

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования
“НАЦИОНАЛЬНЫЙ ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ
СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ”

Компьютерное моделирование при экспертизе причин обрушения

Выполнил обучающийся
института _ИФО II м_курса, 3 гр.
Шнейдер И.В.

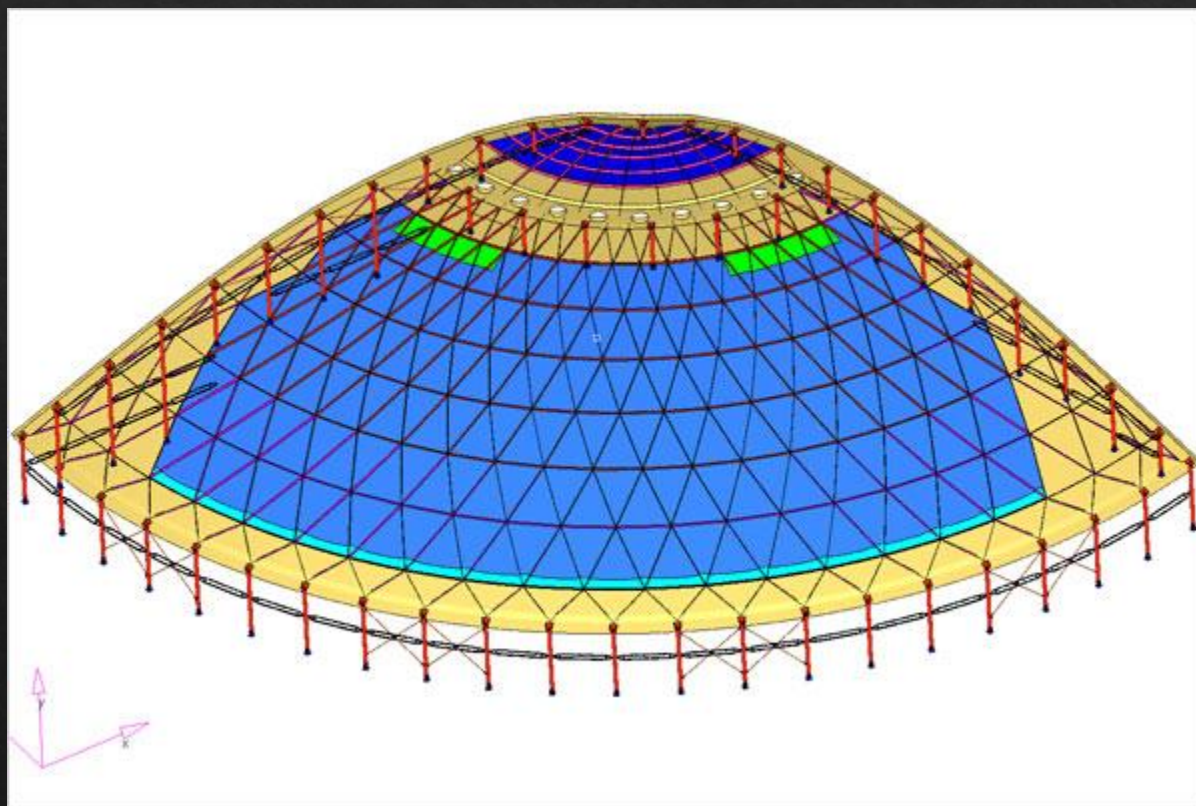
Расчетные исследования причин обрушения конструкции покрытия аквапарка «Трансвааль». Экспертиза проекта уникального сооружения

К настоящему времени был выполнен ряд экспертных работ, в которых анализировалась конструктивная прочность здания аквапарка «Трансвааль». Ни в одной из этих работ не было однозначно указано на истинную причину обрушения данного сооружения.



В качестве основного инструмента для определения напряженно-деформированного состояния (НДС) и динамических характеристик конструкции при различных видах воздействия в этих работах используется численный метод конечных элементов, реализованный в различных программных системах: ЛИРА, SCAD, ANSYS, СТАДИО. При определении НДС конструкции покрытия с системой опорных колонн использовались конечноэлементные (КЭ) модели, сформированные из балочных и оболочечных элементов. Для моделирования железобетонной оболочки покрытия задавались приведенные жесткостные характеристики армированного бетона. Размерность КЭ моделей составляла от нескольких десятков до ста тысяч элементов.

