



**Белостоцкий Александр Михайлович,**  
генеральный директор ЗАО НИЦ Ст.ДиО,  
профессор Московского государственного  
строительного университета (МГСУ),  
директор НОЦ компьютерного моделирования  
уникальных зданий, сооружений и комплексов  
МГСУ, доктор технических наук, профессор

## **ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ КАК ЭФФЕКТИВНЫЙ ИНСТРУМЕНТ АНАЛИЗА ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ И ПРИЧИН ОБРУШЕНИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ (ОПЫТ ЭКСПЕРТНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ СПОРТИВНО- ОЗДОРОВИТЕЛЬНОГО КОМПЛЕКСА «ТРАНСВААЛЬ-ПАРК»)**

Представлены результаты анализа причин обрушения крышевой конструкции спортивно-оздоровительного комплекса «Трансвааль-парк». Автор рассматривает методологические аспекты и демонстрирует наиболее значимые результаты численного моделирования «поведения» системы «основание-фундамент-каркас-конструкции покрытия» при проектных и фактических нагрузках.

**Belostotsky A. M.**

### **NUMERICAL MODELING AS EFFICIENT INSTRUMENT FOR ANALYSIS OF TECHNICAL CONDITION AND CAUSES OF BUILDINGS AND STRUCTURES FAILURE (EXPERIENCE OF EXPERT RESEARCHES OF SPORTING – RECREATIONAL COMPLEX «TRANSVAAL-PARK»)**

The author represents results of analysis of causes of the failure of roof constructions of the large span building of sporting – recreational complex «Transvaal-Park». The author considers methodological aspects and represents most meaningful results of numerical modeling of the «behavior» of the system «ground – foundation – framework – roof construction» of the structure at design and actual loads.

**Ключевые слова :** численное моделирование, анализ причин обрушения зданий, Трансвааль-парк

**Keywords:** numerical modelling, the analysis of the reasons of a collapse of buildings, Transvaal-park

По результатам судебной строительно-технической экспертизы, которая проводилась совместно с экспертами РФЦСЭ при Минюсте России, был осуществлен анализ причин обрушения конструкций покрытия большепролетного здания спортивно-оздоровительного

комплекс (СОК) «Тр нсв ль-п рк». В д нной ст тье р ссм трив ются методические спекты и приводятся н иболее зн чимые результ ты численного (в обиходе – «компьютерного» [1]) моделиров ния поведения системы «основ ние – фонд мент – к рк с – конструкции покрытия» СОК при проектных и ф ктических н грузк х, выходящие, н н ш взгляд, з р мки конкретной экспертизы.

1. Конструктивно СОК «Тр нсв ль-п рк» можно р зделить н три объем , р змещенных н общей железобетонной фонд ментной плите переменной толщины, основ нием которой является слой обводненных н сыпных грунтов толщиной до 10-ти метров. Объемы н ибольших р змеров – п рк водных р звлчений и 4-эт жное зд ние, в котором р змещены спортивные, дминистр тивные и технические помещения. Они были перекрыты общим железобетонным покрытием в виде ребристой пологой оболочки сложной формы. Третий объем – спортивный б ссейн – имел собственное покрытие, несущими конструкциями которых являются отдельные фермы. Общие р змеры объект в пл не 113,3491,6 м. Н отметке -8,5 м под всем зд нием – подв льное помещение, н площ ди которого смонтиров но основное технологическое оборудов ние, предн зн ченное для обеспечения функциониров ния р зличных ттр кционов (волнов я уст новк , группы центробежных н сосов р зличной мощности, кондиционеры и т.д.).

Оболочк в пл не – сектор круг р ство ром 105°, с внешним р диусом по контуру покрытия 74,868 м. Форм покрытия (р ди льное сечение) – 2 сопряженных сектор оболочек; внешняя имеет переменную кривизну с существенным выпол жив нием к внешнему р диусу. Точк сопряжения оболочек (точк зенит ) лежит н р сстоянии 24 м от оси вр щения. Рисунок ребер орг низует н внутренней поверхности оболочки структуру с ячейк ми треугольной («внешняя» оболочк ) и тр пециевидной («внутренняя» оболочк ) формы.

Основные сечения (толщины) элементов оболочки: основного поля скорлупы (мм) – 70, по контуру примык ния к бортовому элементу – до 200; рёбер – 150×400(н) с увеличением ширины при примык нии к бортовому элементу до 250; бортового элемент – 1300×500(н). М тери лы оболочки: бетон кл сс В35, рм тур бортового элемент : продольн я – 36 кл сс А-III (25Г2С), поперечн я – 12 кл сс А500С;

рёбер: продольн я – 12–28 кл сс А500С, поперечн я – 6 кл сс А400С; основного поля скорлупы – сетк с ячейкой 100×100 из 5Вр-1.

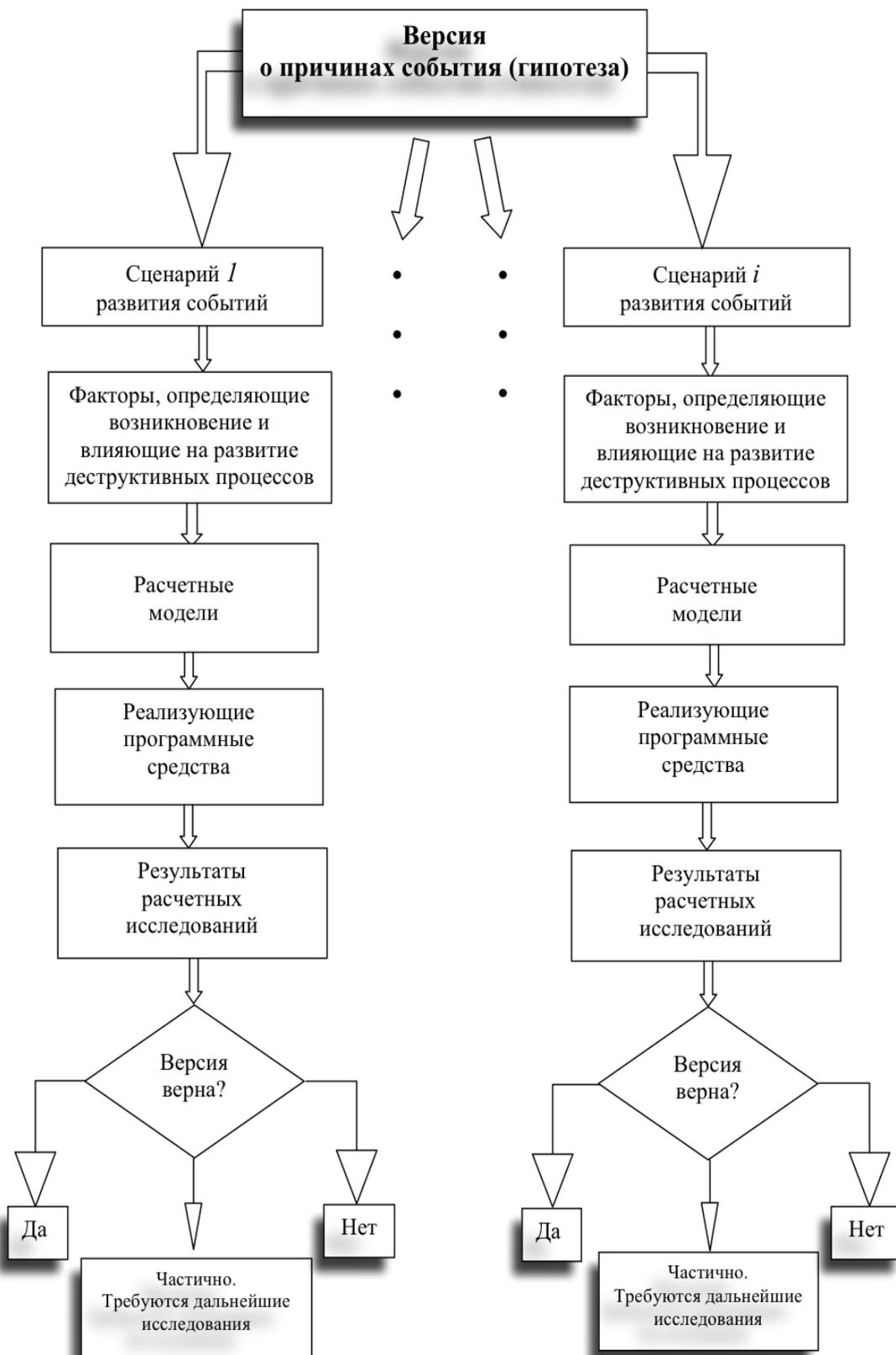
Оболочк по контуру и по линии «зенит » опир ется н ст льные колонны из полых труб 426×9 с ш гом от 6000 до 6267 мм, объединённые по контуру системой вертикальных связей. Сопряжение колонн с фонд мент ми и железобетонной оболочкой, по мнению в торов проект , – ш рнирное. При этом нижние и верхние торцы колонн – из кв др тного профиля (блюмс) 100×100 мм высотой 300 мм, объединённого со стволом колонны горизонт льными пл стин ми толщиной 40 мм в торц х труб, усиленными 4-я вертикальными косыми рёбр ми толщиной 20 мм. Колонны в нижнем опорном узле фиксируются плотно приж тыми к торцевому элементу 4-я ст льными пл нк ми упор ми, прив ренными к з кл дным дет лям железобетонного основ ния, в верхнем узле – обв рены по контуру блюмс (к тет 16 мм), обеспечив я связь со ст льной пл стиной, з нкеренной в опорном кольце (бортовом элементе) железобетонной оболочки.

