

РЕЗУЛЬТАТЫ ЧИСЛЕННЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ВАНТОВОГО ПЕШЕХОДНОГО МОСТА ЧЕРЕЗ РЕКУ УРАЛ

Приведены результаты численных исследований напряженно-деформированного состояния вантового пешеходного моста через р. Урал с помощью программного комплекса APM WinMachine. Исследованы особенности НДС основных несущих элементов. Приведена методика проведения численных исследований аналогичных вантовых конструкций. Рассмотрена возможность изменения расчетных нагрузок на мостовое сооружение.

Ключевые слова: вантовый мост, численные исследования, напряженно-деформированное состояние, расчетное усилие, методика расчета.

В 2011 году перед группой экспертов Оренбургского государственного университета была поставлена задача оценки фактического напряженно-деформированного состояния вантового пешеходного моста. Целью работы являлось определение технической возможности размещения на нем дополнительного технологического оборудования в виде продольных труб для устройства двухстороннего фонтана. Трудность выполнения работы заключалась в отсутствии полнокомплектных проектных данных и чертежей, а также какой-либо исполнительной и эксплуатационной документации.

В связи с этим для реализации поставленной цели необходимо было расчетными методами определить максимально допустимые значения нагрузок, при которых несущие конструкции моста удовлетворяли бы требованиям прочности, жесткости и устойчивости. Для получения объективных результатов при проведении расчетов в качестве исходных данных надо было учесть:

- фактическую пространственную геометрическую схему моста;
- истинные значения упругих характеристик стали, примененной для изготовления балок, пилонов и вант;
- поперечные сечения всех элементов моста и способы их сопряжения между собой в зависимости от фактических конструктивных решений узлов.

Перечисленные параметры были определены экспертами при проведении инструментального обследования при помощи апробированных и хорошо известных методик и традиционных способов неразрушающего контроля.

Вместе с тем аналитический расчет моста не представлялся возможным по следующим причинам:

- приближенность известных аналитических методов расчета вантовых систем, основанных, как правило, на ряде допущений и упрощений расчетных схем, что приводит к погрешности расчета до 25%, особенно при расчете на динамические нагрузки с учетом пульсационных составляющих;
- отсутствие симметрии продольного профиля и его криволинейность;
- наличие стального настила (ортотропная плита), связанного с несущими продольными и поперечными балками (дискретно-континуальная расчетная схема);
- пространственная работа взаимосвязанных несущих конструкций на знакопеременные вертикальные и горизонтальные нагрузки, приложенные с эксцентриситетами относительно осей несущих элементов.

В связи с этим экспертами было принято решение провести численные исследования моста, поставив при их реализации следующие задачи:

- изучить напряженно-деформированное состояние несущих элементов моста с учетом их пространственной работы, конструктивных особенностей, а также фактических геометрических параметров;
- определить степень прочности и жесткости моста при проектных нагрузках;
- оценить техническую возможность увеличения нагрузки на мост от продольных труб для устройства двухстороннего фонтана;
- определить возможность изучения напряженно-деформированного состояния вантовых

мостовых конструкций численными методами с помощью многоуровневой декомпозиции;

– дать общую оценку напряженно-деформированного состояния вантового пешеходного моста через реку Урал.

В ходе проведения численных исследований авторы настоящей работы столкнулись с рядом особенностей расчетов вантовых мостовых сооружений, начиная от создания расчетной схемы до анализа полученных результатов, которые представляют несомненный методологический интерес с точки зрения внедрения разработанных алгоритмов для оценки эксплуатационной надежности аналогичных вантовых конструкций.

Рассмотрим наиболее существенные этапы реализованного алгоритма численных исследований фактического напряженно-деформированного состояния моста через реку Урал.

1 Общая характеристика конструкции и особенности расчетной схемы

В данном сообщении представлены результаты расчетов пешеходного моста через реку Урал в г. Оренбурге. Прочностному и деформационному анализу подлежали несущие конструкции моста с использованием вантовых удерживающих связей, имеющего один русловый и два береговых пролета. Фасад пролетного строения представлен на рисунке 1.