Реальное покрытие было выполнено в виде железобетонной оболочки переменной толщины с неоднородным армированием и системой перекрестных армированных ребер. При моделировании такой сложной конструкции указанная выше степень дискретизации не позволяет учесть локальные особенности НДС конструкции, обусловленные нелинейным поведением бетона и реализованной в конструкции системой армирования.



Для более корректного определения локальных особенностей было решено: создать КЭ модель покрытия с моделированием объемными элементами опорного контура и прилегающих к опорному контуру зон оболочки, имеющих переменную толщину; задать балочными элементами всю арматуру, установленную в объеме бетона, в соответствии с чертежами; «тонкую» часть оболочки (толщина – 70 мм) и подкрепляющие ребра задать двумерными оболочечными элементами; арматуру ребер задать балочными элементами; для бетона учесть нелинейное поведение материала с различными характеристиками на сжатие и растяжение; конструкцию опорных колонн со связями моделировать оболочечными элементами с подробной проработкой соединений и опорных узлов. В результате была получена расчетная модель, размерность которой составила порядка 2 миллионов элементов, что превзошло детализацию конструкции в 20 раз по сравнению с представленными ранее моделями в расчетах экспертных организаций. В модели число узлов = 1 851 000, число элементов = 1 894 000. Модель колонн со связями также отличается от модели, применяемой при анализе конструкции экспертными организациями. Используемые в расчетах экспертных организаций упрощенные стержневые модели внесли в результаты определения усилий погрешность в размере 450%. Такая погрешность обусловлена неучетом в модели податливости оболочки колонн.

Результаты расчетов.

Выполнены расчеты на последовательные нагружения конструкции:

1. постоянной нагрузкой, включающей вес конструктивных элементов + вес кровли – нагрузка «вес»
2. постоянной нагрузкой + равномерно распределенной снеговой нагрузкой – нагрузка «вес + снег»

В данной работе выполнены следующие расчетные исследования:

- сравнение расчетных данных для линейно-упругой и нелинейной моделей материалов;
- влияние свойств бетона на НДС конструкции;
- определение разрушающих нагрузок в сварных соединениях верхних узлов колонн с закладными деталями опорного контура оболочки;
- сравнение НДС конструкции, определяемого при разных вариантах соединения верхних узлов колонн с опорным контуром оболочки;
- определение величины снеговой нагрузки, приводящей к пластическим (критическим) деформациям в арматуре железобетонного покрытия.

Первоначально был рассмотрен вопрос о корректности решения задачи нагружения большепролетной пологой оболочки в линейно-упругой постановке. Для этого выполнены расчеты на нагружения постоянной нагрузкой (нагрузка «вес») для моделей:

- 1) без учета геометрической и физической нелинейностей;
- 2) с учетом геометрической нелинейности;
- 3) с учетом геометрической и физической нелинейностей.

Учет нелинейного поведения бетона при сжатии и растяжении реализован в расчетах заданием упруго-пластической модели материала. Заданы шарнирные связи верхних узлов колонн с опорным контуром оболочки.

Сравнение расчетных данных показывает значительную разницу в максимальных перемещениях покрытия, определенных для моделей с линейными и упруго-пластическими свойствами материала "бетон".

Тип расчета	Максимальное перемещение U , мм	Напряжения в бетоне $\sigma_{\max} / \sigma_{\min}$, МПа	Напряжения в арматуре $\sigma_{\max} / \sigma_{\min}$, МПа
Без учета геометрической и физической нелинейностей	60	15,1 / -12,2	86,0 / -54,7
С учетом геометрической нелинейности	65	15,4 / -12,8	89,2 / -55,2
С учетом геометрической и физической нелинейностей	144	2,4 / -21,9	302,5 / -101,2

Учет геометрической нелинейности в расчете для линейно-упругой модели бетона позволяет определить зоны больших местных прогибов оболочки, но величины прогибов занижены: 65 мм для линейно-упругой модели, 144 мм для упруго-пластической модели. В расчетах, которые выполнялись при проектировании исследуемого сооружения, нелинейное поведение бетона не учитывалось, что, как показано выше, приводит к существенно заниженной оценке прогибов оболочки.