Общую устойчивость сооружения, по мнению проектировщиков, обеспечив ет жёсткость колонн, объединённых поверху диском оболочки, и систем вертикальных связей по колонн м.

2. Р сследуем я в рия – обрушение ребристой железобетонной оболочки и опорных мет ллических колонн со связями – произошл 14 февр ля 2004 год в 19 ч сов 15 минут и повлекл гибель 28 человек. Площ дь обрушенного покрытия сост вил около 4000 м². Обрушение носило л винообр зный х р ктер. Диск оболочки сдвиг лся в сторону юго-з п д , н пр вление п дения опорных колонн в целом соответствов ло вектору п дения оболочки.

В ходе производств экспертизы был собр н, про н лизиров н и обобщен необходимый м тери л по предпроектным изыск ниям, проектиров нию, строительству и эксплу т ции объект , иницииров ны и выполнены эксперимент льные исследов ния ре льной геометрии узлов и свойств м тери лов, в том числе железобетонной оболочки, мет ллических колонн и связей в зон х р зрушения.

3. Н основ нии результ тов н лиз исходной информ ции по объекту исследов ния р ссм трив лись следующие группы гипотез (версий) причин и сцен риев р зрушения СОК «Тр нсв ль-п рк», связ нных с:



Блок-схема направлений экспертных исследований

Т бл. 1. Фр гмент логической цепочки «версия – сце-  
н рий – ф кторы – р четные модели»

№ п/п	Версия (гипотез )	Сцен рий р зрушения	Ф кторы	Р четные модели
1	«Ст тическ я» потеря устойчи- вости колонн и (или) связей	«Выход» из со- вместной р боты одной из опор (связей), оп сное перер спреде- ление усилий в системе <i>на стадии строительства</i>	Кр тковременн я ползучесть бетон , ре льные свойств мет лл колонн, м - лые перемещения, н грузки период строительств	Простр нственн я систем «колонны со связями – оболочк » в линейной пост новке
		«Выход» из со- вместной р боты одной из опор (связей), обруше- ние покрытия <i>на стадии эксплуа- тации</i>	Длительн я пол- зучесть бетон , ре льные свойств мет лл колонн, большие перемеще- ния, н грузки и воз- действия период эксплу т ции	Т же в физически- и геометрически нели- нейных пост новк х
2	Р зрушение верхнего узл опир ния колонн	Р зрушение св р- ного соединения «колонн – обо- лочк » ( <i>на стадиях строительства и эксплуатации</i> ), р бот в пред в - рийном состоянии, р зрушение	Пл стические де- форм ции и (или) хрупкость св рного соединения, свой- ств бетон для периодов строитель- ств и эксплу т ции, конт кт «бюмс – з - кл дн я» с трением	1. Простр нственн я систем «колонны со связями – оболочк » в линейной и нелинейных пост новк х. 2. Трехмерн я модель зоны р зрушения с учетом пл стичности и трещинообр зов ния в мет лле св рки
		Р зрушение мет лл бюмс в зоне соединения «колонн – обо- лочк » ( <i>на стадиях строительства и эксплуатации</i> ), р бот в пред в - рийном состоянии, р зрушение	Пл стические де- форм ции или хрупкость мет лл бюмс , свойств бетон для периодов строительств и экс- плу т ции, конт кт «бюмс – з кл дн я» с трением	1. Простр нственн я систем «колонны со связями – оболочк » в линейной и нелинейных пост новк х. 2. Трехмерн я модель зоны р зрушения с учетом пл стичности и трещинообр зов ния в мет лле бюмс
...	...	...	...	...
n	Потеря устойчи- вости колонны в результ те внеш- него воздействия	Выход из совмест- ной р боты одной из опор, обруше- ние покрытия н ст дии эксплу т - ции	Н грузки и воздей- ствия период экс- плу т ции, внешнее дин мическое воз- действие н одну из колонн	Систем «колонны со связями – оболочк » в нелинейной дин миче- ской пост новке

1) преимущественным влиянием чрезмерных статических и динамических нагрузок на опорные металлические конструкции покрытия (колонны со связями);

2) недопустимым напряженным деформированным состоянием (давление – НДС) ребристой железобетонной оболочки покрытия;

3) преимущественным влиянием неотчетенных процессов в системе «грунтовое основание – сооружение»;

4) комбинированным воздействием и взаимным влиянием факторов и фазовых состояний системы «основание – сооружение».

Были учтены и смоделированы проектные и реальные нагрузки и воздействия: весовые, снеговые, температурные (решение задачи теплопроводности), ветровые (решение задачи эрозии), вибродинамические, сейсмические, виброкустические, избыточное внутреннее давление, локальное взрывное.

Фазовый логический цепочкой «версия – сценарий – факторы – расчетные модели» представлен блок-схеме и в табл. 1.

