International Journal for
Computational Civil and Structural Engineering
Volume 4, Issue 2 ***2008***

EXECUTIVE EDITOR

Valery I. Telichenko, Professor, Rector
Moscow State University of Civil Engineering
Moscow, Russia
26, Yaroslavskoe Shosse, 129337, Moscow, Russia

EDITOR-IN-CHIEF

Vladimir N. Sidorov, Professor
Department of Applied Mathematics and Information Technology
Moscow State University of Civil Engineering
26, Yaroslavskoe Shosse, 129337, Moscow, Russia

TECHNICAL EDITOR

Pavel A. Akimov, Professor
Department of Applied Mathematics and Information Technology
Moscow State University of Civil Engineering
26, Yaroslavskoe Shosse, 129337 Moscow, Russia

ASSOCIATE EDITORS

Vladimir Belsky, Ph.D.
Abaqus Inc.,
Pawtucket, RI 02860,
1080 Main Street, USA

Mikhail Belyi, Professor
Abaqus Inc.,
Pawtucket, RI 02860,
1080 Main Street, USA

Vitaly Bulgakov, Professor
Parametric Technology Corp.,
57 Metropolitan Av.,
Ashland, MA, USA

Radii P. Fedorenko, Professor
Institute of Applied Mathematics
Russian Academy of Sciences
4, Miusskaya Pl., Moscow, Russia

Gregory P. Panasenko, Professor
Equipe d'Analise Numerique
NMR CNRS 5585
University Gean Mehnet
23 rue. P.Michelon 42023, St.Etienne, France

Boris E. Pobedria, Professor
Department of Mechanics and Mathematics
Moscow State University
MGU. Mech-Math. Vorobjovy Gory
119899 Moscow, Russia

Leonid A. Rozin, Professor
Department of Structural Mechanics
Technical University St. Petersburg
29, Ul. Politechnicheskaya,
195251 St. Petersburg, Russia

Alexander B. Zolotov, Professor
Department of Applied Mathematics
and Information Technology
Moscow State University of Civil Engineering
26, Yaroslavskoe Shosse, 129337, Moscow, Russia

PUBLICATION COUNCIL

William Begell, President
Begell Publishing House
USA

Nadezhda S. Nikitina, Director
Isdatelstvo ASV
Moscow, Russia

Valery I. Telichenko, Rector
Moscow State University of Civil Engineering
Moscow, Russia

ADVISORY EDITORIAL BOARD

Igor A. Aleynikov, Professor,
Department of Theoretical and Applied Mechanics, Russian State Open Technical University for Railway Transportation
22/2, Ul. Chasovaya, Moscow, 125993, Russia

Sergey M. Aleynikov, Professor,
Dept. of Appl. Math., Voronezh State Architecture and Civil Engineering University, Bld. 84, Ul. 20-Letya Oktyabrya, Voronezh, 394006, Russia

Nikolaj V. Banichuk, Professor
Institute for Problems in Mech.
Russian Academy of Sciences
101, Prosp. Vernadskogo
117526, Russia

Klaus-Jurgen Bathe, Professor
Department of Mechanical Engineering
Massachusetts Institute of Technology
Cambridge, MA 02139, USA

Alexander M. Belostotsky, Professor
Research Center STADYO
1, Kurchatova Pl.
123182, Moscow, Russia

Zdenek Bittnar, Professor
Department of Structural Mechanics
Czech Technical University
7, Thakurova, 16629 Prague 6
Czech Republic

Alexander S. Bratus, Professor
Dept. of Comp. Math. and Cybernetics
Moscow State University
MGU, VMK, Vorobjovy Gory
119899 Moscow, Russia

Evgeny G. D'yakonov, Professor
Dept. of Comp. Math. and Cybernetics
Moscow State University
MGU, VMK, Vorobjovy Gory
119899 Moscow, Russia

Alexander S. Gorodetsky
The Inst. For Aut. Syst. in Civil Eng.
2a, Ul. M. Krivonosa
252180 Kiev, Ukraine