Напряжения в элементах конструкции, определенные в расчетах для линейной и упруго-пластической моделей бетона, отличаются по величине (см. таблицу) и по характеру распределения. Задание в расчете нелинейного поведения бетона приводит к увеличению растягивающих напряжений в арматуре в 3,4 раза, напряжений сжатия в 1,8 раза.

Из приведенного сравнения следует, что расчетное определение НДС рассматриваемой конструкции без учета геометрической и, главное, физической нелинейностей дает значительное занижение максимальных прогибов оболочки и максимальных напряжений как в бетоне, так и в арматуре.

Выполнены расчетные исследования влияния изменения свойств бетона на НДС конструкции.

В расчетах задавались характеристики бетона, соответствующие классам бетона по прочности на сжатие В35, В40, В50, В60. Результаты расчетов на нагружение постоянной нагрузкой (нагрузка «вес») приведены в таблице:

Класс бетона по прочности на сжатие	Максимальное перемещение U , мм	Напряжения в бетоне $\sigma_{\max} / \sigma_{\min}$, МПа	Напряжения в арматуре $\sigma_{\max} / \sigma_{\min}$, МПа
В35 $E_b = 34500$ МПа	173	2,1 / -22,2	329,4 / -113,5
В40 $E_b = 36000$ МПа	160	2,2 / -22,1	318,4 / -108,5
В50 $E_b = 39000$ МПа	144	2,4 / -21,9	302,5 / -101,2
В60 $E_b = 40000$ МПа	133	2,6 / -21,1	288,7 / -96,7

Применение в конструкции покрытия бетона с более высокими упруго-прочностными характеристиками снижает прогибы оболочки и напряжения в арматуре.

Сравнение расчетных данных для классов бетона В35 (использовался в конструкции покрытия аквапарка) и В60 показывает: величина максимального прогиба уменьшается в 1,3 раза; величина максимального растягивающего напряжения в арматуре уменьшается в 1,14 раза.

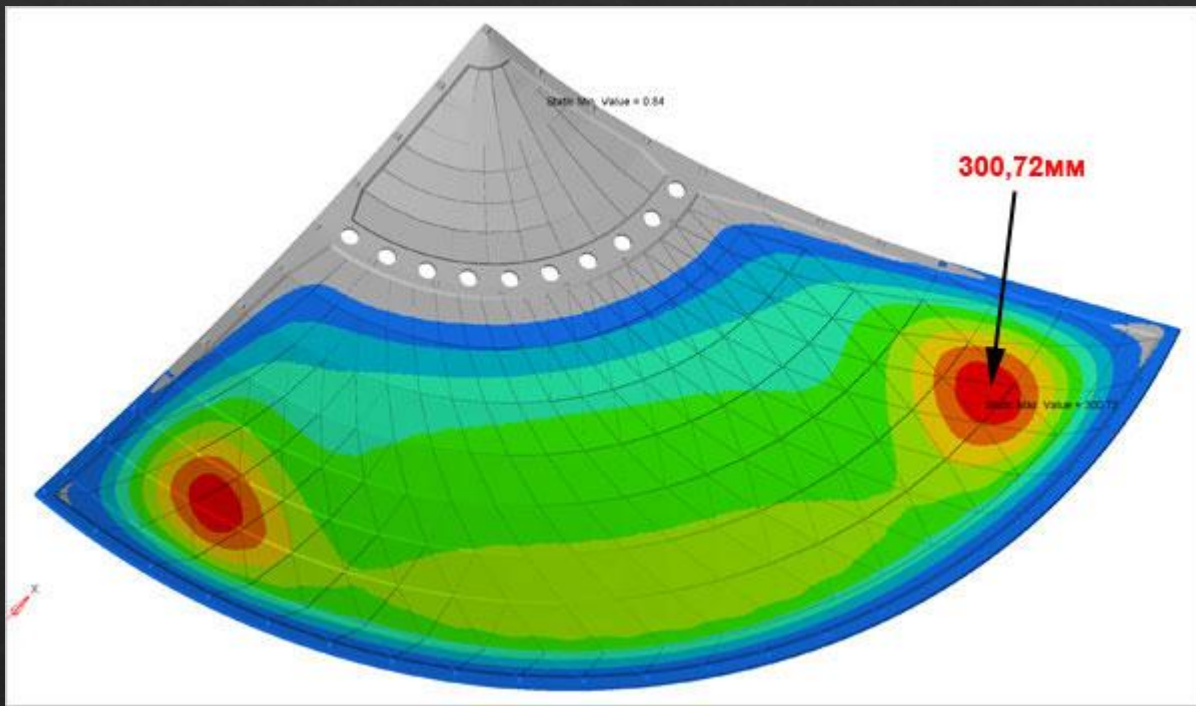
Результаты расчетов при действии снеговой нагрузки

