-либо отверстий, наложение прихваток, а также прерывистых швов. Все это имеет цель уменьшить вероятность появления концентраторов напряжений, неблагоприятно влияющих на прочность и усталостный ресурс соединений элементов и балок в целом.

Вертикальную стенку бистальной балки, испытывающей упругопластическое деформирование, также укрепляют ребрами жесткости из листовой полосовой стали рядовых марок и приваривают сплошными швами симметрично с обеих сторон стенки. Толщину ребер жесткости принимают по тем же нормативам, что и для моностальных конструкций. При пересечении вертикальных ребер жесткости с горизонтальными непрерывными могут быть или первые, или вторые. Концы вертикальных ребер жесткости приваривают обычно валиковыми швами к верхнему поясу балки без каких-либо дополнительных рекомендаций, т. к. прочность стали стенки и верхнего пояса либо одна и та же, либо, в крайнем случае, достаточно близка. Учитывая неблагоприятные отношения высокопрочной стали с концентратором напряжений, вертикальные ребра жесткости устанавливаются обычно на специальные подкладки «сухарики» из кусочков стали, приваренных к вертикальному ребру.

Известно, что как железобетонная, так и ортотропная плита проезжей части вводятся в работу пролетного строения на изгиб от вертикальной нагрузки со стальными балками, испытывающими упругопластическое деформирование при растяжении. Это уменьшает расход металла за счет более полного использования стали стенки и верхнего пояса при предельно упругой работе высокопрочного нижнего пояса или же с учетом его упругопластической работы. Включение железобетонной плиты в работу, как правило, не требует усиления плиты, хотя и происходит некоторый дрейф нейтральной оси объединенного сечения за счет упругопластической работы стенки. Для объединенных пролетных строений с бистальными балками расстояние между упорами или другими объединяющими элементами не должно превышать 8-кратной толщины плиты проезжей части. Так же, как и в сталежелезобетонных мостах, при сборной плите проезжей части между стальным верхним поясом и плитой должен быть предусмотрен слой изоляции, предохраняющий верхний пояс от коррозии.

Введение в совместную работу с балками плиты проезжей части одинаково благоприятно влияет на напряженно-деформированное состояние как в разрезных пролетных строениях, так и в неразрезных и консольных. Упругопластическая работа сечения бистальных балок на знакопеременные изгибающие моменты способствует перераспределению напряжений по высоте сечения и по длине балки, вырождаясь в естественное внутреннее регулирование напряжений. Все сказанное выше в равной мере относится и к балкам с ортотропной плитой проезжей части.

В последнее время в нашей стране и за рубежом широкое распространение получают металлические пролетные строения с бистальными коробчатыми балками, объединенными железобетонной плитой или в большинстве случаев ортотропной плитой проезжей части [2, 3]. Это результат перехода к новым конструктивным формам, что связано, прежде всего, со стремлением к максимальному снижению расхода металла и увеличению длины перекры-

ваемого пролета. Эффективность бистальных коробчатых пролетных строений доказывается достаточно низкими показателями удельных расходов металла по сравнению с другими типами металлических пролетных строений. В бистальных коробчатых балках пролетных строений мостов высокопрочная сталь используется в наиболее напряженных элементах, а именно в нижних поясах. При длине пролета от 60 до 200 м такие мосты почти во всех случаях оказываются выгоднее по расходу металла и стоимости, чем мосты других типов. Такая конструктивная форма наиболее полно удовлетворяет работе автодорожных мостов в условиях эксцентрично приложенной временной вертикальной нагрузки, когда пролетное строение работает не только на изгиб, но и на кручение.

В коробчатых сечениях целесообразно вместо двух марок сталей использовать три, как в конструкции пролетного строения Европейского моста в Австрии. Для элементов, имеющих незначительные по величине напряжения, применена сталь St-37; для элементов с повышенными напряжениями – St-44, а для наиболее напряженных – сталь Alfort. Экономия металла по сравнению с моностальной конструкцией из стали St-37 составила 43 %, а из стали St-44 – 31 %.

