

Анализ причин обрушения конструкций покрытия СОК «Трансвааль-парк»

А.М.Белостоцкий, ЗАО «НИЦ «СтаДиО», МГСУ
С.И.Дубинский, МГСУ

В рамках строительной экспертизы был выполнен анализ причин обрушения большепролетного здания спортивно-оздоровительного комплекса (СОК) «Трансвааль-парк». В настоящей статье мы расскажем об опыте применения ANSYS при численном моделировании поведения и сценариев обрушения системы «грунтовое основание — ж/б каркас — стальные колонны со связями — ребристая ж/б оболочка покрытия» СОК.

Математические модели: общее описание

Программа расчетных исследований включала разработку и верификацию с помощью ANSYS следующих расчетных моделей сооружения СОК:

- статическая модель, воспроизводящая геометрико-жесткостные, инерционные и нагрузочные характеристики системы «ме-

таллические колонны со связями — ребристая ж/б оболочка покрытия»;

- статическая модель системы «сооружение — грунтовое основание», учитывающая данные геологических изысканий и геодезических исследований;
- динамическая модель системы «колонны со связями — ребристая ж/б оболочка покрытия» для определения значимого спектра собственных частот и форм и для анализа влияния пульсационных ветровых, сейсмических, вибродинамических нагрузок;
- модель системы «колонны со связями — ребристая ж/б оболочка покрытия» для учета физической нелинейности (для железобетона — эффекты ползучести, растрескивания и др., для металла — пластичность и образование трещин) и геометрической нелинейности — большие перемещения оболочки покрытия;



Здание СОК «Трансвааль-парк» после обрушения конструкций покрытия (фото Владара Бондарева, «Новая газета»)

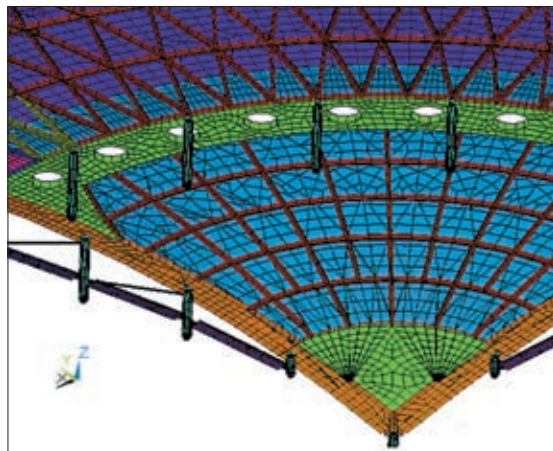
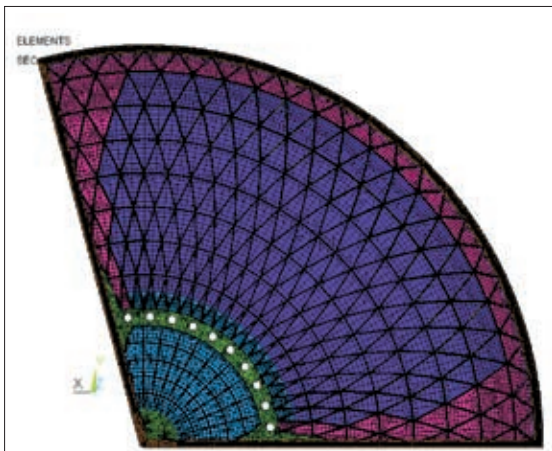


Рис. 1. Оболочечно-стержневая ANSYS-модель системы «ж/б оболочка — металлические колонны со связями» СОК «Трансвааль-парк». Ребристая ж/б оболочка покрытия (фрагменты)