Vladimir Karpov, Professor
St. Petersburg University
d.4, Ul. 2-Krasnoarmeiskaya,
St. Petersburg, 198005 Russia

Galina G. Kashevarova, Professor
Department of Structural Mechanics and Computer Technology
Perm State Technical University
29, Komsomolsky Prospekt,
Perm, 614990, Russia

Hartmut Koppler, Professor
Bauhaus-Universitat
31a, Windmuhlen Str.
99425 Weimar, Germany

Andrey V. Korgin, Professor
Structure Testing Department
Moscow State Univ. of Civil Engineering
26, Yaroslavskoe Shosse,
129337 Moscow, Russia

Vadim G. Korneev, Professor
Dept. of Math. and Mechanics
St. Petersburg State University
198904, St. Petersburg, Russia

Elena A. Korol, Professor
Department of Construction Technology
Moscow State Univ. of Civil Engineering
26, Yaroslavskoe Shosse,
129337 Moscow, Russia

Sergey V. Kuznetsov, Professor
Institute for Problems in Mech.
Russian Academy of Sciences
101, Prosp. Vernadskogo,
117526, Russia

Pierre Ladeveze, Professor
Lab. de Mecanique et Tecnologic
E.N.S. de Cachan /C.N.R.C./ Univ.
Paris VI, 61 Av. du President Wilson
94235 Cachan Cedex, France

Nickolay N. Leontiev, Professor
Department of Structural Mechanics
Moscow State Univ. of Civil Engineering
26, Yaroslavskoe Shosse,
129337 Moscow, Russia

Ralf Lindberg, Professor
3, Korkechoulunkatu,
33101, Tampere, Finland

Leonid S. Lyakhovich, Professor
2, Solyanaya Pl.,
634003 Tomsk, Russia

Herbert Mang, Professor
Inst. Fur Haustatikn und Festigkeitslehre
Techiache Universitaet Wien
13, Karlsplatz,
A-1040 Wien, Austria

Vladimir L. Mondrus, Professor
Department of Structural Mechanics
Moscow State Univ. of Civil Engineering
26, Yaroslavskoe Shosse,
129337 Moscow, Russia

Vladimir I. Myachenkov, Professor
Department of Strength of Materials
Moscow State Tech. Univ. "STANKIN"
3a, Vadkovsky Per.,
104472 Moscow, Russia

L'Eugenio Onate, Professor
E.T.S. Ing. Caminos
Jorge, Girano Salgado, 31-08034
Barcelona, Spain

Vladimir A. Palmov, Professor
Physical-Mechanical faculty
Technical University St. Petersburg
29, Ul. Polytechnicheskaya,
195251 St. Petersburg, Russia

Andrey B. Pavlov, Professor
The Director of the Institute
Melnikov Central Research & Design Institute of Steel Building Structures TSNIIPSK
49, Ul. Arkhitektora Vlasova, Moscow, 117997, Russia

Stan Pietruszczak, Professor
Department of Civil Engineering
McMaster University
Hamilton, Ontario L8S 4L7, Canada

Valery A. Postnov, Professor
St. Petersburg State Mar. Tech. Univ.
3, Ul. Lozmanskaya,
190009 St. Petersburg, Russia

Ekkerhard Ramm, Professor
University of Stuttgart
Institute for Baustatik
7, Pfaffenwaldring, Stuttgart, Germany

E. Daya Reddy, Professor
University of Cape Town
Department of Applied Mathematics
7700 Rondebosch, South Africa

Sunil Saigal, Professor
National Science Foundation
4201 Wilson Blvd.,
Arlington, VA 22230, USA

Vadim N. Savostyanov, Professor,
Department of Applied Mechanics and Mathematics, Moscow State Univ. of Civil Engineering, Yaroslavskoe shosse
26, 129337 Moscow, Russia

Bernhard A. Scfhrefler, Professor
Dipart. Di Costruzioni e Trasporti. Via Marzolo, 9-35131 Padova, Italy

Nikolaj N. Shaposhnikov, Professor
Department of Comp. Aided Design
Moscow State Univ. of Railways
MIIT, 15, Ul. Obraztsova,
101475 Moscow, Russia