4. Методология построения и исчерпывающей верификации численных моделей (и программных комплексов, их реализующих), принята в передовых странах и в укрупненных отраслях, должна включать:

– сравнение с известным опытом (по «профилю») относительно простых тестовых задач, опубликованных, например, Госкомитетом РФ или NAFEMS;

– сравнение с известными численными решениями при предельных переходах и/или упрощениях расчетной модели;

– «управление» численного решения и последовательно сгущающихся сеток КЭ (статические и динамические задачи), шаг по нагрузке (нелинейные задачи) и времени (динамические задачи);

– теоретически объяснимую «чувствительность» результатов к вариациям параметров расчетной модели (геометрических, физико-механических, инерционных, диссипативных, нагружающих и др.);

– теоретически объяснимую близость или различие результатов при использовании КЭ, реализующих различные гипотезы деформирования элементов конструкции;

– теоретически объяснимую близость или различие результатов при использовании альтернативных моделей поведения материалов;

– соответствие численного решения физическому смыслу (например, для покрытия СОК при весовых нагрузках – решение близко к симметричному относительно вертикальной «биссектральной» плоскости, суммарная реакция в опорных точках приложенной нагрузки и т.п.);

– идентичность результатов, полученных по альтернативным схемам решения систем линейных алгебраических уравнений равновесия, проблем собственных значений, уравнений динамики и др. вычислительных (алгебраических) задач;

– контролируемую близость результатов, полученных по конкурирующим программным комплексам (при одинаковых исходных данных), в контексте настоящих экспертных исследований;

– соответствие численного решения достоверным экспериментальным и натурным данным (перемещения оболочки при разгрузке – для линейных задач, перемещения фундаментальной плиты – в сравнении с данными геодезии, деформированное состояние и разрушение различных зон колонн и оболочки, общий характер обрушения – для нелинейных задач).

5. В рамках экспертизы, с учетом ее сложности и многоплановости, выбор базового численного метода моделирования пространственного НДС комбинированной системы и ее подсистем был predetermined – это метод конечных элементов (МКЭ) со всеми возможными ответвлениями и усовершенствованиями (например, суперэлементным) [8–10].

Для уверенного подтверждения достоверности полученных результатов использовались верифицированные и лицензионно «чистые» программные комплексы (ПК), реализующие алгоритмы МКЭ и рекомендованные себя при расчете строительных объектов – ПК ANSYS, Лира, СТАДИО, SCAD, Robot Millennium и ABAQUS [13–17].

Среди требующих учета факторов отметим некоторые не вполне традиционные для строительного проектирования, полностью или в значительной мере реализованные только в «тяжелых» ПК (ANSYS, ABAQUS, СТАДИО):

– большие вычислительные размеры моделей;

– необходимость совместного использования блочно-стержневых, пластинчатых, оболочечных, объемных и контурных элементов;

- геометрическая нелинейность поведения гибких большепролетных конструкций;
- сложный характер контр соединений узлов со значительным трением;
- пластичность и хрупкое разрушение металлических элементов конструкции;
- учет физической нелинейности поведения железобетона (пластичность, ползучесть и т.д.);
- сейсмические и вибродинамические воздействия;
- решение задачи теплопроводности в бетонной оболочке для оценки «неучтенных» температурных напряжений;
- совместный анализ грунтового основания и сооружения в нелинейной постановке;
- сложный характер ветрового нагружения, требующий экспериментального и/или численного определения;
- оценка гипотетического взрывного нагружения опорной колонны.

6. Существенное, для ряда сооружений и конструкций – определяющее значение в характере НДС и в развитии возможных процессов разрушения имеет не «СНиП'овская» [2–7], реальная «история нагружения» в ходе строительства и эксплуатации, восстановить которую можно по подтвержденным проектными данными (например, весовые нагрузки) и, что более проблематично, по данными систематических наблюдений (снеговые, температурные, ветровые и сейсмические нагрузки) или по результатам экспертных исследований (микросейсмик, вибродинамик отработавшего оборудования, виброкустик).

Специалисты отмечают, что *14 февраля 2004 г. характеризовалось минимальной скоростью ветра, минимальной температурой и максимальным снеговым покровом практически за всю зиму 2003–2004 гг.*

*Собственный вес* конструкции рассчитывается по данным об их геометрии и объемном весе материала. Рассчетные нагрузки собственного веса определены умножением величины объемного веса на коэффициент дежности по нагрузке  $f = 1,1$ . Рассчетные нагрузки вес стальных конструкций козырьков (перголы) по периметру покрытия с учетом весов воздуховодов приняты вной  $3 \text{ кН на погонный метр длины консолей}$ .

Нагрузки от весов кровли, состоящей из теплоизоляции, утеплителя (минвата 180 мм), сплошной дощатой обрешетки (30 мм)

покрытие и оцинкованной стали толщиной 1 мм, приняты вной  $0,60 \text{ кН/м}^2$ . Для железобетонной плотности приняты  $= 2,75 \text{ т/м}^3$ , для стальных элементов конструкции  $= 7,85 \text{ т/м}^3$ . Для опорных колонн дополнительно учитывается вес ступицы (составляющий примерно 40% весов собственно конструкции).

Доступные данные по *снеговому нагружению* покрытия СОК весьма неполны и противоречивы, что отражает общее состояние наблюдений климатическими станциями сооружения. По данными метеостанции МГУ, согласующимся с экспертными замерами плоских участков кровли СОК (вне необслуживаемого покрытия кровли), слой снега в момент обрушения составлял до 51 см. Возможное наличие снеговых мешков, где снеговая нагрузка может достигнуть двукратной и большей величины, неединственное по площади сдвигание снега способны вызывать усилия, критические для конструкций пространственных оболочек. Аэродинамическая форма купола способствует сдуванию снега с кровли, но снег мог скатываться в стальных перголах и рядом с ними у краев, также в желобке между осями 6 и 10. В достижимом «идеальном» возможно и численное моделирование снеготложения на покрытиях произвольных форм с использованием программных средств такого класса, как CFX, FLUENT.

При проектировании расчет температурные воздействия не проводился, так как, по мнению конструктора, «...оболочка и ее опоры полностью находятся в тепловом контуре здания, ее эксплуатация протекет при постоянном тепловом режиме, принята схема размещения связей позволяет конструкции свободно деформироваться при температурных воздействиях, не создавая при этом дополнительных усилий в элементах конструкции». Насом деле систем не является статически определимой, стальные перголы (не теплоизолированные) и водосливные трубы (проходящие сквозь опорный контур и выходящие наружу с подогревом воронкой для стока воды с крыши) являются «тепловыми мостами». Рядом специалистов выданы версии, связанные с негативным влиянием перепадов температур по толщине оболочки на прочность конструкции. В подкупольном пространстве кровли поддерживалась температура около  $+30^\circ\text{C}$ , снаружи в момент обрушения составляла около  $-20^\circ\text{C}$ .

Для оценки дост точности теплоизоляции бетонной оболочки в двумерной пост новке проведен р счет р спределения температур в железобетонной ребристой большепролетной оболочке покрытия для зимнего периода с использованием ПК ANSYS/CivilFEM. Исходные д нные по теплотехническим х р характеристик м м тери лов приняты в соответствии с требов ниями норм тивных документов (СНиП II-3-79\* «Строительн я теплотехник »). Для р счетной оценки уст лостной прочности т кже могут быть учтены суточный переп д температур и «история строительства и эксплу т ции» (в ч стности, период между приемкой сооружения и вводом в действие системы обогрева ).