В качестве вант применены закрытые оцинкованные канаты диаметром 60 мм по ГОСТ 7676-73. Береговой и русловый пролеты удерживаются 4 вантами, закрепленными к каждому из пилонов. Верхние (длинные) ванты выполнены спаренными и расположены в двух параллельных плоскостях. Нижезакрепленные ванты расположены в плоскостях осей пилонов. Ванты крепятся к главным балкам по их оси, по обеим сторонам от стенки, при помощи сварных узлов, допускающих регулирование усилий

и геометрии в системе. Металлические пилоны выполнены в виде П-образных рам высотой 18,63 м. Стойки рам – сварные трубы 1220х12 мм, ригель пилона – труба 820х14 мм. Стойки пилонов жестко прикреплены к балке жесткости с помощью анкерных болтов.

Балка жесткости имеет высоту 1000 мм. Поперечное сечение балки жесткости представляет собой пару главных двутавровых балок (верховая и низовая), объединенных поперечными связями. Расстояние между осями главных балок – 7,0 м. Прохожая часть моста выполнена в виде металлической ортотропной плиты из листа толщиной 10 мм и продольных ребер из уголков 110х70х8 мм с шагом 350 мм. Поперечные связи – решетчатые конструкции, в которых роль верхнего пояса фермы играют сдвоенные швеллеры №12, нижний пояс и раскосы состоят из уголков 80х80х8 мм.

На анкерных опорах №1 и №4 по осям главных балок установлены подвижные опорные части типа «качающаяся стойка», на опоре №2 – поперечно-подвижные, а на опоре №3 – всесторонне-подвижные фторопластовые опорные части. На всех опорах по оси моста, по низу поперечных домкратных балок, установлены горизонтальные ветровые, стальные сварные опорные части индивидуального изготовления. Все опоры моста – железобетонные, массивные.

Моделирование конструкции моста было выполнено в системе автоматизированного проектирования и расчетов APM Civil Engineering с использованием модуля APM Structure 3D [1]. Для прочностного анализа сооружения в целом была разработана пространственная пластинчато-стержневая модель конструкции (рисунок 2, 3). Все элементы конструкции вводились в модель в соответствии с их фактическими размерами, определенными при проведении обследовательских работ.

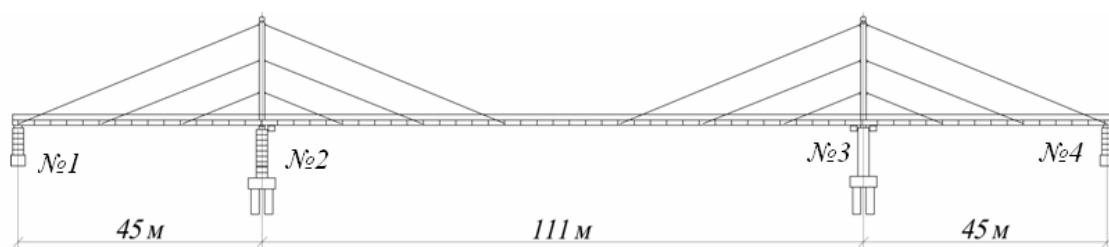


Рисунок 1. Фасад пролетного строения

Расчет конструкции производился методом конечных элементов. Для статических расчетов всего сооружения в целом модель разбивалась на конечные элементы (КЭ): стержневые и пластинчатые (трех- и четырехугольные). Размеры КЭ при моделировании ортотропной плиты и главных балок задавались вручную с целью максимального приближения к реальной конструкции узлов сопряжения со стержнями, которыми моделировали продольные ребра ортотропной плиты и поперечных решетчатых связей. Стойки пилонов в модели представляли стержнями постоянного сечения с узлами для крепления вант. Ванты разбивали на пространственные канатные элементы.