- объемные твердотельные модели наиболее напряженных узлов системы покрытия, разрушение которых могло привести к частичному обрушению системы (верхние и нижние узлы металлических колонн, соединения горизонтальных связей-распорок P1 с колоннами и закладными деталями в стенах, соединения связей С1 с колоннами, устойчивость колонн).
- По результатам верификационных расчетов можно сделать вывод о взаимном соответствии расчетных моделей ANSYS, Лира, СТАДИО и SCAD.
- Кроме того, стоит обратить внимание на следующие факторы, которые необходимо учитывать при выполнении подобного рода расчетов:
 - значимость температурных факторов;
 - достоверное численное определение эпюр стационарного ветрового давления для характерных направлений ветра;
- необходимость учета динамических нагрузок вообще и пульсационных ветровых нагрузок в частности;
- определяющая роль эффектов физической (ползучесть бетона) и геометрической (большие перемещения оболочки) нелинейности в адекватном описании работы системы;
- подтвержденная расчетами возможность работы системы по схемам, отличным от принятой в проекте (в частности, шарнирное опирание колонн снизу и сверху): отрыв крайних колонн от нижней закладной; чрезмерно большие сдвигающие усилия и угрожающий уровень выявленных численно квазиупругих напряжений в верхнем узле колонн, которые могут привести к разрушению бдюмса, сварных швов, массива бетона опорного контура оболочки. Все это требует привлечения нелинейных моделей поведения металлов и бетона.

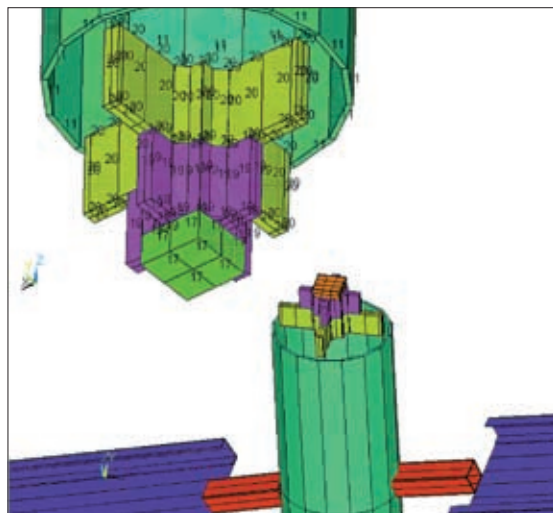
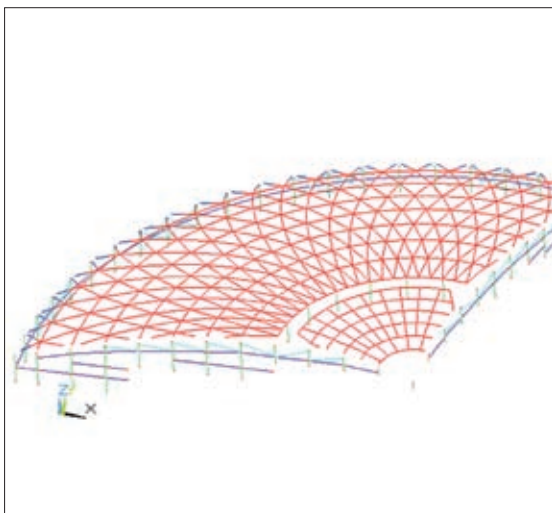


Рис. 2. Стержневые КЭ (колонны, связи, ребра). Справа: верхний и нижний узлы колонны

«Тестовая» модель покрытия. Низшие собственные частоты колебаний, Гц

№	ANSYS	СТАДИО*			Ли́ра	Форма
1	0,7876	0,7628	0,780	0,7627	0,7876	Сдвиг
2	1,1691	1,1193	1,157	1,1190	1,1691	Поворот
3	1,5932	1,5687	1,579	1,5691	1,5932	Поворот
4	2,0502	2,0808	2,057	2,0927	2,0502	$n^{**} = 1, m^{***} = 1$
5	2,2774	2,3620	2,278	2,3122	2,2774	$n = 2, m = 1$
6	2,3616	2,5147	2,354	2,3848	2,3616	$n = 3, m = 1$
7	2,4630	2,6976	2,442	2,4673	2,4630	$n = 4, m = 1$
8	2,5682	2,8231	2,536	2,5613	2,5682	$n = 5, m = 1$
9	2,6035	2,9778	2,574	2,6179	2,6035	$n = 3, m = 2$
10	2,7524	3,1599	2,706	2,7161	2,7524	$n = 6, m = 1$

* 1-й столбец — среднестенные оболочечные КЭ, 2-й — тонкостенные КЭ Олмана, 3-й — тонкостенные КЭ с моментным ПНС.