Первоначально для элементов, моделирующих бетон, задавались свойства бетона класса по прочности на сжатие В35 (начальный модуль упругости $E_b = 34500$ МПа). При уровне равномерно распределенной снеговой нагрузки 90 кг/м^2 (расчетное значение снеговой нагрузки 180 кг/м^2) максимальные растягивающие напряжения в арматуре превысили предел текучести $R_{sn} = 500$ МПа (нормативное сопротивление для арматуры класса А500С). Следует отметить, что в расчете не учтена ползучесть бетона.

Согласно СП 52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры», при продолжительном действии нагрузки значение начального модуля деформации бетона определяется по формуле $E'_b = E_b / (1 + \varphi_{b,cr})$, где $\varphi_{b,cr} = 2,1$ – коэффициент ползучести. Согласно формуле, начальный модуль упругости следует уменьшить в 3 раза. Было решено не задавать в расчете столь значительное уменьшение начального модуля упругости (дать конструкции «шанс на выживание»).

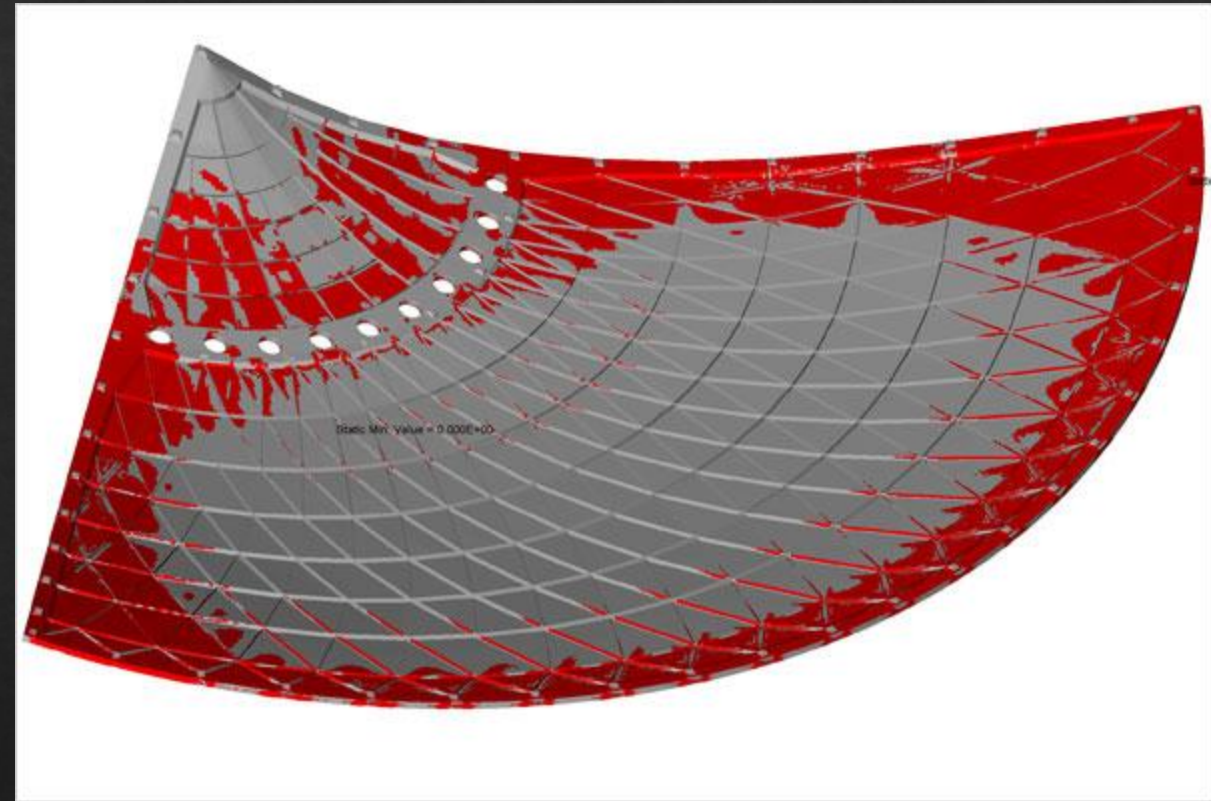
Выполнен расчет для модуля упругости бетона, уменьшенного в 1,5 раза $E'_b = E_b / 1,5 = 23000$ МПа. По результатам расчета для нагрузки «вес + снег» установлено: максимальные растягивающие напряжения в арматуре превысили предел текучести при уровне снеговой нагрузки 30 кг/м^2 .