Соединение каждой из стоек пилонов с главными балками моделировали жестко пространственными опорами в нижней части. Опорные узлы крепления вант к пилонам моделировали с помощью стержней, имеющих свойства каната с шарнирами на концах.

2 Схемы нагружений вантового моста

Для удобства задания и анализа результатов каждый вид нагрузки задается с использованием вспомогательного инструмента под названием *загружение*. Статический расчет производится от комбинаций одновременно действующих нагрузок. При создании комбинаций каждое нагружение, входящее в комбинацию, берется с соответствующим множителем.

Собственный вес учитывали как постоянную нагрузку с введением множителя собственного веса $K_{с.в.} = 1,1$. Вес модели в соответствии заданными сечениями элементов конструкций учитывается автоматически для ее построенной части. Для исследуемой конструк-

ции он составил $2,5 \text{ кН/м}^2$. Полезную нагрузку вводили в расчет исходя из возможности пропуска через мост толпы людей – $4,0 \text{ кН/м}^2$.

Снеговая и ветровая нагрузки вводились в расчет в соответствии с климатическим районом как временные, действующие в течение коротких интервалов времени. При расчете вынужденных колебаний в расчет принималась пульсация ветра.

Кроме этого, в соответствии с техническим заданием необходимо было проанализировать

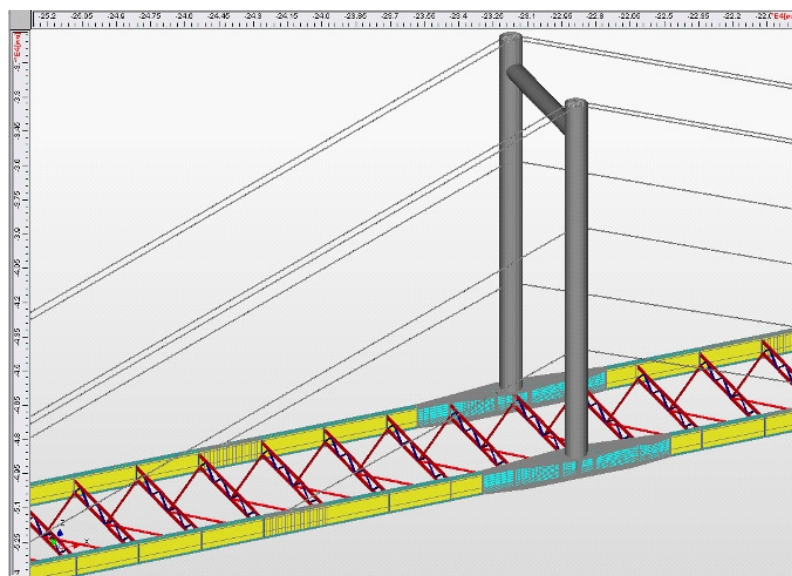


Рисунок 2. Пространственная пластинчато-стержневая модель конструкции

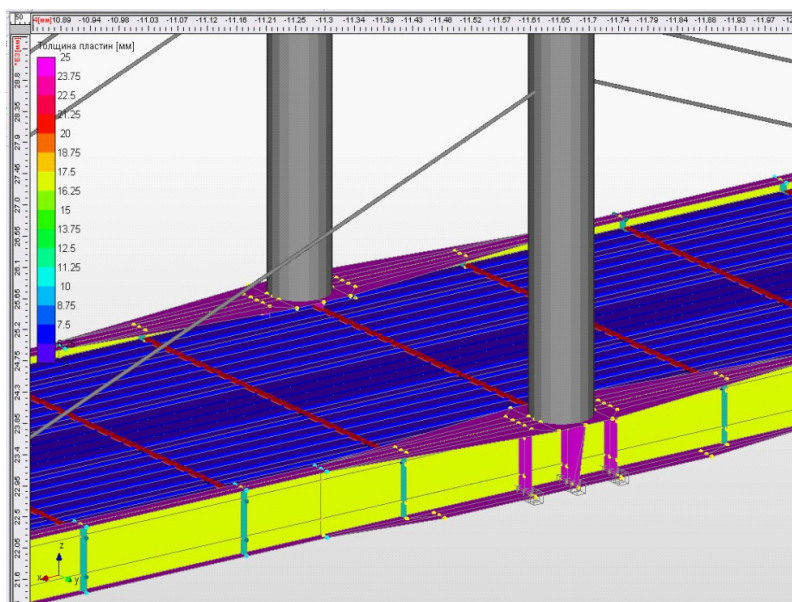


Рисунок 3. Фрагмент соединения пилона с главными балками на цветовой карте толщин пластинчатых элементов

прочностные и деформативные характеристики главных несущих балок на предмет возможности монтажа на них труб для размещения фонтанов. В связи с отсутствием проектной документации на двухсторонний линейный фонтан, в модель были заложены трубы диаметром 219 мм с толщиной стенки 9 мм, заполненные водой и прикрепленные к главным балкам. Нагрузку от трубы прикладывали по верхней полке балки в виде равномерно распределенной по поверхности (наиболее «мягкое» нагружение).