*Ветровые нагрузки (решение задач аэродинамики).* По д нным метеорологической ст нции МГУ з 2001–2004 гг., предост вленным 15.12.2004 г. Росгидрометом, средняя скорость ветр 14.02.2004 г. сост влял 1,8 м/с, м ксим льн я – 5 м/с. В отдельные моменты времени з период 2001–2004 гг. м ксим льн я скорость достиг л 19 м/с. Т ким обр зом, столь незн чительные ветровые н грузки 14.02.2004 г. не могли быть непосредственной и основной причиной р зрушения СОК, но вся «ветров я история» н грузения безусловно повлиял н р звитие НДС и, возможно, уст лостных и иных процессов р зрушения в мет ллических и железобетонных элемент х конструкции покрытия.

Поле ветровых д влений н покрытие кв п рк моделиров лось с использованием прогр ммных комплексов ANSYS/FLOTRAN и ANSYS/CFX. В к честве предст вительно-го приближения выбр н двумерн я модель окружающего воздушного простр нств с примерным отслежив нием рельеф местности по биссектр льному сечению кв п рк , соответствующ я преимущественному н пр влению колеб ний по низшей форме. Профиль ветр по высоте и коэффициенты пульс ций приняты по СНиП 2.01.07–85\*. Р зр бот н конечн оэлементн я модель (около 60000 КЭ) с необходимыми сгущениями в зон х больших гр диентов д влений и скоростей.

Определены «ст цион рные» (осредненные во времени) поля ветровых скоростей, д влений, эродин мических коэффициентов и линий ток . Выявлены к х р ктерн я зон ктивного д вления н вертикальное остекление (до 17,4 кгс/м<sup>2</sup>, удовлетворительно коли-

чественно согл сующ яся с д нными СНиП 2.01.07–85\* и второв проект ), т к и р нее неучтенные существенное отриц тельное д вление (в куум, ветровой «отсос»), охв тыв ющее пр ктически весь криволинейный контур кровли и достиг ющее 50,0 кгс/м<sup>2</sup> по внешнему р диусу и 55,2 кгс/м<sup>2</sup> в зоне окружной оси б, и существенн я «подъемн я» сил , действующ я н козырек покрытия.

*Вибрационные нагрузки* от р боты основного технологического оборудов ния (системы ОВ и ВК, обеспечения температурного и водного режим , водные ттр кционы, включ я волновой б ссейн) могли быть одним из ф кторов, способствов вших обрушению покрытия. В р мк х производств экспертизы при проведении вибродин мических измерений в зд нии «Тр нсв ль-п рк » эксперт миспеци лист ми фирмы «Инжсстройсервис» инструмент льно з фиксиров ны вибр ции от р боты основного технологического оборудов ния, уст новленного в зд нии, н отметк х -8,4 м и 7,8 м. Н отметке -8,4 м (фунд ментн я плит ) преобл д ющие ч стоты для вертикальных и горизонт льных колеб ний н ходятся в ди п зон х 2–6 Гц в горизонт льных н пр влениях и 2–9 Гц – в вертикальном. Н отметке 7,8 м были з фиксиров ны две дополнительные ч стоты 14,9 Гц, 16,2 Гц, очевидно привнесенные в общий колеб тельный процесс р ботой технологического оборудов ния н этой отметке. М ксим льные мплитуды смещений н отметке -8,4 м сост вляют десятые доли микрометр по всем трем н пр влениям, н отметке 7,8 м не превыш ют 1,96 мкм.

В к честве р счетных для н лиз влияния вибродин мических н грузок н р боту системы «колонны со связями – оболочк покрытия» принима ются кселерогр ммы, полученные дифференцированием з меренных велосигр мм, и соответствующие им (вычисленные по ПК СТАДИО) обобщенные спектры ре кций (ускорений) для 2%-го уровня демпфирования. Т кой подход, отвеча ющий действующим норм тивным положениям, позволяет д ть р счетные оценки ре кции системы н вибродин мические воздействия в з ведомый «з п с прочности».

Опира ясь н д нные Геофизической службы РАН, не з фиксиров вшей м кросейсмические колеб ния з весь период строительства и эксплу т ции СОК, отметим, что проходящ я в 1,5 км от объект МКАД и иные техно-

генные источники вибраций создают круглосymmetrically действующий *микросейсмический фон*. При проведении вибродинамических измерений в здании «Трансвайл-парк» фиксировались также постоянные вибрации от микросейсмических воздействий внешнего техногенного происхождения (так называемые фоновые вибрации). Спектр измеренных частот фоновых вибраций не ходит в диапазоне 2–6 Гц в горизонтальных направлениях и 2–9 Гц в вертикальном направлении. При этом зафиксированы преобладающие частоты в узком диапазоне 3–5 Гц. Максимальные амплитуды смещений, по результатам измерений фоновых вибраций на отметке -8,4 м (фундаментная плита), составляют по всем трем направлениям десятые доли микрометра. На отметке 7,8 м они не превышают 1,41 мкм.

Сопоставление упомянутых результатов виброизмерений и ранее полученных данных Геофизической службы РАН (14.02.2004 г., с 19 часов 12 минут 15,5 секунды до 19 часов 25 минут 05,5 секунды – максимальная амплитуда колебаний 6,9 мкм при частоте 5 Гц), зафиксированных сейсмической станцией в районе ст. м. «Третьяковская», свидетельствует об их существенно меньшей (в разы) интенсивности при схожести спектрального состава. Поэтому «взаписи» прочности и устойчивости следует принять записи Геофизической службы РАН, как более релевантные – кселерограммы, полученные дифференцированием измеренных велосигрмм, и соответствующие им спектры реакций (ускорений).

В ряде публикаций высказывалась версия, что опорная система колонн со связями могла окончательно исчерпать несущую способность («последняя капля») и под резонансным *виброакустическим* влиянием проходившей 14.02.2004 г. в здании дискотеки. Данный виброакустический фактор предполагалось рассмотреть только при неподтверждении «основных» версий и сценариев, имея также в виду свидетельство службы эксплуатации о том, что дискотека проводилась в специально оборудованном помещении СОК, звук не проник за его пределы, т.е. не оказывал значимого виброакустического воздействия на колонны со связями (по крайней мере на расположенные по окружной оси 1) и на оболочку.

*Избыточное внутреннее давление.* Учитывались следующие основные факторы, определяющие величину избыточного давле-

ния воздуха под куполом здания: *гидростатический напор*, созданный за счет разности плотностей наружного и внутреннего воздуха; *избыточное давление*, определяемое изурвновешиванием массовых расходов воздуха в помещении. Необходимо отметить, что процессы, происходящие при работе системы кондиционирования и вентиляции таких сложных объектов, как здание, сложны и недостаточно изучены. Поэтому ранее предложенная модель может быть уточнена с целью более полного учета всех факторов, влияющих на НДС и прочность конструкций здания.

По опубликованному мнению автор проекта покрытия СОК, основной причиной («спусковым крючком») произошедшего обрушения является *локальное взрывное (ударное) воздействие* на центральною часть одной из колонн по окружной оси 1 (8г или 11г, «бесследно исчезнувшей после катастрофы») и, в отличие от других, сильно изогнутой (срединной), возможно вызванное взрывным устройством, заложённым в водосливную трубу через сточное отверстие на крыше. Не вдаваясь в дальнейшие подробности обсуждения данной версии, подтвердим ранее высказанное положение: фактор внешнего «локального взрывного» воздействия предполагалось детально рассмотреть (с привлечением десятков моделей взрывных воздействий и современных численных explicit-схем интегрирования уравнений динамики для высокоскоростных и высоконелинейных процессов) лишь при неподтверждении «основных» версий причин и сценариев обрушения.