** n — число полуволн в окружном направлении оболочки.

*** m — число полуволн в радиальном направлении оболочки.

С учетом результатов верификации была разработана уточненная «унифицированная» многопараметрическая оболочечно-стержневая модель, воспроизводящая все особенности геометрии, свойств материалов и НДС системы «ребристая оболочка — колонны со связями» для стадий распалубки, завершения строительства и эксплуатации (рис. 1 и 2). Конечно-элементная модель содержит 30 «материалов»/сечений, около 15 тыс. узлов и 20 тыс. стержневых и оболочечных КЭ.

Калибровка моделей

Стадия распалубки важна не только как формирующая начальное НДС, которое в значительной мере определяет поведение конструкции на последующих стадиях строительства и эксплуатации. Интерес также вызывает наличие натурных измерений прогибов, по которым можно «калибровать» математическую модель. Были рассмотрены линейно-упругие и нелинейные (растрескивание опорного контура, изменение жесткости верхнего узла колонн) задачи для стадии распалубки. В качестве нагрузок были заданы собственный вес конструкций и суточный температурный перепад; перголы отсутствовали. В рамках линейно-упругих моделей растрескивание опорного контура и пониженная жесткость верхнего узла колонн моделировались приведенными характеристиками:

$$E_{бет} = 30\,000 \text{ МПа},$$

$$E_{оп.конт} = 9000 \text{ МПа},$$

$$J'_{бл\text{юмс}} = J_{бл\text{юмс}} / 10.$$

Основные результаты вариантных статических расчетов, выполненных в ANSYS и СТАДИО:

прогибы оболочки достигают 125 мм (что близко к замеренной величине 134 мм) только за счет растрескивания бетона опорного кольца и прилегающей зоны 200-мм скорлупы, а при неучете этого фактора едва дотягивают до 80 мм.

Расчеты, связанные с определением собственных частот и форм колебаний механических систем, являются наиболее информативными с точки зрения верификации моделей, поскольку, с одной стороны, интегрируют многие факторы и параметры расчетной модели, а с другой — позволяют выявить их различие.

Первой рассматривалась грубая модель конструкции покрытия СОК для шарнирного соединения колонн-труб с жестким основанием и оболочкой при «начальном» значении модуля упругости бетона $E_{бет} = 30\,000$ МПа — условно этап распалубки.

Расчет динамических характеристик показал выраженную жесткостную диспропорцию оболочки покрытия и колонн со связями. Это видно по первым трем формам собственных колебаний расчетной модели конструкции, в которых оболочка в целом перемещается в горизонтальной плоскости (по первой форме собственных колебаний — поступательно, а по второй и третьей — вращательно) как твердое тело. Только начиная с четвертой формы оболочка начинает деформироваться в вертикальном направлении, как это принято в традиционном представлении о динамических деформациях оболочечных конструкций.

Все используемые в верификационных испытаниях программные комплексы дали весьма близкие значения первых десяти собственных

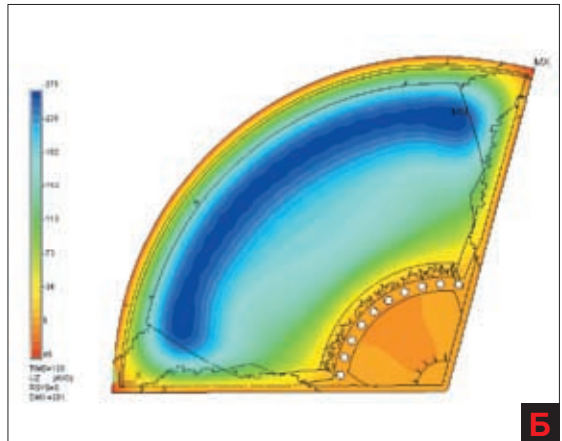
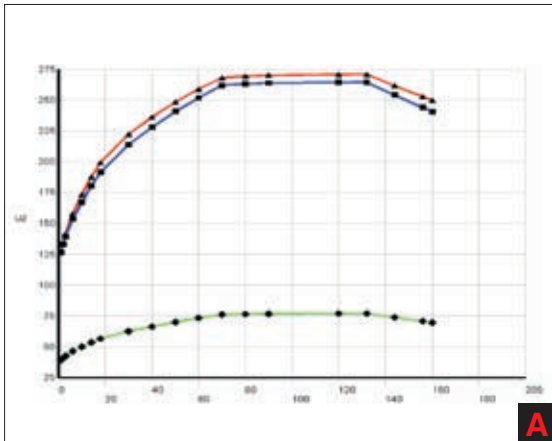


Рис. 3. Расчет оболочки с колоннами и связями с учетом ползучести бетона: *а* — изменение во времени прогибов (мм; максимальный — красный, на биссектральной плоскости — синий и радиальное перемещение — зеленый) при учете ползучести в бетоне; *б* — прогибы (мм) для $T = 120$ дней

частот при одинаковой последовательности соответствующих им форм колебаний (см. таблицу), что подтверждает идентичность расчетных моделей и достоверность полученных результатов.