При указанном приложении нагрузки в расчет не принимались такие факторы, как ее внецентренное приложение, несимметричное загрузке пролетного строения, связанное с отсутствием воды в одной из труб. Также в расчете не учитывались динамические воздействия на конструкции, связанные с гидравлическим ударом, направлением и интенсивностью потока воды. Данные аспекты являются предметом отдельных самостоятельных исследований.

3 Анализ результатов расчета

3.1 Частоты собственных колебаний

В аналитических расчетах для определения частоты собственных колебаний $\omega_{Г,i}$ можно использовать зависимость, приведенную в [2]:

$$\omega_{Г,i} = \sqrt{\frac{i^4 \pi^4 E_B I_{Б,Г}}{l^4 m_g} + \frac{g^*}{H_{пл}}},$$

где $I_{Б,Г}$ – момент инерции балки жесткости в горизонтальной плоскости, обычно $I_{Б,Г} \gg I_B$; $H_{пл}$ – высота пилон; l – длина пролета; i – номер

формы колебаний; m_g – масса погонного метра пролетного строения.

Методы расчета аэродинамической устойчивости мостов сводятся к определению критической скорости $V_{кр}$ для пролетного строения – скорости ветра, при котором на данном пролетном строении возникает одно из аэроупругих явлений (флаттер, бафтинг, дивергенция, галопирование или ветровой резонанс). При расчете $V_{кр}$ учитывается, в частности, и частота собственных колебаний моста. Условие аэродинамической устойчивости имеет следующий вид [2]:

$$V_{кр} \gg V_{БР} \text{ или } V_{кр} > 1,5V_{БР},$$

где $V_{БР}$ – расчетная скорость ветра, т. е. максимально возможная для данного района строительства моста (обычно $V_{БР} = 25...35$ м/с); 1,5 – коэффициент безопасности, регламентированный СНиП 2.05-03-84*. Мосты и трубы [3].

Определение критической скорости ветра для вантовых мостов – задача весьма сложная, так как $V_{кр}$ зависит от многих факторов: формы и размеров конструкции, ее массы, динамических характеристик балки жесткости и т. д. Влияние отдельных факторов в настоящее время оценивается только экспериментальным путем или на основе приближенного анализа.

В связи с этим экспертами был проведен численный анализ аэродинамической устойчивости обследуемого сооружения. Сводная таблица результатов расчета частот собственных колебаний конструкции с указанием суммы модальных масс в направлениях глобальной системы координат приведена на рисунке 4.