Развитие конструкции металлических автодорожных и городских мостов с гибридными балками пролетных строений характеризуется максимальным внедрением сварки и применением коробчатых сечений с ортотропной плитой проезжей части. Главным достоинством тонкостенных коробчатых балок является более равномерное распределение усилий по сечению за счет их повышенной жесткости на изгиб и особенно на кручение. Благодаря развитию момента инерции бистального коробчатого сечения и высокой прочности стали нижнего горизонтального листа высота балок в большинстве случаев может быть назначена $\frac{1}{33}$ – $\frac{1}{40}$ длины пролета. Монтажные блоки бистальных коробчатых балок значительно легче моностальных сечений, это упрощает их транспортировку. Известно, что форма поперечного сечения коробчатой балки оказывает существенное влияние на величину усилия и напряжений, возникающих в процессе эксплуатации. Так, применение наклонных боковых стенок приводит к некоторому дополнительному распределению напряжений с учетом упругопластической работы сечений и увеличению жесткости сечения. Применяют одно-, двух- и многоконтурные сечения гибридных коробчатых балок пролетных строений. Поперечные связи обычно устраивают через 3 м. В одно- и многоконтурных сечениях между соседними стенками коробчатых балок принимают расстояние от 3 до 10 м в зависимости от габарита проезда.

При большой ширине железобетонной плиты между стенками коробки и между отдельными коробками устанавливают продольные балки, уменьшающие пролет плиты до 2–6 м. Применение поперечного предварительного напряжения в железобетонной плите увеличивает ее пролет до 7–8 м и вылет консольных свесов до 5–6 м. В балках с двумя или более замкнутыми контурами поперечные связи устраивают обычно только в опорных сечениях. Такое сечение обеспечивает ширину проезда до 30 м при ширине одной гибридной коробчатой балки от 6 до 7 м.

Применение высокопрочной стали в нижней горизонтальной плите коробчатой балки пролетного строения моста через р. Смотрич в г. Каменце-

Подольском позволило запроектировать балки постоянной высоты по всей длине моста, и это положительно сказалось на технологии их изготовления: удобстве сборки и продольной надвижке, современности архитектурного решения. Конструктивно бистальное коробчатое сечение выполняют различно, а именно: в одних случаях пролетное строение образуют из бистальных двутавровых балок, имеющих нижние пояса из высокопрочной стали, объединенных между собой внахлестку горизонтальным листом из высокопрочной стали, или непрерывно проводя его через пояса; в других – лист настила ортотропной плиты проезжей части и нижний лист коробчатого сечения непосредственно приваривают к стенкам.

В качестве одного из рациональных вариантов компоновки коробчатого пролетного строения с участками ортотропной плиты вблизи главных балок увеличенного сечения или повышенной прочности по сравнению со средними участками плит было рекомендовано членение на монтажные блоки. При данном варианте каждая бистальная балка выполнена с верхним и нижним ортотропными поясами из высокопрочной стали увеличенной ширины, имеющими большее сечение по сравнению со средними блоками верхней и нижней плит (преимущественно толщину листа).

Применение в верхней плите над главными балками блоков с повышенными прочностными характеристиками обеспечивает восприятие максимальных пиковых напряжений, превышающих среднее (номинальное) значение их, определенное в предположении справедливости гипотезы плоских сечений, во столько раз, во сколько расчетное сопротивление материала блоков плиты в зоне пиковых напряжений (над главными балками) превышает расчетное сопротивление материала плиты в предположении работы ее на уровне средних напряжений. В разрезных, наименее употребительных пролетных строениях с ортотропной плитой проезжей части, расчетным является сечение пролета, а уменьшение сечения пролетного строения от середины пролета к опорам следует осуществлять за счет изменения площади нижнего пояса, в отдельных случаях и стенки.

Железобетонную плиту следует объединять со стальными балками по всей длине, включая зоны, на которых она испытывает растягивающие усилия. Требуемая трещиностойкость должна быть обеспечена [4]:

- продольным армированием;
- регулированием напряжения;
- сочетанием обоих вышеуказанных приемов.

По длине пролетного строения железобетонную плиту рекомендуется устраивать непрерывной и без организованных швов – как поперечных, расчленяющих плиту на участки, так и продольных горизонтальных. В растянутой зоне сборной железобетонной плиты автодорожных мостов допускается устройство необжатых поперечных швов, без стыкования продольной арматуры (с ограничением раскрытия трещины в шве).

Если плита сборная железобетонная, с клеевыми поперечными стыками, рекомендуется предварительное напряжение пролетного строения обжатием плиты (для объединения ее с бистальной конструкцией). Толщина проезжей части плиты должна быть не менее трех размеров, а тротуарной консоли, учи-

тываемой в составе сечения, – не менее 8 см. Объединение сборной железобетонной плиты с бистальными балками рекомендуется осуществлять с применением фрикционных и болтоклеевых соединений. Допускается также объединение упорами и анкерами, которые замоноличиваются в окнах и швах сборной железобетонной плиты. Зазоры между упорами и конструкцией блока должны быть не менее 5 см – соответственно вдоль и поперек пролетного строения.