D.V. Singh, Professor
Vice chairman all India council for Technical Education, New Delhi, India

W. Szczesniak, Professor
15, Al. Armii Ludowej,
Politechnika Warszawska
Warsaw, Poland

Nils-Eric Wiberg, Professor
Department of Structural Mechanics
Chalmes University of Technology
S-41296 Goteborg, Sweden

Peter Wriggers, Professor
Technical School of Department
1, Hochschulstrabe,
D-6100 Darmstadt, Germany

AIMS AND SCOPE

The aim of the Journal is to advance the research and practice in structural engineering through the application of computational methods. The Journal will publish original papers and educational articles of general value to the field that will bridge the gap between high-performance construction materials, large-scale engineering systems and advanced methods of analysis.

The scope of the Journal includes papers on computer methods in the areas of structural engineering, civil engineering materials and problems concerned with multiple physical processes interacting at multiple spatial and temporal scales. The Journal is intended to be of interest and use to researches and practitioners in academic, governmental and industrial communities.

КРАТКИЕ СВЕДЕНИЯ О ЖУРНАЛЕ INTERNATIONAL JOURNAL FOR COMPUTATIONAL CIVIL AND STRUCTURAL ENGINEERING

Журнал *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering* является международным периодическим изданием, учредителями и издателями которого выступают Московский государственный строительный университет (Издательство АСВ) и Издательство Begell House Inc. (США, г. Нью-Йорк).

В редакционный совет журнала входят известные российские и зарубежные деятели науки и техники. Основной критерий отбора статей для публикации в журнале − их высокий научный уровень, соответствие которому определяется в ходе высококвалифицированного рецензирования и объективной экспертизы, поступающих в редакцию материалов.

Журнал входит в Перечень ведущих рецензируемых научных журналов и изданий, в которых должны быть опубликованы основные научные результаты диссертаций.

Журнал зарегистрирован в Федеральном агентстве по средствам массовой информации и охраны культурного наследия Российской Федерации. Индекс в общероссийском каталоге РОСПЕЧАТЬ − 18076.

ИНФОРМАЦИЯ ДЛЯ ЧИТАТЕЛЕЙ НАСТОЯЩЕГО НОМЕРА ЖУРНАЛА

В данном тематическом номере журнала *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering* публикуются доклады участников Международного симпозиума «Актуальные проблемы компьютерного моделирования конструкций и сооружений» (International Symposium “Actual Problems of Computer Simulations in Civil Engineering”), проводящегося 8-10 сентября 2008 года в городе Пермь (Россия). Организаторами симпозиума являются Российская академия архитектуры и строительных наук, Институт механики сплошных сред Уральского отделения РАН, Пермский государственный технический университет, Международная ассоциация строительных высших учебных заведений, Учебно-методическое объединение вузов РФ по образованию в области строительств и Московский государственный строительный университет.

International Journal for
Computational Civil and Structural Engineering

Volume 4, Issue 2 ***2008***

TABLE OF CONTENTS

Пространственная расчетная модель неоднородного грунтового основания для гранично-элементного анализа и проектирования оснований и фундаментов мелкого заложения 12
С.М. Алейников, В.В. Гуменюк

Моделирование воздействий ветра на высотные здания 14
В.Н. Алехин, А.А. Антипин, С.Н. Городилов, А.С. Бочкарева, Е.В. Мерзлякова, Ю.В. Резина

Разработка модели генетического алгоритма для оптимизации стальных многоэтажных рам 16
В.Н. Алёхин, А.Б. Ханина

Использование нестандартных подходов при создании расчетной схемы высотного здания Московского Дворца Бракосочетания на территории Москва-Сити 19
П.Д. Арленинов

Комплексный расчет несущих конструкций АВК «Внуково – 1» 21
Н.Н. Баглаев, Е.Г. Викторов, В.А. Семенов, О.П. Сизов, И.Л. Ружанский, Д.Л. Мосягин, В.А. Голованов