7. В ходе экспертизы рассмотрены и верифицированы следующие многопараметрические расчетные модели сооружения, потребовались привлечение альтернативных конечноэлементных программных комплексов:

- пространственные оболочечно-стержневые статические модели, детально воспроизводящие геометрию-жесткостные, инерционные и нелинейные характеристики системы «металлические колонны со связями – ребристая железобетонная оболочка покрытия» как в проектных вариантах, так и с учетом данных натурных исследований;

- статические модели системы «сооружение – грунтовое основание» с учетом упомянутых характеристик системы, данных геологических изысканий и геодезических исследований;

– динамические модели системы «колонны со связями – ребристая железобетонная оболочка покрытия» для определения значимого спектра собственных частот и форм, влияния пульсационных ветровых, сейсмических, вибродинамических и иных нагрузок;

– модели системы «колонны со связями – ребристая железобетонная оболочка покрытия» для декартного учета физической нелинейности (для железобетона – эффекты ползучести, пластичности и др., для металла – пластичность и образование трещин) и геометрической нелинейности (большие перемещения оболочки покрытия);

– объемные «твердотельные» расчетные модели и более напряженных узлов системы покрытия, разрушение которых могло привести к местному обрушению системы (верхние и нижние узлы металлических колонн, соединения горизонтальных связей-распорки Р1 с колоннами и вертикальными деталями в стенах, соединения связей С1 с колоннами, устойчивость колонн).

7.1. На основании анализ результатов выполненных верификационных расчетов формулируются выводы о взаимном соответствии расчетных моделей, результатов для ПК ANSYS, Лира, СТАДИО, SCAD и ABAQUS, и рекомендации по дальнейшему ходом тематического моделирования:

– значимость температурных факторов (коэффициент распределения по «толщине» оболочки и влияния «температурных мостиков», так и различные температурные режимы работы всей системы – после строительства, в первую зиму и далее, при эксплуатации);

– достоверное (не «притянутое» «СНИП'овское») численное определение эпюр среднего ветрового давления для характерных направлений ветра;

– необходимость учета динамических нагрузок вообще и пульсационных ветровых в частности;

– определяющая роль эффектов физической (ползучесть бетона) и геометрической (большие перемещения оболочки) нелинейно-

Табл. 2. «Грубая» модель. Низшие собственные частоты и формы колебаний, Гц

№ п/п	ANSYS	СТАДИО*	Лир	ABAQUS	Описание формы**		
1	0.7876	0.7628	0,780	0.7627	0.7876	0.7883	Сдвиг
2	1.1691	1.1193	1,157	1.1190	1.1691	1.1702	Поворот
3	1.5932	1.5687	1,579	1.5691	1.5932	1.5995	Поворот
4	2.0502	2.0808	2,057	2.0927	2.0502	2.0602	n=1, m=1
5	2.2774	2.3620	2,278	2.3122	2.2774	2.2874	n=2, m=1
6	2.3616	2.5147	2,354	2.3848	2.3616	2.3816	n=3, m=1
7	2.4630	2.6976	2,442	2.4673	2.4630	2.4850	n=4, m=1
8	2.5682	2.8231	2,536	2.5613	2.5682	2.5964	n=5, m=1
9	2.6035	2.9778	2,574	2.6179	2.6035	2.6833	n=3, m=2
10	2.7524	3.1599	2,706	2.7161	2.7524	2.8123	n=6, m=1

\* 1-й столбец – среднестенные оболочечные КЭ, 2-й – тонкостенные КЭ Олмн, 3-й – тонкостенные КЭ с моментным ПНС.

\*\* n – число полуволн в окружном направлении оболочки, m – в радиальном.

сти в декартовом описании рботы системы;  
 – подтвержденная расчетами возможность рботы системы по схеме, существенно отличающейся от принятой в проекте (в частности, шарнирное опирание колонн снизу и сверху): отрыв крайних колонн 1/1г и 1/22г от нижней зоны; чрезмерно большие сдвигающие усилия и угрожающий уровень численно выявленных квазиупругих напряжений в верхнем узле колонн, который может привести к разрушению блюмс, сварных швов и/или мсвив бетон опорного контура оболочки и требует привлечения нелинейных моделей поведения металлов и бетона.

С учетом результатов верификации расчетной уточненной «унифицированной» многопараметрической оболочечно-стержневая конечноэлементная модель, с необходимой подробностью воспроизводящая все особенности геометрии, свойств материалов и НДС системы «ребристая оболочка – колонны со связями» для стадий рсплубли, завершения строительства и эксплуатации. КЭ-модель содержит 30 «материалов»/сечений, около 15 000 узлов и 20 000 стержневых и оболочечных КЭ.

*Оболочка* представляет зоны скорлупы толщиной 70 мм, 100 мм и 200 мм, также опорным контуром и «переходной зоной» шириной 600 мм по оси 1 (толщиной 500 мм и 350 мм соответственно). Заданы 4 типа ребер с приведенными прямоугольными сечениями для зон оболочки толщиной 70 мм, 100 мм, 200 мм и 350 мм с реальный эксцентриситетом. *Арматура* в оболочечных КЭ задается слоями ортотропных металлических пластинчатых КЭ эффективной толщины, в ребрах – стержневыми КЭ.

*Опорные колонны* рзбиты по высоте (снизу вверх) на стержневые КЭ: блюмс 100x100 (50 мм), блюмс с ребрами (2 КЭ), трубчатые КЭ (от 2 до 10, в зависимости от высоты и наличия связей), блюмс с ребрами (2 КЭ), блюмс с характеристиками изгиб, соответствующими численно установленным зависимостям «момент – угол». *Связи* Р1 и С1 моделируются также весьма подробно (до 7 стержневых КЭ) с учетом изменения сечения в зонах соединения с колоннами. *Перголы* заданы стержневыми КЭ эквивалентного сечения и учитываются только для стадий эксплуатации.

С известными особенностями эта модель реализована в ПК ANSYS, СТАДИО, SCAD и ABAQUS.

**7.2. Стадия распубли.** В жизни не только к формированию члное НДС, в значительной степени определяющее поведение конструкции на последующих стадиях строительства и эксплуатации. Дополнительный «экспертный» интерес вызван наличием турбулентных измерений прогибов (приведенных с интервалом всего менее суток), по которым можно «клизировать» математическую модель.

Рассмотрены линейно-упругие и нелинейные (рстрескивание опорного контура, изменение жесткости верхнего узла колонн) модели для стадий рспубли (нагрузок – собственный вес конструкций и суточный температурный перепад, перголы отсутствуют). В рамках линейно-упругих моделей рстрескивание опорного контура и пониженная жесткость верхнего узла колонн моделируется приведенными характеристиками:  $E_{бет} = 30000$  МПа,  $E_{оп.конт} = 9000$  МПа,  $J'_{блюмс} = J_{блюмс} / 10$ .