Размещение объединяющих элементов должно удовлетворять следующим требованиям:

1. Расстояние в свету между жесткими упорами или другими объединяющими элементами не должно превышать 8-кратной средней толщины плиты. Расстояние в свету между анкерами должно быть не менее $3d$ (d – диаметр стержня анкера). Минимальные расстояния для размещения высокопрочных болтов, обжимающих железобетон (болты прочностью 1100 МПа, класс бетона В30 и более), принимать от центра отверстия до края железобетонного элемента при $d = 24$ мм – 100 мм между центрами отверстий по всем направлениям, при $d = 22$ мм – 140 мм и при $d = 24$ мм – 160 мм.

2. Анкеры рекомендуется устраивать в виде петель, расположенных под углом 45° к направлению сдвигающих усилий.

При применении высокопрочных болтов для объединения сборной железобетонной плиты со стальными поясами балок в конструкции необходимо:

- 1) отверстия под высокопрочные болты назначать увеличенных диаметров;
- 2) возможность устранения неплотностей обеспечить за счет деформирования стальных элементов при растяжении, применения податливых прокладок;
- 3) закладные детали сборных плит изготавливать по кондуктору.

При сдвигающей силе переменного направления необходима постановка наклонных анкеров встречных направлений или сочетание наклонных анкеров, работающих преимущественно на растяжение, с вертикальными.

Монтажные соединения блоков сборной железобетонной плиты рекомендуется осуществлять:

– склеиванием торцевых поверхностей блоков с обязательным обжатием стыков усилием 0,5 МПа;

– сваркой арматурных выпусков и последующим замоноличиванием шва бетоном;

– бетонированием шва со шпонкой, армированной спиралью, и сваркой закладных деталей в замоноличиваемом шве (монтажные стыки).

Верхний пояс, объединяемый со сборной железобетонной плитой без закладных деталей, следует предохранять от коррозии заполнением зазора между поясом и плитой. При толщине защитного слоя раствора или бетона, равной 5 см и более, его рекомендуется конструктивно армировать.

В настоящее время на базе проведенных научных исследований происходит совершенствование типовых автодорожных сталежелезобетонных и цельнометаллических пролетных строений, осуществляемое параллельно с их унификацией.

Строительный коэффициент представляет собой отношение действительного веса элемента (G) к конструктивному, полученному как произведение подобранной площади сечения элемента на его теоретическую длину (L) и удельную плотность (γ), т. е.

$$G = \psi \cdot F^{\text{теор}} \cdot L \cdot \gamma, \quad (1)$$

где γ – удельная плотность материала; L – длина пролета; ψ – конструктивный коэффициент, который определяется как

$$\psi = \frac{F^{\text{нр}}}{F^{\text{теор}}} \eta; \quad \eta = \frac{G}{F^{\text{нр}} \cdot \gamma \cdot L}. \quad (2)$$

В свою очередь, конструктивный коэффициент представляет собой отношение действительного веса элемента к теоретическому, полученному как произведение теоретически необходимой площади элемента на его теоретическую длину и плотность.

Чтобы иметь наиболее полное представление о величине строительных и конструктивных коэффициентов для пролетных строений различных статических схем, была реализована программа как для разрезных, так и для неразрезных систем пролетных строений. Произведен подсчет строительных и конструктивных коэффициентов для ряда реальных, ранее построенных мостов с бистальными балками с целью практического сопоставления их с предлагаемыми вариантами бистальных пролетных строений применительно к унифицированным. Строительные и конструктивные коэффициенты подсчитывались для систем пролетных строений: 42 + 63 + 42 м; 63 + 84 + 63 м; 48 + 60 + 48 м; $L = 63$ м с компоновками сечений, указанных на рис. 1, 2. Для сравнения вышеуказанные коэффициенты определялись для пролетных строений в моностальном исполнении. Бистальные балки компоновались из следующих марок сталей: 1) сталь стенки и верхнего пояса – 15ХСНД; сталь нижнего пояса – 12ГН2МФАЮ; 2) сталь стенки поясов – 15ХСНД; 3) сталь стенки и верхнего пояса – 16Д (М16С), для пролетного строения с пролетом 63 м для нижнего пояса использовалась сталь 10ХСНД; сталь стенки и верхнего пояса – 14Г2, а сталь нижнего пояса – марка 12Г2СМФ и 14Х2ГМР (48 + 60 + 48 м).