Численное моделирование динамического напряженно-деформированного состояния зданий при сейсмических воздействиях с помощью оптимизации параметров демпфирующих устройств 24
В.В. Безделев

Численное моделирование в экспертных исследованиях причин обрушения и локального разрушения конструкций большепролетных зданий 26
А.М. Белостоцкий

Научно-инновационный центр компьютерного моделирования МГСУ. Стартовые условия и направления развития 28
А.М. Белостоцкий, П.А. Акимов, Т.Б. Кайтуков, А.В. Коргин, В.Л. Мондрус, В.Н. Сидоров

Некоторые аспекты верификации программных средств численного моделирования конструкций и сооружений 30
А.М. Белостоцкий, С.И. Дубинский

Конечноэлементный анализ динамических характеристик зданий и сооружений. Сравнение с данными натурных измерений 31
А.М. Белостоцкий, Г.Э. Шаблинский, И.Ж. Мсхалая, О.А. Козырев, Д.А. Зубков

О распределении заданного нагружения между плитой и сваями в плитно-свайном фундаменте 33
А.С. Береснев, А.Ю. Большаков, Г.Н. Гусев, В.В. Коркодинов, Б.Н. Пименов

Расчет осадок многоэтажных зданий на гибких плитных фундаментах большой площади 34
А.С. Береснев, А.Ю. Большаков, Г.Н. Гусев, В.В. Коркодинов, Б.Н. Пименов

Матричный расчет висячих стержневых покрытий в геометрически и физически нелинейной постановке 35
А.М. Болдырев, А.А. Свентиков

Моделирование инерционных процессов в системах тепло- и холодоснабжения 37
А.И. Бурков, А.В. Гришкова, В.М. Кротов

Численное исследование напряжённо – деформированного состояния стальных рам переменного двутаврового сечения 39
А.В. Валов

Методическое обеспечение программы переподготовки специалистов «Вычислительная механика конструкций» 41
Е.Г. Викторов, С.Ф. Кузнецов, В.А. Семенов, В.П. Чирков

Механика закритического деформирования и вопросы прочностного анализа 43
В.Э. Вильдеман

Конечно-элементный анализ напряжений при ползучести 45
П.П. Гайджуров

Особенности взаимодействия плитных фундаментов со свайными основаниями 46
Р.Е. Гейзен, Л.М. Тимофеева, Д.Д. Тимофеев

Использование программного средства «ANSYS» в автоматизированной системе мониторинга механического состояния зданий и сооружений 48
Л.А. Голотина, Р.В. Цветков, И.Н. Шардаков

Проблемы построения расчетной модели каркасно-монолитного здания в программе «SCAD» 50
Н.З. Готман, М.З. Каюмов, Р.Н. Магзумов

Сравнительный анализ расчетных схем и результатов расчета пространственной рамы каркаса здания при использовании разных программных комплексов «Мономах» и «SCAD Office» 52
Я.И. Грибанов

Конечно-элементное моделирование длительных процессов в сталежелезобетонных пролетных строениях мостов 53
Р.Н. Гузеев

Оптимальное проектирование элементов стальных конструкций при ограничения по прочности и устойчивости 55
Т.Л. Дмитриева

Методика оптимизации стержневых конструкций, подверженных действию импульсных нагрузок 56
Т.Л. Дмитриева, В.В. Безделев

Численное моделирование ветровых воздействий на комплекс «Федерация» «Москва-Сити» 58
С.И. Дубинский

Метод дополнительных конечных элементов (МДКЭ) для расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям 60
А.В. Ермакова

Компьютерный анализ элементов металлоконструкций с тонкостенными гнутыми сечениями 63
З.Х. Зебельян

Дискретно-континуальные подходы для определения собственных значений и собственных функций краевых задач расчета строительных конструкций 65
А.Б. Золотов, В.Н. Сидоров, П.А. Акимов, О.А. Козырев

Идентификация параметров ряда PRONY по данным испытаний на ползучесть линейного вязко-упругого материала 67
Е.И. Кароид

Исследование проблемы защиты типовых жилых зданий от прогрессирующего разрушения 69
Г.Г. Кашеварова, А.А. Пепеляев