Выявленное расчетами низкое значение первой частоты указывает на необходимость проведения динамического расчета на действие пульсационной составляющей ветровой нагрузки, а плотный спектр собственных частот свидетельствует о возможности резонансных откликов системы на вибродинамические, сейсмические и виброакустические воздействия.

Стадии завершения строительства и эксплуатации

Линейно-упругие модели от действия собственного веса, веса кровли с утеплителем, снеговой нагрузки и средней ветровой нагрузки для различных периодов строительства и эксплуатации СОК показали объяснимое нарастание перемещений, усилий и напряжений в критических несущих конструкциях по сравнению с учетом только собственного веса (этап распалубки).

Для уточнения влияния изменения свойств железобетона необходим дополнительный анализ, позволяющий учитывать нелинейность деформирования бетона и арматуры, кинетику образования и раскрытия трещин в наиболее напряженных зонах, образование очагов разрушения в бетоне.

При нелинейном моделировании бетона в ANSYS обычно применяется модель CONCRETE, которая описывает поведение хрупких материалов. При достижении любым главным напряжением растяжения поверхности разрушения возникает трещина и напряжения в этом направлении внезапно падают до нуля. При предельном сжатии возникает крошение. Для каждого глав-

ного направления проводится проверка по критерию *William-Warnke*. Упрочнение не предполагается ни для растяжения, ни для сжатия.

При анализе поведения конструкции при длительном нагружении следует учитывать влияние реологических процессов и возникновение дополнительных деформаций ползучести для данных свойств бетона с учетом геометрии оболочки и влажности.

Нелинейные расчеты, выполненные в ANSYS, показали теоретически объяснимое различие с результатами линейно-упругих расчетов. В частности:

1. Интенсивное нарастание перемещений и усилий в первые 40-50 дней после распалубки как проявление длительной ползучести, удовлетворительно согласующееся с доступными натурными наблюдениями.
2. Влияние геометрической нелинейности, особенно выраженное для зон оболочки с минимальными приведенными жесткостными характеристиками.

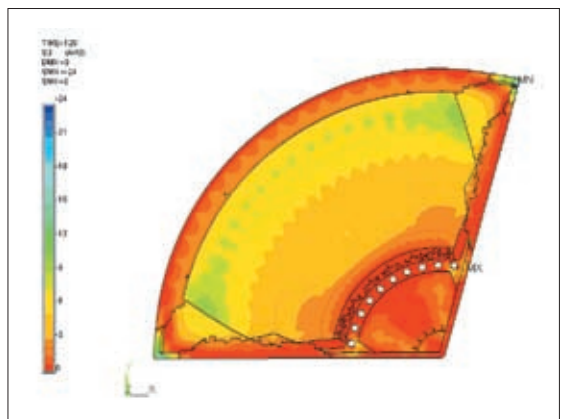


Рис. 4. Сжимающие напряжения (МПа) для $T = 120$ дней

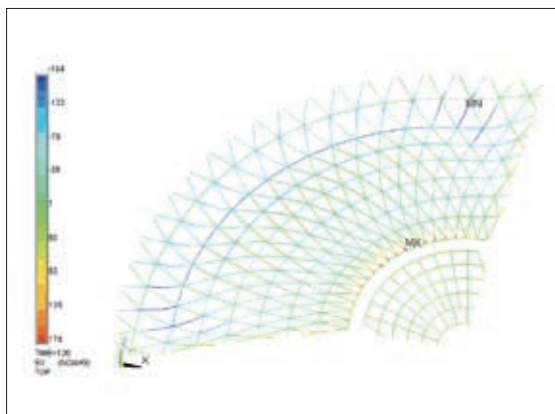


Рис. 5. Эквивалентные напряжения (МПа) в элементах, моделирующих арматуру в ребрах

3. Вызванное вышеупомянутыми эффектами возрастание усилий в опорной системе, в частности в распорках P1 (до 48-50 т).