Основные результаты в результате численных расчетов, выполненных по ПК ANSYS и СТАДИО: прогибы оболочки достигают 125 мм (близкая к заданной величине 134 мм) только за счет рстрескивания бетонного кольца и прилегающей зоны 200 мм скорлупы, при неучете этого фактора едва «дотягивают» до 80 мм.

Определение собственных частот и форм колебаний механических систем – едва ли не самые информативные верификационные задачи, интегрирующие многие факторы и параметры расчетной модели и в то же время позволяющие выявить их влияние.

Первой рассмотривается грубая модель конструкции покрытия СОК для шарнирного соединения колонн-труб с жестким основанием и оболочкой при «члном» значении модуля упругости бетона  $E_{бет} = 30000$  МПа – условно эта рспубли.

Расчет динамических характеристик покалывает 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, 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 дефор-

мциях оболочечных конструкций.

Все используемые в верификационных испытаниях программные комплексы дали весьма близкие значения первых 10 собственных частот при одинаковой последовательности соответствующих им форм колебаний (табл. 2), что прямо подтверждает идентичность расчетных моделей, схожесть конечно-элементных формулировок, «надежность» используемых лицензионных версий ПК и, что самое ценное, – достоверность полученных результатов.

Незначительное и неяркое сномером формы различие «оболочечных» частот может быть обусловлено использованием оболочечных КЭ разных типов, различной ориентацией блочных КЭ, моделирующих ребра железобетонной оболочки – в вертикальной плоскости (Лира, СТАДИО) или по нормали к скрупуле оболочки (ANSYS и ABAQUS) и заданной грубостью модели (сетки) для численного воспроизведения многоволновых форм.

Выявленное расчетом низкое значение первой частоты подтверждает также необходимость проведения динамического расчет на действие пульсационной составляющей ветровой нагрузки, плотный спектр собственных частот свидетельствует о возможности резонансных откликов системы на вибродинамические, сейсмические и виброкустические воздействия.

**7.3. Стадии завершения строительства и эксплуатации.** Линейно-упругие модели от действия собственного веса, вес кровли с утеплителем, снеговой нагрузки (симметричная и иные схемы) и средней ветровой нагрузки для различных периодов строительства и эксплуатации СОК (при модуля упругости железобетонных элементов  $E_{бет} = 15000 - 30000$  МПа, металлических –  $E_{мет} = 200000$  МПа) для «проектного» и реалистичных схем опирания оболочки и колонны пока сложно объяснить наличие перемещений, усилий и напряжений в «критических» несущих конструкциях по сравнению с учетом только собственного веса (этап расчета прогиба).

Для уточнения влияния «истории» изменения свойств железобетона необходим дополнительный анализ, позволяющий учитывать нелинейность деформирования бетона и релаксацию, кинетику обрзования и раскрытия трещин в наиболее напряженных зонах, обрывные очаги разрушения в бетоне.

Применено уравнение, описывающее деформирование бетона при сжатии по Eurocode:

$$\sigma = f^* \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta},$$

где  $\eta$  – параметр, определяемый соотношением относительных деформаций  $\eta = \varepsilon / \varepsilon_{cl}$ ;  $k$  – параметр, вычисляемый по формуле  $k = 1,1 E_{cm} \varepsilon_{cl} / f^*$  ( $E_{cm}$  – средний модуль упругости, значение которого для бетона В35 составляет 33,28 ГПа, максимальные значения  $\varepsilon_{cl} = 0,00225$ ;  $f^* = 35$  МПа).

При нелинейном моделировании бетона в ANSYS обычно применяется модель CONCRETE, которая описывает поведение хрупких материалов. По достижении любым способом напряжения поверхности разрушения (ПР) для растяжения, возникает трещина и напряжения в этом направлении внезапно упадут до нуля. При предельном сжатии возникнет крошение. Для каждого из направлений проведения проверки 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.

Физически (ползучесть бетона оболочки) и геометрически (большие перемещения) нелинейные расчеты, выполненные по ПК ANSYS, пока сложно теоретически объяснить наличие результатов при линейно-упругих расчетах, в частности:

1) интенсивное нарастание перемещений и усилий в первые 40–50 дней после расчета прогиба как проявление длительной ползучести, удовлетворительно согласующееся с доступными натурными наблюдениями (максимальный прогиб – до 240–250 мм, предельное перемещение – до 80 мм);

2) влияние геометрической нелинейности, особенно выраженное для зон оболочки с минимальными приведенными жесткостными характеристиками;

3) вызванное упомянутыми выше эффектами возрастание усилий в опорной системе (в частности, в расчете Р1 – до 48–50 т).

«Исторического» и угрожающе большого максимум параметров НДС достигли как раз

14.02.2004 г., характеризуемому максимумом з фиксированной снеговой нагрузки.

С учетом результатов верификации проведены уточненные «унифицированные» оболочечно-стержневые конечноэлементные модели с необходимым включением конструктивных элементов и сгущением сетки в «критических» зонах (30 «метриков»/сечений, около 15 000 узлов и 20 000 стержневых и оболочечных КЭ). Приводится сопоставление основных параметров статического НДС и низших собственных частот, определенных для подробной модели (без учета стрессинга опорного контура при шарнирном опирании оболочки колонны) по ПК СТАДИО, ABAQUS и ANSYS/CivilFEM.

Линейно-спектральные расчеты и вибродинамическое и сейсмическое воздействия, заданные обобщенным спектром ускорений, показали весьма незначительный уровень результирующих, определенных в ведомый «зона прочности» динамических реакций опорной системы и ребристой оболочки, примерно на 2 порядок меньше, чем от нагрузок основного сочетания. Полученные амплитуды динамических напряжений для наиболее нагруженных элементов системы не ходят ниже «порога чувствительности», т.е. не вносят вклад в остаточную поврежденность.

На основании изложенного делается вывод, что сейсмические и вибродинамические воздействия, инструментально определенные в ходе экспертных исследований, могут быть исключены не только из числа вариантов разрушения, но и из наиболее значимых, требующих учета факторов.

7.4. Для оценки влияния разрушения «критических», тяжело нагруженных зон/узлов конструкций покрытия и инициирование обрушения всей системы построены и проанализированы в различные расчетные модели системы «оболочка – колонны со связями» ( $E_{оп.конт} = 9000 \text{ МПа}$ ,  $E_{бет} = 15000 \text{ МПа}$ , рельефные характеристики в верхнем блоке), в частности: обрыв связи Р1 у колонны 1/11r; обрыв связи Р1 у стены 1r/6 и 22r/3; выход из контура колонны 1/11r; выход из контура колонны 1/8r; стрессинг опорного контура по радиусу ( $8r+1,667^{\circ}$ ).

Результаты статических расчетов по этим моделям показывают:

– «прогрессирующий» характер разрушения всей системы при обрыве радиаль-

ной «трещины» в опорном контуре;

– существенную перегрузку соседних колонн при выходе колонны из опорного контура;

– значимое перераспределение усилий в опорной системе при обрыве связей Р1.

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

8. Сложный характер работы сооружения с переменными по площади жесткостями и нагрузками, необходимость учета рельефа и пространственного распределения различных грунтовых факций делает обоснованное применение продвинутых моделей основным. Выбран упруго-пластическая модель грунта Друкера-Прагера, рельефовная в ПК ANSYS, с известными из испытаний грунтов по ГОСТ механическими параметрами (модуль деформации, коэффициент Пуассона, угол внутреннего трения и удельное сцепление). Проведены трехмерные конечноэлементные модели слоистого массива с учетом рельефа.