Частоты собственных колебаний										
Собственные частоты				Модальные массы (м.м.) и суммы модальных масс (с.м.м.) по направлениям ГСК						
N	[рад/с]	[Гц]	[с]	м.м. X [%]	с.м.м. X [%]	м.м. Y [%]	с.м.м. Y [%]	м.м. Z [%]	с.м.м. Z [%]	
1	4.22275	0.672072	1.48794	4.51e-006	4.51e-006	89.2	89.2	0.0132	0.0132	
2	8.01037	1.27489	0.784381	3.04e-005	3.49e-005	5.03	94.3	0.0164	0.0296	
3	12.4141	1.97577	0.506132	0.00785	0.00789	0.879	95.1	0.758	0.788	
4	12.9689	2.06406	0.484482	7.24e-007	0.00789	0.147	95.3	0.00175	0.79	
5	19.2192	3.05883	0.326922	0.426	0.434	0.172	95.5	11.9	12.7	
6	27.7615	4.41838	0.226327	0.84	1.27	0.0398	95.5	3.37	16.1	
7	45.9151	7.30761	0.136844	0.0398	1.31	0.217	95.7	0.131	16.2	
8	56.3646	8.97071	0.111474	0.021	1.33	0.353	96.1	3.28	19.5	

Рисунок 4. Расчет частот собственных колебаний

Анализ форм собственных колебаний следует производить при сумме модальных масс более 80% в направлении осей координат, то есть как видно из таблицы на рисунке 4, в рассматриваемом случае только в горизонтальной плоскости. Отметим, что проведенные авторами расчеты для аналогичных мостов с гибкими вантами показали, что у всех у них сумма модальных масс превышает 80% только в горизонтальном направлении.

Колебания в горизонтальной плоскости могут возникать под воздействием ветра, если

его порывы будут чередоваться с определенным интервалом. Расчетная система APM Civil Engineering дает возможность выполнить расчет всей конструкции моста на ветровую нагрузку с учетом пульсационной составляющей. На рисунках 5 и 6 приведены цветовые карты собственных форм колебаний конструкции.

Полученные формы вынужденных колебаний не совпадают с двумя низшими формами собственных колебаний, а частоты колебаний находятся вне опасного диапазона. Согласно

п. 1.48 [3] в пролетных строениях пешеходных и городских мостов расчетные периоды собственных колебаний (в незагруженном состоянии) по двум низшим формам не должны лежать в диапазоне значений 0,45–0,60 с (1,67...2,22 Гц) – в вертикальной и диапазоне 0,9–1,2 с (0,83...1,11 Гц) – в горизонтальной поперечной плоскостях. Отмеченные вблизи данного диапазона частот горизонтальные колебания находятся вне потенциально опасного диапазона.