Заметим, что параметры НДС достигли угрожающе большого максимума как раз к 14 февраля 2004 года. В этот день был зафиксирован максимум снеговой нагрузки.

Результаты линейно-спектральных расчетов системы на вибродинамические и сейсмические воздействия показали, что они могут быть исключены не только из числа версий разрушения, но и из набора значимых, требующих учета факторов. Полученные амплитуды динамических напряжений для наиболее нагруженных элементов системы находятся ниже порога чувствительности, то есть не вносят свой вклад в усталостную повреждаемость.

Для оценки влияния разрушения критических, тяжело нагруженных зон/узлов конструкций покрытия на инициирование обрушения всей системы были построены и проанализированы варианты расчетные модели системы «оболочка — колонны со связями».

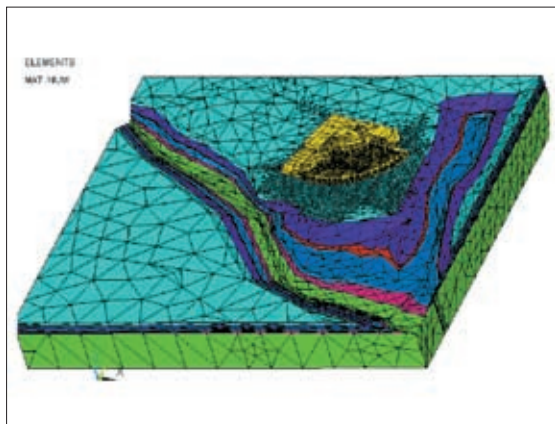


Рис. 6. Трехмерная конечно-элементная модель системы «грунтовой массив — сооружение» СОК «Трансвааль-парк»

Результаты статических расчетов по этим моделям показывают:

- прогрессирующий характер разрушения всей системы при образовании радиальной трещины в опорном контуре;
- существенную перегрузку соседних колонн при выходе колонны из опорного контура;
- значимое перераспределение усилий в опорной системе при обрыве связей P1.

Реальные процессы разрушения, отраженные в рассмотренных статических моделях, носят сильно выраженный динамический характер и могут приводить к более значимым перегрузкам.

Система «грунтовой массив — сооружение»

Сложный характер работы сооружения с переменными по площади жесткостями и нагрузками, необходимость учета реального рельефа и пространственного распределения различных грунтовых фракций делают обоснованным применение продвинутых моделей основания. В расчетах использовалась упруго-пластическая модель грунта Друкера-Прагера с известными из испытаний грунтов по ГОСТ механическими параметрами (модуль деформации, коэффициент Пуассона, угол внутреннего трения и удельное сцепление). Трехмерная конечно-элементная модель массива основания с учетом реального рельефа и слоистости показана на рис. 6.

На разработанной суперэлементной модели комплексной системы «основание — фундаментная плита с каркасом — конструкции покрытия» СОК (суперэлемент 1 — грунтовой массив, 2 — фундаментная плита с каркасом, 3 — подсистема «ребристая ж/б оболочка — металлические колонны со связями») были проведены расчетные исследования НДС для различных этапов возведения фундаментной плиты, каркаса, оболочки и заполнения бассейнов. Рассмотрены все значимые варианты нагружения, а также их значимые линейные комбинации-сочетания. Расчеты показали:

- удовлетворительное соответствие указанных результатов данным геодезических наблюдений, выполненных на стадии строительства объекта (максимальная осадка за период с начала до завершения строительства — до 25 мм);
- возникновение неразрушающих (на порядок меньших), но и не пренебрежимо малых перемещений, деформаций, усилий и напряжений в подсистеме «металлические колонны со связями» покрытия в процессе строительства, ввода в эксплуатацию (монтаж технологических систем, возведение конструкций и заполнение бассейнов)

и самой эксплуатации (осушение/заполнение бассейнов и технологических систем), нарушающих симметрию расчетного НДС.

Таким образом, выдвинутая сначала версия о решающем влиянии деформативности системы «грунтовое основание — ж/б фундаментная плита и каркас» на поведение и разрушение системы «ж/б оболочка — металлические колонны со связями» не нашла своего подтверждения.