Исследование возможности применения разных расчетных моделей системы «фундамент – основание» для плитно-свайного фундамента высотного здания 71
Г.Г. Кашеварова, О.Ю. Сметанников

Программный модуль для расширения функциональных возможностей вычислительного комплекса «ЛИРА» 72
Д.И. Кислицын, А.Н. Супрун

Применение методов математического моделирования для исследования влияния процесса теплообмена на теплопотери через оконные блоки 74
В.Н. Ковров, Ю.А. Елдашов

К вопросу о работе на прочность при сдвиге соединений тонкостенных профилей повышенной жесткости (ППЖ) на самонарезающих самосверлящих винтах (ССВ) 77
А.И. Колесов, И.А. Ямбаев, С.А. Шеманаев, Д.А. Морозов

Проблемы аналитического моделирования взаимодействия фундаментных плит с основаниями в сложных условиях 79
Е.Б. Коренева

Расчет прочности нормальных сечений трубобетонных колонн 80
А.Л. Кришан, И.В. Аткишкин

Точность конечно-элементных моделей при расчете плитных железобетонных конструкций на стойкость против прогрессирующего обрушения 82
С.Б. Крылов

Состояние использования программного обеспечения в строительстве в Германии для проектирования и расчетов 83
Uli Höhn, Johann G. Löwenstein

Расчет прочности конструкций, выполненных из кусочно-однородных материалов, методом конечных элементов 84
С.Ю. Лихачева

О нелинейных многоуровневых стохастических краевых задачах механики деформирования и разрушения композитов 86
Е.Ю. Макарова, Ю.В. Соколкин

Анализ возникновения ненормативных осадок фундаментной плиты на примере жилого дома в г. Тюмень 87
А.Г. Малинин, П.А. Малинин, С.А. Чернопазов, А.В. Воробьев

Моделирование сопротивления изгибу гибких ограждений из армированного грунтобетона 89
А.Г. Малинин, С.А. Чернопазов, А.А. Жемчугов

Метод комплексного исследования по совершенствованию теплообменных аппаратов 91
А.А. Мелехин

Некоторые вопросы задач о стыковке строительных конструкций 93
М.Л. Мозгалева, А.Б. Золотов, М.В. Воробьев

Опыт применения программного комплекса «SCAD Office» для обоснования конструктивных решений зданий, возводимых в условиях усложненного рельефа местности 95
Н.В. Мосина

Моделирование эволюционной деструкции композиционных материалов 97
Б.Е. Победря

Временной анализ каркасных зданий из нелинейно-упругого материала 98
А.Н. Потапов, Л.М. Артемьева

Характеристика напряженно-деформированного состояния наземных газопроводов при ветровом резонансе 100
А.Н. Потапов, Н.В. Дегтярева

Уточненные матрицы масс стержневого конечного элемента испытывающего продольные колебания 102
О.Л. Рудых, В.А. Бырканов

Обобщенный метод главных координат в динамических расчетах систем с локальными нелинейностями 104
Ю.Л. Рутман, В.А. Семенов, В.Л. Лебедев, А.Ю. Солдатов

Моделирование напряженно-деформированного состояния опорной зоны стальных подкрановых балок 105
В.Ф. Сабуров, И.А. Кадатский

Выбор расчетной модели здания на основании сравнительного анализа различных моделей 106
С.А. Савич, А.В. Шипигусева

Совместное использование метода акустической эмиссии и компьютерного анализа для оценки действительной работы конструкции 107
А.И. Сагайдак

Оценка надежности висячих стержневых конструкций при расчете с учетом геометрической и физической нелинейности 108
А.А. Свентиков

Об использовании различных теорий изгиба плит в расчетах строительных конструкций 110
В.А. Семенов

Современные подходы к построению расчетных схем строительных конструкций и их использование при расчетах высотных зданий 111
В.А. Семенов

Разработка методики испытаний плит перекрытий безригельных сборно-монолитных каркасных систем на основе численных экспериментов 113
Е.В.Созинова