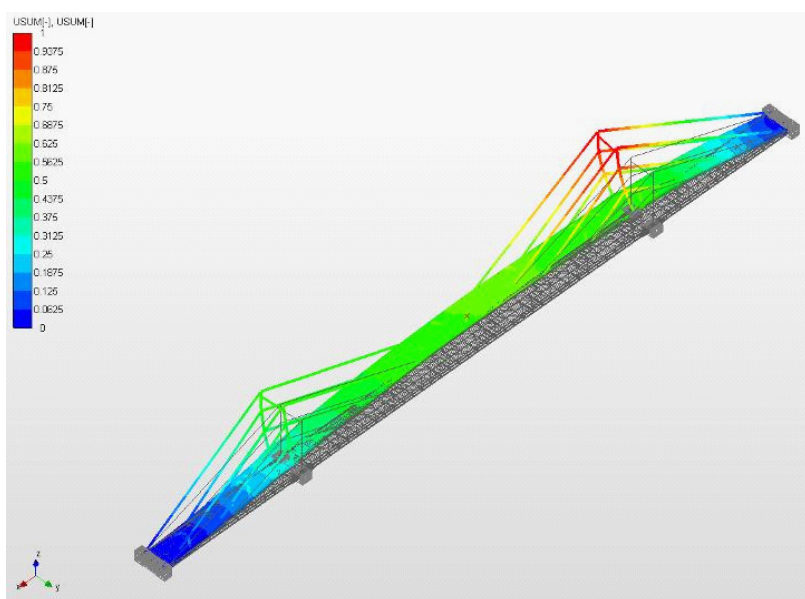


Рисунок 5. 1-я собственная форма колебаний (0,67 Гц) – характерная по Y

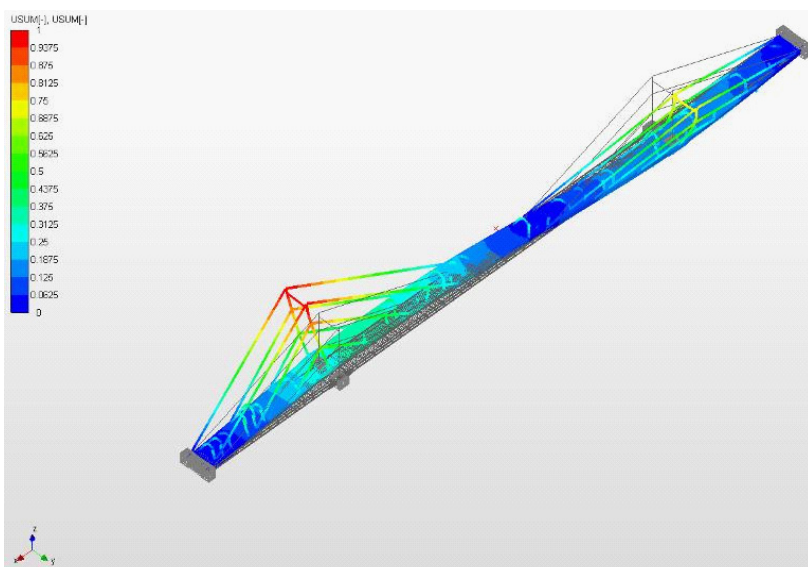


Рисунок 6. 2-я собственная форма колебаний (1,28 Гц) – характерная по Y

3.2 Напряжения, действующие в элементах конструкции

Результаты оценки несущей способности металлоконструкции пролетного строения по первой группе предельных состояний (основные сочетания нагрузок) представлены картой напряжений, приведенной на рисунке 7.

Эквивалентные напряжения, оцененные по гипотезе прочности Губера-Мизеса (4 теория прочности) в элементах металлоконструкции пролетных частей строения не превышают предела текучести материала. Минимальный коэффициент запаса прочности по пределу текучести составляет 1,37.

Максимальные напряжения, зарегистрированные в окрестностях опорных зон пролетного строения, носят локальный характер и не превышают 260 МПа, меньше предела прочности (380 МПа). Согласно п. 4.26 [3] для изгибаемых элементов допускается ограниченная коэффициентом $1...1,25$ пластичность. С учетом того, что металл не работает в зонах знакопеременных нагрузок, т. е. не возникает явления малоциклового усталости (эффект Баушингера), в результате которой происходит снижение предела текучести, а также того, что «всплески» на карте полей напряжений в верхнем поясе балки жесткости носят точечный характер можно сделать вывод о том, что прочность конструкции обеспечена. Эквивалентные напряжения, оцененные по гипотезе прочности Треска – Сен-Венана (3 теория прочности), дают меньшие значения, что подтверждает сделанный вывод.

При размещении дополнительного оборудования напряжения на отмеченных выше участках главных балок в локальных точечных зонах напряжения увеличиваются до 442 МПа.

Таким образом, полученные результаты позволяют сделать вывод о невозможности размещения дополнительного оборудования без усиления существующих конструкций моста. Отметим, что полученные в результате численных расчетов результаты подтвердили пра-

вильность и оптимальность принятых проектных решений в части назначения размеров поперечных сечений основных несущих элементов.