В первом приближении эффективность предполагаемых решений с различной компоновкой сечений оценивалась величиной относительной экономии металла, отнесенной к количеству затраченной стали повышенной или высокой прочности. Для уточнения экономического эффекта с помощью строительных и конструктивных коэффициентов составлена программа «Бисталь» по расчету бистальных и бисталежелезобетонных пролетных строений указанных схем и типов компоновок поперечных сечений.

Программа составлена на основе входных данных, которыми являются: значения моментов марки используемой стали, варианты схем. В структуре программы организовано несколько вложенных друг в друга циклов по моментам и сечениям пролетного строения моста. После того как произведены расчеты деформаций и прочностных характеристик, они проверяются на соответствие заданным значениям M , Q , в случае совпадения происходит запоминание размеров поперечного сечения балок.

Алгоритм программы заключается в работе 13 сменяющих друг друга блоков. В начале программы (блок 1) объявляются необходимые переменные и задаются начальные входные данные. В этом же блоке задаются значения моментов. В блоке 2 организуется цикл по пяти вариантам схем. В зависимости от номера варианта компоновки балок задаются соответствующие значения для организации вычислений по остальным 11 блокам. Проверку решений

осуществляет блок 6. В случае соответствия выполняется блок 7, в противном случае – блок 10. В конце работы программа распечатывает накопленные значения, а также номера вариантных схем и моментов.

На основании расчета программы построены графики, характеризующие многосторонность зависимости конструктивных и строительных коэффициентов для бистальных и бисталежелезобетонных пролетных строений. Полученные в окончательном виде значения коэффициентов использовались при расчете методом характеристик веса.

Строительный коэффициент для бистальных пролетных строений находится в пределах 1,12–1,22, для бисталежелезобетонных – в пределах 1,12–1,28, т. е. выше, чем для бистальных с ортотропной плитой проезжей части. Конструктивный коэффициент для бистальных и бисталежелезобетонных в среднем одинаковый, значение его находится в пределах от 1,12 до 1,35, для схемы 1 пролета с $L = 63$ м он равен 1,46. Это говорит об эффективности применения сталей различной прочности, в том числе высокопрочных. Отличие от моностальных унифицированных пролетных строений по коэффициентам составило: по строительному – 7–10 %, по конструктивному – 7–12 % (до 15 %).

Что же касается влияния конструктивной формы поперечных сечений на формирование величины строительных и конструктивных коэффициентов, то следует отметить, что в двутавровых сечениях оно сказывается в большей степени, нежели в коробчатых.

Доказательством тому может служить эффект работы коробчатого сечения за пределом упругости, в большей мере проявляющийся при пролетах 120–200 м и выше, тогда как в пролетных строениях с бистальными балками двутаврового сечения эффект упругопластической работы проявляется уже при пролетах 40 м. Анализ полученных результатов указал на необходимость расширения границ упругопластической работы стенки двутавровых и коробчатых бистальных балок с целью получения дополнительной экономии металла и совершенствования критерия предельных состояний.

На основании научных разработок были выполнены практические работы: двухбалочный бисталежелезобетонный мост через р. Сейм в Путивле, бисталежелезобетонный разрезной двухбалочный мост через р. Курп пролетом 42,6 м, а также пространственные расчеты с учетом работы нижних продольных связей.

В пролетных строениях целесообразно объединять нижние пояса балок ребристой плитой, как это выполнено при строительстве моста через канал в Химках (г. Москва). Для такого пролетного строения при расчете плиты необходимо учитывать все факторы, влияющие на ее работу, т. к. от этого зависит расход арматуры и бетона.

В бисталежелезобетонных пролетных строениях балочно-разрезной системы с ездой поверху использование стальной конструкции наиболее характерно, поскольку в них железобетонная плита проезжей части полностью располагается в сжатой зоне и наилучшим образом разгружает стальную часть конструкции. Наиболее характерные длины пролетов для таких пролетных строений находятся в пределах от 33 до 66 м. Для пролетов от 24 до 33 м возможно применение бистальных балок со сквозной стенкой, объединенных

с железобетонной плитой. Бистальные балки, так же как и сталежелезобетонные, имеют несимметричное поперечное сечение с облегченным верхним поясом. Такие пролетные строения называют бисталежелезобетонными одноплитными.

Один из вариантов трубопроводного моста со сквозными бистальными балками – мост через р. Неман, в котором экономия металла по сравнению с аналогичными сплошностенчатыми составила 20 %. Стендовые испытания статической и динамической нагрузкой показали надежность и работоспособность бистальных сквозных балок.

Общая экономия веса стальной конструкции из широкополочных двутавров (с учетом облегчения связей) для пролетов 12, 15, 18, 24 м составляет для сплошных балок 12, 10, 6 %; для сквозных – 31, 29, 27, 20 %. Экономический эффект в снижении сметной стоимости составляет соответственно 27, 24, 20 и 32, 31, 30, 25 %.