Максимальные прогибы при указанной нагрузке достигают 300 мм.



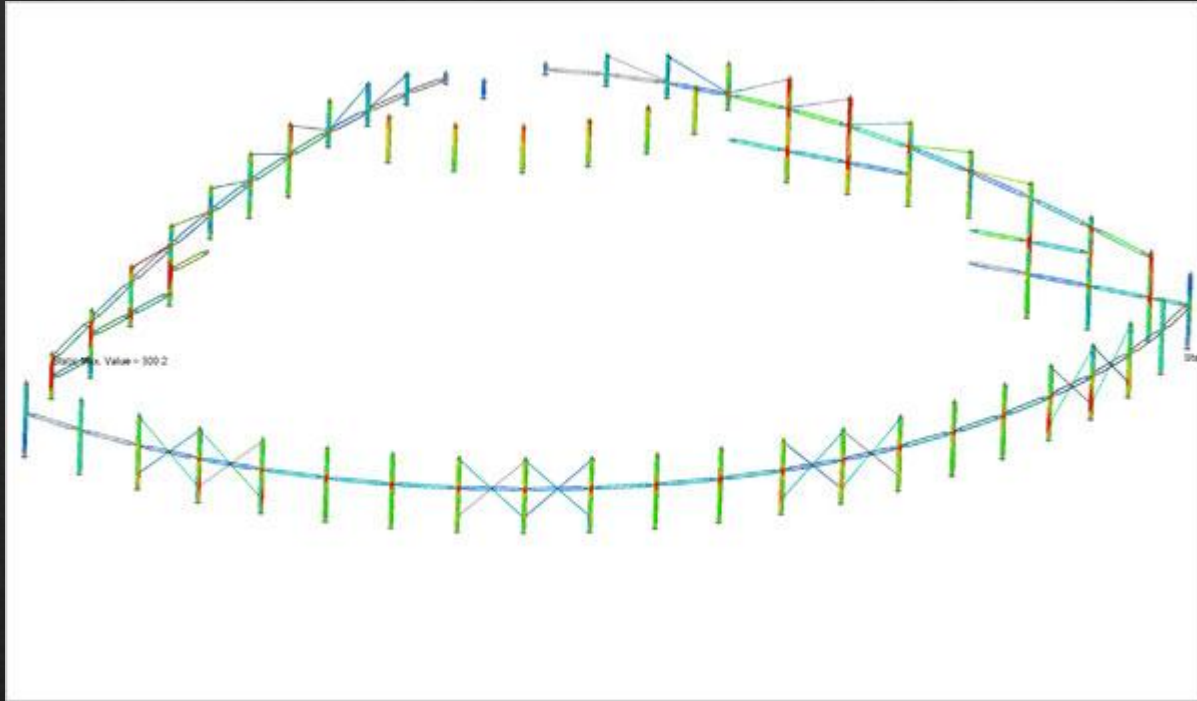
Суммарные перемещения в оболочке

Напряжения в бетоне превышают пределы текучести (нормативные сопротивления) на сжатие и растяжение. Главные напряжения в бетоне достигают величины 27,5 МПа (нормативное значение 25,5 МПа). Зона пластических деформаций в бетоне охватывает значительную площадь оболочки.



Пластические деформации в бетоне оболочки

Вся красная зона подвержена трещинообразованию в бетоне.
Нагрузка «вес + снег 30 кг/м²». Модуль упругости бетона $E_b = 23000$ МПа



Эквивалентные напряжения в колоннах со связями, $\max = 300$ МПа
(нормативное значение 370 МПа)

Напряжения находятся в допуске, что опровергает утверждения экспертов о потере несущей способности колонн и боковых связей. Нами проведено исследование, что даже при исключении одной колонны из работы, в конструкции больших (катастрофических) изменений не происходит.

Выводы

Приведенные выше расчетные данные показывают, что определение НДС рассматриваемой конструкции без учета геометрической и, главное, физической нелинейностей дает значительное занижение максимальных прогибов оболочки и максимальных напряжений как в бетоне, так и в арматуре.

Расчеты с учетом геометрической и физической нелинейностей на нагружение весовой + снеговой нагрузкой показали:

- по данным расчета с модулем упругости бетона $E_b = 34500$ МПа в арматуре появляется пластическая деформация при 50% расчетной снеговой нагрузке;

- по данным расчета с модулем упругости бетона $E_b = 23000$ МПа (учет ползучести) в арматуре появляется пластическая деформация при 17% расчетной снеговой нагрузке.