Были разработаны и исследованы уточненные объемные физически (ползучесть и трещинообразование бетона, пластичность и развитие трещин в металле блюмса и сварки), геометрически (большие перемещения, потеря устойчивости) и структурно (контакты элементов с трением и отрывом) нелинейные конечно-элементные модели критических узлов конструкции СОК, обеспечивающие анализ их напряженно-деформированного состояния, прочности, устойчивости и разрушения в рамках выдвинутых версий причин и сценариев разрушения.

Верхний узел колонн

Для верхнего узла опорной колонны была построена объемная КЭ-модель, содержащая приблизительно 40 тыс. узлов (для 1/2 части с учетом симметрии задачи), — рис. 7. Модель включала блюмс, ребра, закладную пластину, крышку трубы и сварные швы. Использовались конечные элементы второго порядка с промежуточными узлами (шестигранный двадцатиузловой и тетраэдральный десятиузловой), а также контактные элементы. С учетом доминирующего влияния на НДС изгибающего момента, возникающего от прогиба оболочки (кручения опорного контура), был рассмотрен именно этот нагружающий фактор.

Результаты выполненных расчетных исследований для двух подтвержденных длин катетов сварного шва «блюмс — закладная пластина» (16 мм — по проекту, 22 мм — в некоторых «натурных» колоннах) с учетом раскрытия контактов «блюмс — закладная пластина» и «блюмс — боковые ребра» и возникновения пластических деформаций (приняты реальные диаграммы деформирования металла блюмса и сварных швов) позволяют:

- определить зависимость угловой податливости этого узла (до его разрушения) от изгибающего момента, отличную от идеального шарнира и от защемления (в 10-50 раз меньше для этапов распалубки и эксплуатации), и использовать ее в расчетах системы «оболочка — колонны со связями»;
- выявить реальное НДС и возможные механизмы разрушения.

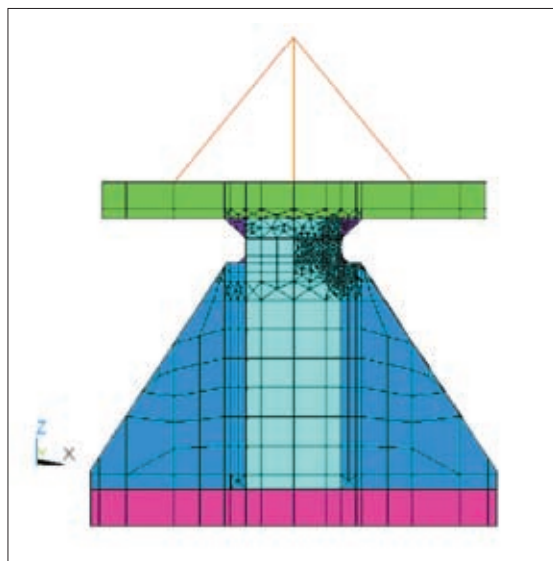


Рис. 7. Параметризованная трехмерная нелинейная конечно-элементная модель верхнего узла колонн

Полученные результаты численного моделирования подтверждают и конкретизируют несовершенство проектного и реализованного вариантов верхнего узла колонн, «рабочее» состояние которого является либо докритическим с восприятием и передачей на колонны со связями значимого момента до 10-15 тсм), либо закритическим с разрушением по сварке или по телу блюмса, сопровождаемым мгновенным падением момента и динамическим нагружением системы.

Нижний узел колонн

Была составлена также объемная КЭ-модель нижнего узла колонны, состоящая из 6 тыс. узлов (для 1/2 части модели с учетом симметрии задачи). Использовались конечные элементы второго порядка с промежуточными узлами,