Проведены суперэлементной модели комплексной системы «основание – фундаментная плита с каркасом – конструкции покрытия» СОК (суперэлемент 1 – грунтовый массив, 2 – фундаментная плита с каркасом, 3 – подсистема «ребристая железобетонная оболочка – металлические колонны со связями») выполнены расчетные исследования НДС для различных этапов возведения фундаментной плиты, каркаса, оболочки и заполнения бассейнов. Рассмотрены все значимые варианты нагружения, также их значимые линейные комбинации-сочетания.

Расчеты показали:

– удовлетворительное соответствие указанных результатов с данными геодезических наблюдений, выполненных на стадии строительства объекта (максимальная осадка за период с начала до завершения строительства – до 25 мм);

– возникновение «непредусмотренных» (на порядок меньших), но и не пренебрежимо малых перемещений, деформаций, усилий и напряжений в подсистеме «металлические колонны со связями» покрытия в процессе строительства, ввод в эксплуатацию (монтаж технологических систем, возведение конструкций и заполнение бассейнов) и с момента эксплу-

ции (осушение/затопление бассейнов и технологических систем), нарушающих симметрию расчетного НДС относительно вертикальной биссектральной плоскости.

Тем самым выдвинутая в ходе экспертизы версия о решающем влиянии деформативности системы «грунтовое основание – железобетонная оболочка – металлические колонны со связями» не подтверждена. Выявленные расчетные усилия в металлических колоннах и связях учтены как дополнительные факторы при уточненных исследованиях НДС, прочности и устойчивости подсистемы «ребристая железобетонная оболочка – металлические колонны со связями» и ее наиболее нагруженных узлов.

9. Проведены, верифицированы и исследованы уточненные объемные физически (ползучесть и трещинообразование бетона, пластичность и развитие трещин в металле блюмс и сврки), геометрически (большие перемещения, потеря устойчивости) и структурно (контакты элементов с трением и отрывом) нелинейные конечноэлементные модели «критических» узлов конструкции СОК, обеспечивающие надежность НДС, прочности, устойчивости и разрушения в рамках выдвинутых версий причин и сценариев разрушения.

9.1. *Верхний узел колонн.* Построена параметрическая объемная ANSYS-модель верхнего узла опорной колонны, включающая блюмс, ребро, нижнюю пластину, крышку трубы и сварные швы (до 40000 узлов для учета симметрии задачи). Применены конечные элементы второго порядка с промежуточными узлами (шестиугольный двудвухузловой и тетраэдрический десятиузловой), также контактные элементы. С учетом доминирующего влияния НДС изгибающего момента, возникающего от прогибов оболочки (кручения опорного контура), рассмотрен именно этот нагружающий фактор.

Результаты выполненных расчетных исследований для двух подтвержденных обследований длиной ствального шва «блюмс – нижняя пластина» (16 мм – по проекту, 22 мм – в ряде «натурных» колонн) с учетом раскрытия контактов «блюмс – нижняя пластина» и «блюмс – боковые ребра» и возникновение пластических деформаций (приняты реальные диаметры деформирования металла блюмс и сварных швов) позволяют:

– определить реальную зависимость угловой податливости этого узла (до его разрушения) от изгибающего момента, отличающую от идеального шарнира и от защемления (в 10–50 раз меньше для этого параметра глубины и эксплуатации), и использовать эти зависимости в расчетах системы «оболочка – колонны со связями»;

– выявить реальное НДС и возможные механизмы разрушения (по сварному шву или зоне сплывания «блюмс – нижняя пластина») – приоритетно для контакта 16 мм, с образованием и развитием трещины у «подборки» бокового ребра – для контакта 22 мм).

Полученные результаты численного моделирования подтверждают и конкретизируют инженерно-осозданное несовершенство запроектированного и реализованного в ригельном верхнем узле колонн, «ребристым» состоянием которого является либо «докритическое» (с восприятием и передачей колонны со связями значимого момента до 10–15 тсм), либо «закритическое», с разрушением по сварке или по «телу» блюмс, сопровождаемым «мгновенным» падением момента и динамическим разрушением системы.

9.2. *Нижний узел колонн.* Составлена также объемная ANSYS-модель нижнего узла, включающая блюмс, ребро, упорные пластины (бруски), нижнюю пластину и крышку трубы опорной колонны (6000 узлов для учета симметрии задачи). Применены КЭ второго порядка с промежуточными узлами, также контактные элементы. Предусмотрено моделирование как с зазором между блюмсом и бруском, так и без. Приняты реальные диаметры деформирования металла блюмс и сварных швов. В качестве основных нагружающих сдвигующих усилий, по результатам расчетов достигшие 400 кН и выше для эксплуатационного состояния, и угол поворота.

9.3. *Устойчивость колонны со связями.* Проведены «оболочечные» ANSYS-модели колонны с двумя коробами с использованием восьмиузловых изопараметрических КЭ второго порядка, поддерживающих сдвиг и разрушающих для оболочек средней толщины, с необходимым сгущением сетки в зоне коробов. Верхняя и нижняя зоны колонны (блюмс с ребрами) моделировались жесткими стержневыми КЭ. Внизу ставятся условия шарнирного опирания, вверху и по границе коробов – заданные нагрузки и (или) перемещения. Заданы

ч реш ется в физически (пл стичность мет л л колонн Ст20, з д нн я «н турной» ди гр м-мой деформиров ния) и геометрически (зн -чимые перемещения) нелинейной пост новке.

Результ ты р счетных исследований свидетельствуют, что потеря устойчивости сж той колонны с р стянутыми связями Р1 происходит не по «тр диционной» стержневой форме при высокой критической н грузке, по сугубо оболочечной форме в зоне коробов (с изменением кольцевой формы сечения н сложную эллипсообр зную с большим р дильным прогибом со стороны внешней стороны колонны) при весьма высоком уровне пл -стических деформ ций при н грузк х, близких к з д нным (0,96 – для в ри нт 1; 1,14 – для в ри нт 2). З критическое поведение х р ктеризуется обр зов нием оболочечных волн-«скл док» в той же зоне с внешней стороны колонны, чрев тых д льнейшим перегибом колонны, что и в з фиксиров нной в «н туре».

Нелинейный р счет тех же колонн без коробов связи Р1 д ет критическую н грузку, близкую к «СНИП’овской», – 2,1–2,3. Учет дополнительно связей С1 приводит к очевидному увеличению критических н грузок при «не н груженных» связях и, в з висимости от соотношения н грузок в связях, к сдвигу «критики» в большую или меньшую сторону.

9.4. *Опорный железобетонный контур оболочки.* Моделирование ребристой оболочки толщиной 70–100 мм пл стич то оболочечными и стержневыми КЭ предст вляется обоснов нным. Тем не менее в условиях дост точно высоких сжим ющих н пружений н большей ч сти площ ди необходим н лиз прочности по р стрессив нию в критических зон х стык ребер и скорлупы н объемных моделях. К к пок з ли проведенные тестовые р счеты, применение объемных элементов бетон д же при одном слое элементов по толщине возможно без потери точности.