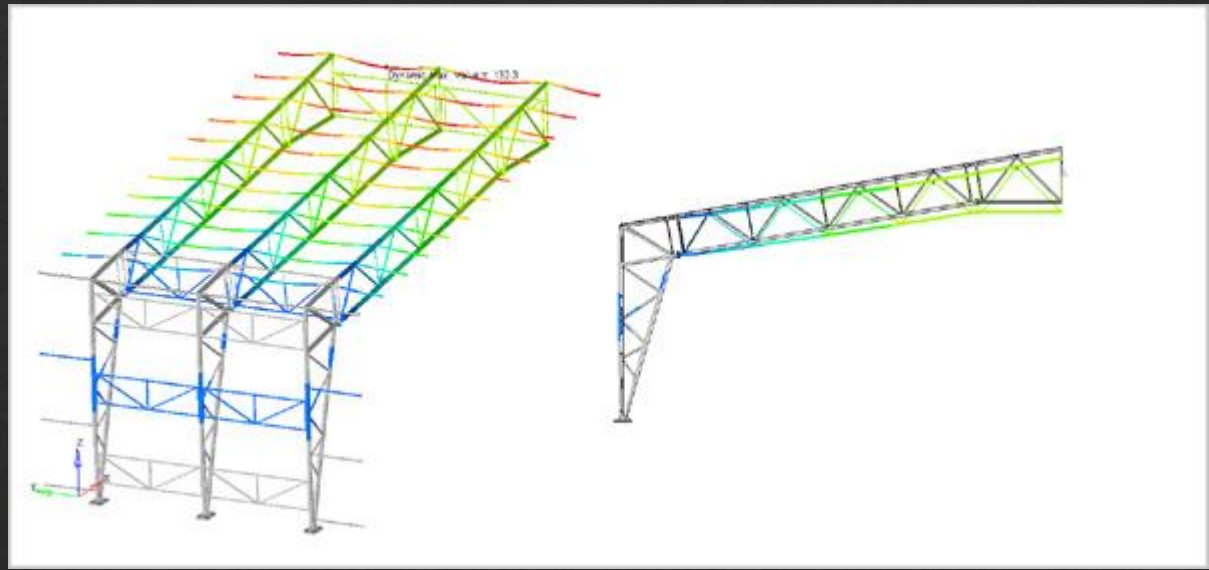
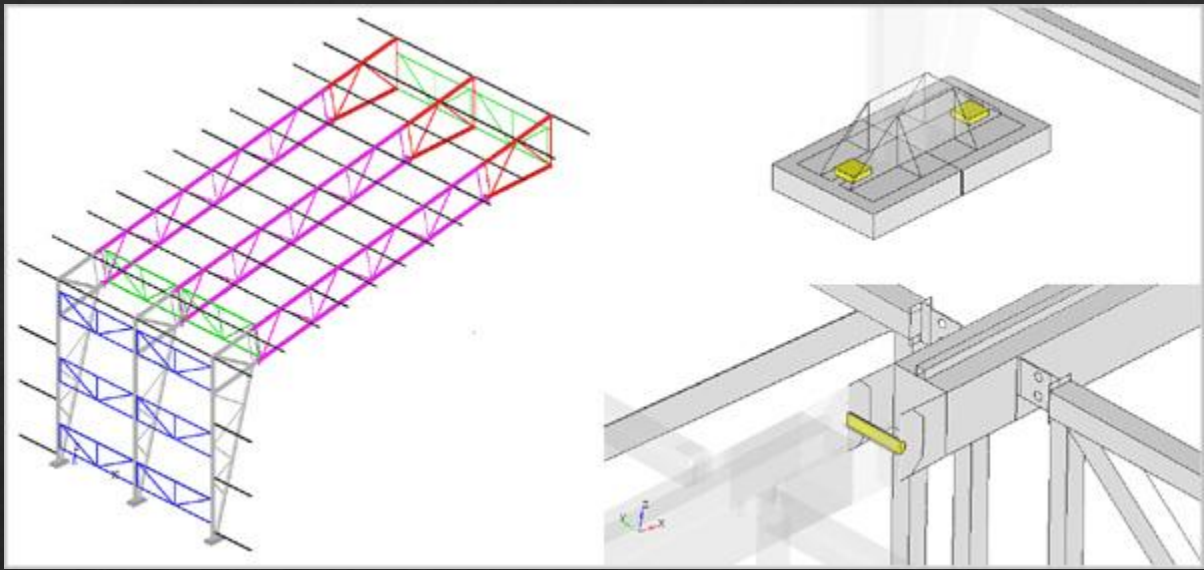
Здание аквапарка – уникальное, сложное по конструкции сооружение. Применение стандартных методик для оценки прочности и несущей способности дает весьма приближенный, поверхностный результат.

На стадии проектирования таких уникальных сооружений недостаточно проверять несущую способность конструкции только традиционными методами. Необходимо использовать современные программные системы в сочетании с мощными вычислительными комплексами

Оценка прочности и устойчивости быстросборного каркасно-тентового сооружения. Установление причин обрушения

Цель работы: оценить прочность и устойчивость металлоконструкций типового модуля быстросборного каркасно-тентового сооружения при заданных нагрузках, установить причины обрушения конструкции.