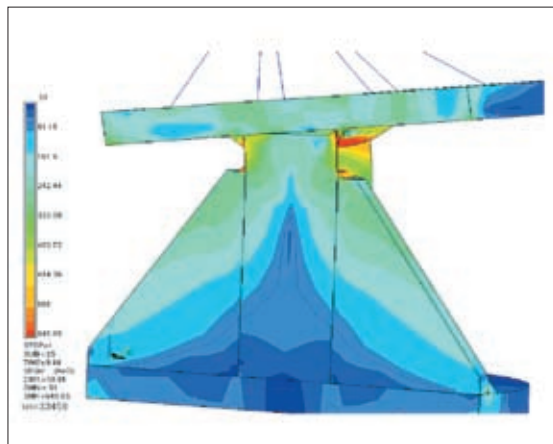


Рис. 8. Эквивалентные напряжения (МПа) для $M = 9,44$ тсм

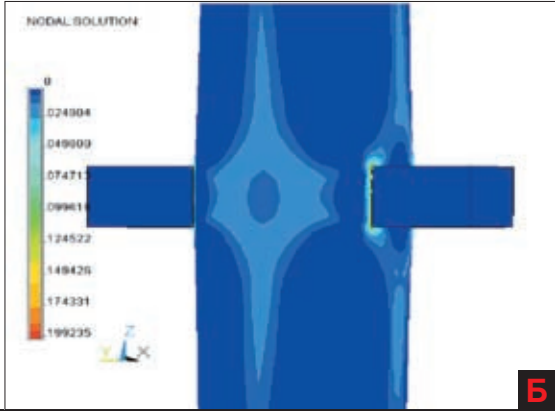
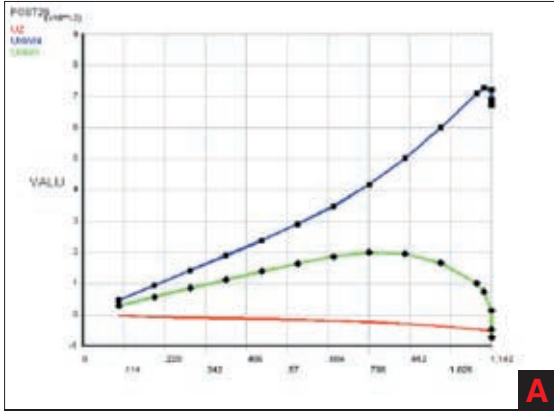


Рис. 9. Оболочечное деформирование и потеря устойчивости колонны со связями СОК: *а* — перемещения наружной, внутренней и верхней точек колонны; *б* — эквивалентные пластические деформации, $\epsilon_{\max} = 19,8\%$

а также контактные элементы. В качестве основных нагрузок были заданы сдвигающие усилия, которые по результатам расчетов достигли 400 кН и выше для эксплуатационного состояния, и угол поворота.

Устойчивость колонны со связями

Были разработаны оболочечные модели колонны с двумя коробами с использованием восьмиузловых изопараметрических конечных элементов второго порядка, поддерживающих сдвиг. Верхняя и нижняя зоны колонны (блюмс с ребрами) моделировались жесткими стержневыми конечными элементами. Внизу были заданы условия шарнирного опирания, вверху и по границе коробов — заданные нагрузки и (или) перемещения. Задача решалась в физически (значимые перемещения) нелинейной постановке. Результаты расчетных исследований, представленные на рис. 9, свидетельствуют о том, что потеря устойчивости сжатой колонны с растянутыми связями P1 происходит не по

традиционной стержневой форме при высокой критической нагрузке, а по сугубо оболочечной форме в зоне коробов (с изменением кольцевой формы сечения на сложную эллипсообразную с большим радиальным прогибом со стороны внешней стороны колонны) при весьма высоком уровне пластических деформаций при нагрузках, близких к заданным (0,96 — для варианта 1; 1,14 — для варианта 2).

Опорный ж/б контур оболочки

Выполненное моделирование ребристой оболочки толщиной 70-100 мм пластинчато-оболочечными и стержневыми конечными элементами, по нашему мнению, является обоснованным. Тем не менее в условиях довольно высоких сжимающих напряжений на большей части площади необходим анализ прочности по растрескиванию в критических зонах стыка ребер и скорлупы на объемных моделях. Как показали проведенные тестовые расчеты, применение объемных элементов бетона даже при одном слое элементов по толщине возможно без потери точности.