Опорный контур, бетонный оголовок и оребренн я зон толщиной 200 мм (включ я близлежа щее кольцевое ребро) предст влены восьмиузловыми объемными КЭ бетон . Кольцевое рмиров ние контур и рмиров ние ребер предст влялось по «дискретной схеме» стержневыми элемент ми р стяжения-сж тия, поддержив ющими пл стичность. Колонн по оси б учтен в виде ш рнирно опертой б лки.

При 10%-й н грузке (от полной н грузки р сп лубки) выявлено резкое изменение

жесткости системы, вызв нное появлением большой зоны трещинообр зов ния. К к пок з л н лиз результатов р счетов, НДС бетонной ч сти в нелинейной пост новке существенно з висит от жесткости колонны со связями. В жным для общей жесткости системы является изгиб относительно сл бо рмиров нной зоны переменной толщины (от 200 мм к 500 мм). При 12–15%-й н грузке произошло резкое уменьшение жесткости системы, вызв нное появлением большой зоны трещинообр зов ния в опорном контуре.

Н подробной конечноэлементной модели исследований трехмерное НДС подсистемы « рмиров нный опорный контур – бетонный оголовок – з кл дн я пл стин с нкерующими стержнями» при определяющей моментной н грузке. Численно уст новлено, что уже к оконч нию р сп лубки зн чительн яч сть усеченной бетонной «пир миды» покрыт субгоризонт льными трещин ми и изгибающую жесткость узл определяют нкерующие стержни.

Ук з нные результаты непосредственно использов ны в р счетных моделях системы «оболочк – колонны со связями».

10. Результ том проведенных экспертных исследований, б зирующимся н полученных р счетно-эксперимент льных д нных, является конст т ция возможности осуществления двух групп сцен риев р зрушения сооружения СОК «Тр нсв ль-п рк» (из множеств р ссмотренных), обусловленных ошибками проектирования:

1) в соответствии с первым в ри нтом «спусковым крючком» явилось подготовленное всей ст тической и циклической историей н -гружения р зрушение одного из тяжело н груженных узлов опорной системы (верхний узел колонн – по «телу» блюмс , нижний узел – со срезом упорной пл нки, р спорок – с р зрывом св рного соединения) или потеря устойчивости одной из колонн (вследствие больших пл стических деформ ций в зоне соединения с р спорк ми), сопровождаемое импульсно-дин мическим воздействием, последующим полным или ч стичным «выходом» из опорного контур (бортового элемент ) ряд колонн, чрезмерным вертика льным прогибом и пл -стическим течением рм туры опорного контур по р диусу и, к к следствие, обр зов ние, р спростр нение и р скрытие м гистр льной субр ди льной трещины в оболочке. В з верш ющей ст дии п д ющ я оболочк «потяну-

л » з собой и всю опорную систему, не р счит нную н восприятие т ких н грузок;

2) по второму возможному сценарию в н ч ле произошел потеря устойчивости гибкой железобетонной ребристой оболочки (вследствие больших перемещений, вызв нных в том числе проявлением эффектов ползучести бетон при действии весовой и снеговой н грузок), сопровождаем я обр зов нием лок льных и м гистр льной (ориентировочно по р ди льной оси 8r–9r) трещин, после р скрытия ук з нной и, возможно, кольцевой м гистр льной трещины п д ющ я оболочк «потянул » з собой и всю опорную систему.

11. Обобщ я результат ты экспертных исследований, связ нных с обрушением СОК «Тр нсв ль-п рк», зд ния Б см нного рынка и ряд других строительных объектов, можно отметить существенное влияние н поведение большепролетных зд ний нетр диционных решений конструктивных схем, узлов и элементов, не обоснов нных с должной р счетно-эксперимент льной полнотой н ст дии проектиров ния и проявившихся н последующих эт п х «жизненного цикл » строительных объектов. Этот ф ктор усугубляется при отступлениях от проект при изготовлении несущих и огр жд ющих конструкций сооружений, их строительстве и эксплу т ции.

Н против, р счетно-эксперимент льный н лиз причин лок льного р зрушения, не приведшего к прогрессирующему обрушению (ККЦ «Крыл тское», 2007 г.), явно ук зыв ет н з водские дефекты р зрушенной дет ли.

Архитектурное, инженерно-техническое и дминист р тивно-бюрок р тическое сообществ должны извлечь уроки из подобных в рий-обрушений. Один из них: эффективное решение з д ч обеспечения н дежности и безопасн ости зд ний и сооружений возможно сил ми кв лифициров нных специ листов р счетчиков н основе м тем тического моделиров ния с привлечением современных численных методов и прогр ммных комплексов, их ре лизующих. Соответствующие м тем тические модели должны сопровожд ть объекты н всех эт п х их з рождения (проектиров ния и строительства ) и жизни (эксплу т ции, ремонт и реконструкции), обеспечив я декв тный н лиз и прогноз состояния в составе информ ционно-ди гностических систем мониторинг .

1. Белостоцкий А.М., Бутырин А.Ю. Компьютерное обеспечение производств судебной строительно-технической экспертизы // Строительный эксперт. – 2004. – № 20 (183). – С. 20–21.

2. Строительные нормы и пр вил . Н грузки и воздействия. СНиП 2.01.07–85\*. – М., 2003.

3. Строительные нормы и пр вил . Ст льные конструкции. СНиП II-23-81\*. – М., 2001.

4. Строительные нормы и пр вил . Бетонные и железобетонные конструкции. СНиП 2.03.01–84\*. – М., 1996.

5. Строительные нормы и пр вил . Основ ние зд ний и сооружений. СНиП 2.02.01–83\*. – М., 2002.

6. Строительные нормы и пр вил . Строительство в сейсмических р йон х. СНиП II–7–81\*. – М., 1996.

7. Спр вочник проектировщик . Дин мический р счет специ льных инженерных сооружений и конструкций. – М.: Стройизд т, 1986.

8. Зенкевич О. Метод конечных элементов в технике. – М.: Мир, 1975. – 539 с.

9. Б те К., Вилсон Е. Численные методы н лиз и метод конечных элементов. – М.: Стройизд т, 1982. – 446 с.

10. Белостоцкий А.М. Прогнозное м тем тическое моделиров ние состояния и техногенной безопасн ости ответственности объектов и комплексов мег полис // Вестник МГСУ. – 2006. – Вып. 3. – 20–61 с.

11. Перельмутер А.В. Основы р счет в нтово-стержневых систем. – М.: Стройизд т, 1969. – 190 с.

12. К нчели Н.В. Строительные простр нственные конструкции. – М.: АСВ, 2003. – 112 с.

13. ПК Лир . Версия 9.4. Общее описание. Руководство пользов теля. – Киев, 2007.

14. К рпиловский В.С., Криксунов Э.З., М лярченко А.А., Перельмутер А.В., Перельмутер М.А. SCAD Office. Вычислительный комплекс SCAD. – М.: АСВ, 2004. – 592 с.

15. Robot Millennium (v. 18.0). Theoretical Manual. – Melan, 2004.

16. Прогр ммный комплекс СТАДИО (версия СТАДИО'2007). Численное решение линейных и нелинейных з д ч теории поля, ст тики, устойчивости, дин мики, мех ники р зрушения и оптимиз ции простр нственных комбиниров нных систем. Общее описание. Руководство пользов теля. – М.: ЗАО НИЦ Ст - ДиО, 1999–2007.

17. ANSYS/CivilFEM. Theoretical Manual. – Madrid, Spain, Ingecyber, 2004.

#### Список литер туры