3.3 Деформативность несущих конструкций моста

Вантовые мостовые сооружения отличаются от жестких балочных конструкций значительными величинами абсолютных значений вертикальных прогибов балок жесткости. Это предопределено как самой конструкцией большепролетного сооружения, так и, как правило, пониженным модулем упругости гибких вант (167 ГПа). В связи с этим вантовые мосты проектируют с обратным выгибом, который принимается в интервале от $1/300L$ до $1/400L$. В исследуемом сооружении проектная величина выгиба составляла 347 мм или $1/320L$. Контрольная нивелировка, проведенная экспертами при проведении обследовательских работ, показала, что после 30 лет эксплуатации выгиб балок жесткости моста уменьшился всего лишь на 25 мм и составил 322 мм ($1/345L$). Этот факт подтвердил достаточную степень эксплуатационной надежности исследуемого моста при действии проектных эксплуатационных нагрузок.

Наибольший прогиб в середине пролета моста, полученный в результате расчетов по программному комплексу APM Civil Engineering, от

действия собственного веса и полезной нагрузки составляет 340 мм, при этом доля прогиба от полезной нагрузки $4,0 \text{ кН/м}^2$ равна 209 мм. Проведенные испытания моста на вышеназванную полезную нагрузку (на мосту располагали грузовой автотранспорт, груженный песком) показали, что экспериментальная величина прогиба балок жесткости была равна 190 мм или 90,9% от рас-

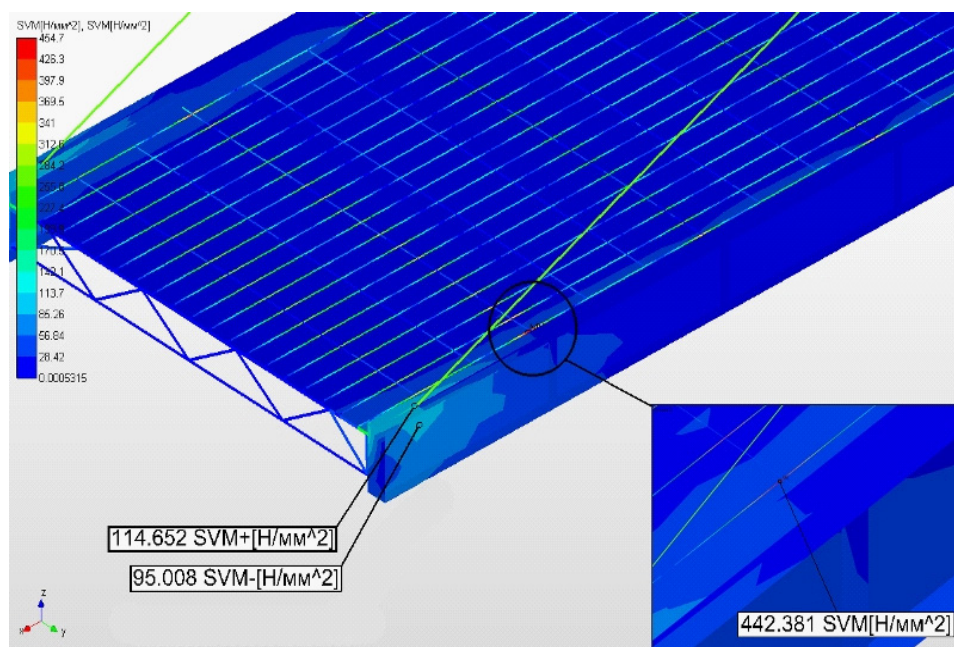


Рисунок 7. Карта эквивалентных напряжений при нагружении конструкций моста суммарной симметричной нагрузкой

четной величины. Погрешность в 9,1% можно считать вполне приемлемой для условий натурного эксперимента, что подтверждает адекватность результатов расчетов, полученных при помощи программного комплекса APM Civil Engineering.