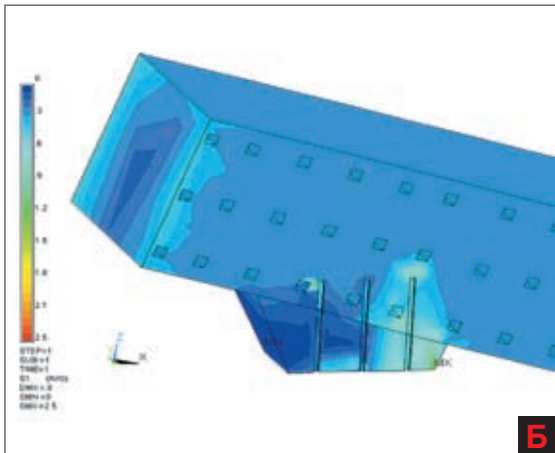
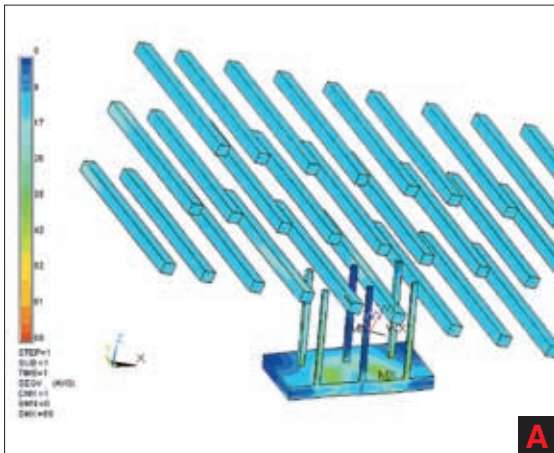


Рис. 10. Опорный контур: *а* — эквивалентные напряжения в арматуре и закладной пластине со стержнями ($\sigma_{\max} = 69$ МПа); *б* — растягивающие напряжения в оголовке (МПа)

ANSYS®

Лицензирование

CFX

Внедрение

ICEM CFD

Техническое сопровождение

AUTODYN

Обучение

AQWA / ASAS

Инженерный консалтинг

ANSYS/CivilFEM

Контакты:

Тел.: (495) 644 06 08
 Факс: (495) 644 06 09
 E-mail: info@emt.ru

ЗАО "EMT P" –
 авторизованный дистрибьютер,
 инженерно-консалтинговый
 и учебный центр
 компании ANSYS

emt CAD CAM CAE PDM PLM

www.emt.ru
 www.ansys.msk.ru
 www.ansyssolutions.ru
 www.autodyn.ru
 www.civildem.ru

При 10%-ной нагрузке (от полной нагрузки распалубки) выявлено резкое изменение жесткости системы, вызванное появлением большой зоны трещинообразования. Как показал анализ результатов расчетов, НДС бетонной части в нелинейной постановке существенно зависит от жесткости колонны со связями. Важным для общей жесткости системы является изгиб относительно слабо армированной зоны переменной толщины (от 200 до 500 мм). При 12-15%-ной нагрузке произошло резкое уменьшение жесткости системы, вызванное появлением большой зоны трещинообразования в опорном контуре (рис. 10).

Выводы

В ходе экспертных исследований была подтверждена возможность разрушения сооружения СОК «Трансвааль-парк» по двум сценариям, связанным с ошибками проектирования:

1. Толчком к разрушению покрытия стало подготовленное всей статической и циклической историей нагружения разрушение одного из тяжело нагруженных узлов опорной системы или потеря устойчивости одной из колонн (вследствие больших пластических деформаций в зоне соединения с распорками), что привело к образованию, распространению и раскрытию субрадиальной трещины в оболочке. В завершающей стадии падающая оболочка потянула за собой всю опорную систему, не рассчитанную на такие нагрузки.
2. Сначала произошла потеря устойчивости гибкой ж/б ребристой оболочки (вследствие больших перемещений, вызванных в том числе проявлением эффекта ползучести бетона под действием весовой и снеговой нагрузок), сопровождаемая образованием локальных и магистральной трещин. А после раскрытия указанной и, возможно, кольцевой магистральной трещин падающая оболочка потянула за собой всю опорную систему.

Архитектурное инженерно-техническое и административно-бюрократическое сообщества должны усвоить, что эффективное, не ограничивающее свободу творчества архитектора решение задач обеспечения надежности и безопасности уникальных сооружений возможно только силами квалифицированных специалистов-расчетчиков с применением математического моделирования и численных методов, реализованных в современных программных комплексах. Эти математические модели должны сопровождать объекты на всех этапах их жизненного цикла (проектирования, строительства, эксплуатации, ремонта и реконструкции), обеспечивая адекватный анализ и прогноз их состояния в составе информационно-диагностических систем мониторинга. ▣