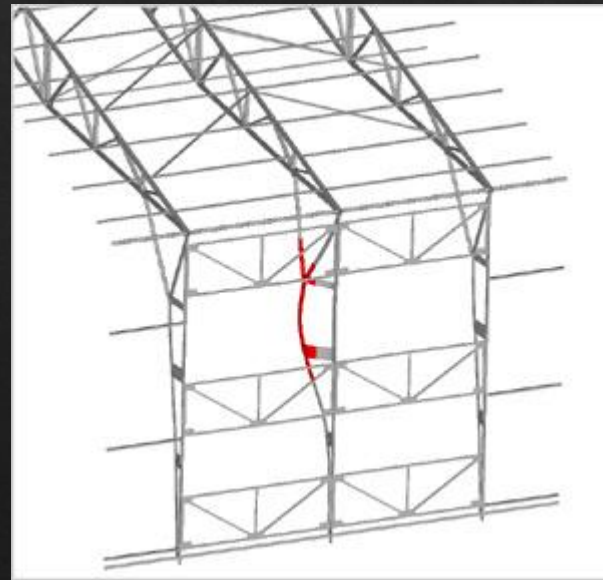
Быстросборное каркасно-тентовое сооружение имеет арочное строение с тентовым покрытием. Расчетная модель конструкции типовой секции построена согласно данным, предоставленным в виде чертежей. Большинство элементов конечноэлементной модели конструкции типового модуля заданы оболочечными элементами. Штифты шарнирных соединений по верхним поясам секций и анкерные шайбы узлов опирания боковых стоек заданы объемными элементами. Проведены расчёты металлоконструкций на прочность с учётом нагрузок: собственный вес, вес покрытия, снеговая и ветровая нагрузки. Расчёты выполнены с учётом физической и геометрической нелинейностей.



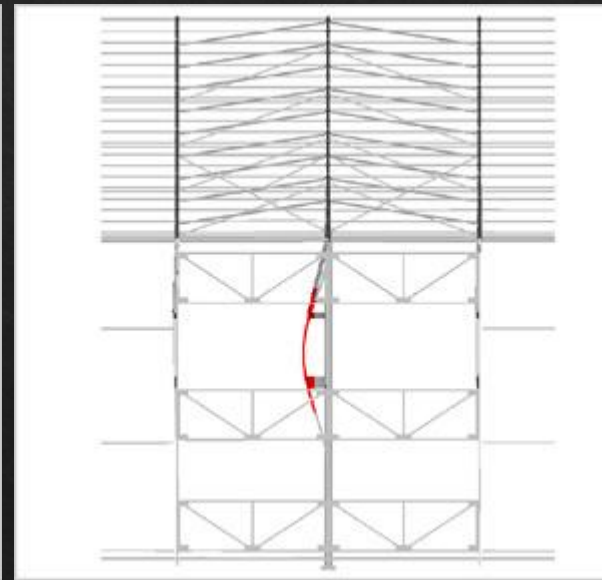
Распределение перемещений



Сопоставление зафиксированных разрушений с результатами расчётов



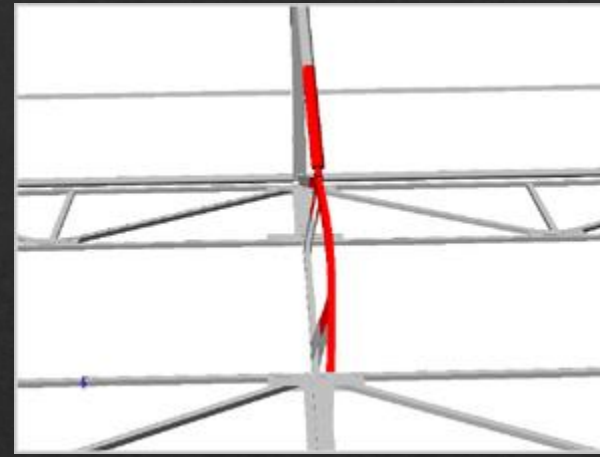
Оценка устойчивости. Вид 1



Оценка устойчивости. Вид 2



Сопоставление зафиксированных разрушений с результатами расчетов. Фотография элемента конструкции, потерявшего устойчивость



Оценка устойчивости. Вид 3

Определено: напряжённно-деформированное состояние конструкции, предельная нагрузка на модуль от снегового покрова, запас по устойчивости, реакции в опорах. По результатам исследований выявлены зоны пластических деформаций, приводящие к потере устойчивости элементов конструкции и обрушению сооружения. Благодаря подробному моделированию конструкции, получена картина прогибов и перемещений совпадающая с фотографиями локальных натуральных видов картины обрушения. Рассмотрен ряд улучшений, предложенных авторами проекта. Составлено заключение о состоянии конструкции быстросборного каркасно-тентового сооружения.