При креплении к несущим конструкциям моста дополнительного оборудования расчетный прогиб с учетом полезной нагрузки в середине пролета увеличивается до 401 мм. Вертикальные упругие прогибы балок жесткости вантового сооружения для пролета длиной $l = 111$ м согласно п. 1.43 [3] от действия полезных нагрузок не должны превышать $111000/400 = 278$ мм. Максимальный прогиб при дополнительном догрузении моста трубами с водой превышает предельно допустимую величину в 1,44 раза (рис. 8). Таким образом, жесткость конструкции не обеспечивает и исключает размещение дополнительного оборудования на существующих конструкциях пешеходного моста через р. Урал.

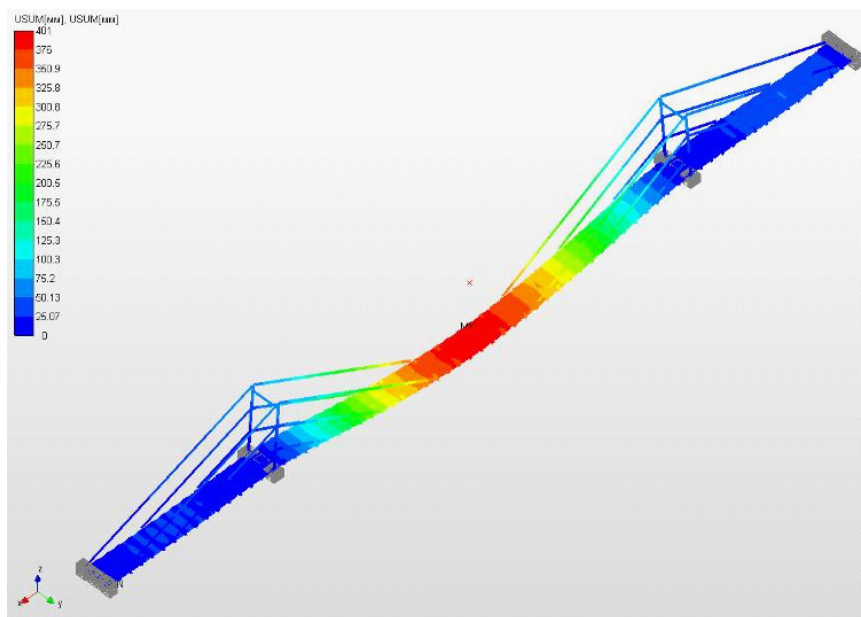


Рисунок 8. Карта суммарных перемещений конструкции от полезной нагрузки и дополнительного оборудования

4 Выводы

Полученные в данном исследовании результаты анализа напряженно-деформированного состояния конструкции пешеходного моста позволяют сделать вывод о возможности и целесообразности использования системы автоматизированного проектирования и расчетов APM Civil Engineering для проектирования новых и оценки эксплуатационной надежности существующих вантовых сооружений.

23.07.2012

Список литературы:

1. Замрий, А.А. Проектирование и расчет методом конечных элементов в среде APM Structure 3D. – М.: Изд-во АПМ, 2010. – 376 с.
2. Качурин, В.К. Проектирование висячих и вантовых мостов / В.К. Качурин, А.В. Брагин, Б.Г. Ерунов. – М.: Транспорт, 1971. – 280 с.
3. СНиП 2.05-03-84*. Мосты и трубы. – М.: ГПЦПП, 1996. – 214 с.

Сведения об авторах:

Горелов Станислав Николаевич, заведующий кафедрой сопротивления материалов

Аэрокосмического института Оренбургского государственного университета,

кандидат технических наук, доцент

460018, г. Оренбург, пр-т Победы 13, тел. (3532) 372513, e-mail: apm-orenburg@mail.ru

Жаданов Виктор Иванович, профессор кафедры строительных конструкций Оренбургского государственного университета, доктор технических наук, профессор, e-mail: organ-2003@bk.ru

Аркаев Максим Александрович, аспирант кафедры строительных конструкций

Оренбургского государственного университета, e-mail: arkaevrus@mail.ru

460018, г. Оренбург, пр-т Победы, 13, ауд. 3126, тел. (3532) 372524