Балки выполнены в бистальном варианте: верхняя часть из половины двутавра 80Б (сталь 16Д), а нижняя – из половины двутавра 60Ш (сталь 15ХСНД). Дополнительный эффект заключается в экономии металла до 7–19 % с ортотропной плитой проезжей части. Суммарное снижение веса по сравнению с двутавром 100Б (сталь 15ХСНД) составило 40 %.

Реже, чем одноплитные, рекомендуется применять коробчатые поперечные сечения. Коробчатые балки могут быть как с вертикальными, так и с наклонными стенками (трапециевидными), причем такие балки эффективно воспринимают кручение.

В автодорожных мостах с пролетами от 24 до 42 м расстояние между главными балками можно принимать от 2,8 до 3,5 (4,0) м. Для средних пролетов до 66 м при двух главных балках в поперечном сечении расстояние может быть равно от 6 до 8 м. Высоту главных балок целесообразно принимать меньше на 10–20 % по сравнению со сталежелезобетонными аналогичных пролетов. В отдельных случаях для эффективного использования тонкостенности высоту стенки выгодно увеличивать, тогда можно получить нижние пояса из донного листа приемлемой толщины и ширины. В монобалочной конструкции целесообразная высота стенки меньше, чем при двухбалочной.

Таким образом, при проектировании линейно-пролетных мостовых сооружений считаем целесообразным применение бистальных и бисталежелезобетонных несущих конструкций, т. к. открывает новые возможности для использования нетрадиционных форм поперечных сечений, аналогичных балкам Бернулли. Гибридное сечение ортотропной плиты особенно перспективно для масштабных коробчатого сечения балок с расстоянием между стенками 8–10 м.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Рекомендации по проектированию бистальных балок.* – М. : Транспорт, 1985. – 47 с.
2. *Картопольцев, В.М.* Металлические мосты с бистальными балками / В.М. Картопольцев ; под ред. К.Х. Толмачева. – Томск : ТГУ, 1992. – 248 с.
3. *Картопольцев, В.М.* Металлические мосты с ортотропной плитой / В.М. Картопольцев, В.С. Данков. – Томск : ТГУ, 2001. – 304 с.
4. *Боровиков, А.Г.* Проектирование и расчет сталежелезобетонных пролетных строений автодорожных мостов / А.Г. Боровиков, В.М. Картопольцев, Б.Г. Акимов. – Томск : ТГАСУ, 2007. – 182 с.

5. *Картопольцев, В.М.* Применение бистальных балок в пролетных строениях автодорожных мостов : автореф. дис. ... докт. техн. наук. – Л. : ЛИИЖТ, 1991. – 33 с.
6. *Картопольцев, В.М.* Сравнение вариантов мостовых переходов / В.М. Картопольцев, А.В. Картопольцев, С.А. Кухаренко. – Томск : ТГАСУ, 2012. – 49 с.

REFERENCES

1. *Rekomendatsii po proektirovaniyu bistol'nykh balok* [Recommendations for the design of bistol beams]. Moscow: Transport Publ., 1985. 47 p. (rus)
2. *Kartopoltsev V.M.* Metallicheskie mosty s bistol'nymi balkami [Metal bridges with bistol beams]. Tomsk: TSU Publ., 1992. 248 p. (rus)
3. *Kartopoltsev V.M., Dankov V.S.* Metallicheskie mosty s ortotropnoi plitoy [Metal bridges with an orthotropic plate]. Tomsk: TSU Publ., 2001. 304 p. (rus)
4. *Borovikov A.G., Kartopoltsev V.M., Akimov B.G.* Proektirovanie i raschet stalezhelezobetonnnykh proletnykh stroenii avtodorozhnykh mostov [Design and calculation of steel-fiber span structures of road bridges]. Tomsk: TSUAB Publ., 2007. 182 p. (rus)
5. *Kartopoltsev V.M.* Primenenie bistol'nykh balok v proletnykh stroeniyakh avtodorozhnykh mostov: avtoref. dis. ... dokt. tekhn. nauk [Use of bistol beams in road bridge spans. DSc Abstract]. Leningrad: LIIZhT Publ., 1991. 33 p. (rus)
6. *Kartopoltsev V.M., Kartopoltsev A.V., Kuharenko S.A.* Sravnenie variantov mostovykh perekhodov [Comparison of bridge transition options]. Tomsk: TSUAB Publ., 2012. 49 p. (rus)