Применение информационных технологий в научных исследованиях, проектировании, реконструкции строительных объектов и учебном процессе 116
Б.С. Соколов

Компьютерное моделирование в исследовании прочности бетонных цилиндров 118
Б.С. Соколов, М.Р. Загидуллин

Исследование напряженно-деформированного состояния штепсельного стыка железобетонных колонн 120
Б.С. Соколов, Р.Р. Латыпов

Напряженно-деформированное состояние горизонтальных стыков стен крупнопанельных зданий 122
Б.С. Соколов, Г.П. Никитин

Изучение напряженно-деформированного состояния горизонтальных стыков панелей зданий для их усиления 123
Б.С. Соколов, А.Н. Седов

Расчет рамных каркасов на устойчивость 125
М.П. Сон

Расчетные модели усиления слабых оснований с помощью геотекстильных оболочек 128
Л.М. Тимофеева

Пространственная устойчивость клееных деревянных арок 130
И.Н. Фаизов, Ю.Л. Тонков, А. Зобачева

Моделирование ветрового воздействия: проблемы и решения 131
Г.В. Левинтовская

Программно-алгоритмическая разработка и верификация подсистемы уточненного конечноэлементного моделирования деталей трубопроводов 132
А.М. Белостоцкий, А.Л. Потапенко

ПРОСТРАНСТВЕННАЯ РАСЧЕТНАЯ МОДЕЛЬ НЕОДНОРОДНОГО ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ ДЛЯ ГРАНИЧНО-ЭЛЕМЕНТНОГО АНАЛИЗА И ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

С.М. Алейников[1], В.В. Гуменюк[2]

[1] Воронежский государственный архитектурно-строительный университет, г. Воронеж, Россия
[2] Казахская государственная архитектурно-строительная академия, г. Алматы, Казахстан

SPATIAL CALCULATION MODEL OF NON-HOMOGENEOUS SOIL BASE FOR BOUNDARY ELEMENT ANALYSIS AND DESIGN OF BASES AND SHALLOW FOUNDATIONS

Abstract: The paper presents the generalized spatial model of an elastic base whose deformation modulus increases with depth according to the hyperbolic-power law. Here it is shown that an account of deformation heterogeneity leads to decreasing of the distributing capability of base. Numerical boundary element solutions of spatial contact problems of soil mechanics for shallow foundations are given. There has been researched the influence of deformation heterogeneity of soil bases on settlements and slopes of rigid foundation rafts of a complex shape.

INTRODUCTION

Достоверность расчета оснований и фундаментов зданий и сооружений существенно зависит как от точности определения механических параметров грунта при изысканиях, так и от использования расчетной модели грунтового основания, которая отражает его свойства с наибольшей полнотой [1].

В докладе представлена численно-аналитическая формулировка пространственной контактной модели (функции влияния) упругого основания, обеспечивающей эффективное применение граничноэлементных алгоритмов для расчета конструкций на упругих основаниях с возрастающим по глубине модулем деформации. Использована гиперболо-степенная зависимость роста модуля деформации грунта, позволяющая адекватно описывать экспериментальные данные штамповых испытаний, проводимых на поверхности грунтовых оснований, а также результаты измерений в скважинах. Модель обобщает по крайней мере три классические модели упругих оснований: Винклера, упругого однородного полупространства и упругого слоя конечной толщины. При этом обобщенная модель обеспечивает реалистичную зависимость модуля деформации, приводя к ненулевому значению на поверхности основания, дает согласование с данными полевых наблюдений, указывающими на характерную стабилизацию модуля деформации с ростом глубины основания. Наиболее подходящей оказывается расчетная модель для практически важных ситуаций, когда деформационная неоднородность локализована вблизи поверхности грунтового основания и является результатом процессов выветривания, оттаивания, химического воздействия и ряда других геоэкологических явлений [2,3].

Разработана эффективная численно-аналитическая методика определения функции влияния, включающая оценку несобственных интегралов с помощью квадратур наивысшей степени точности. На численных примерах показана возможность надежно

оценивать влияние неоднородности деформационных свойств грунтовых оснований на осадку их поверхности.

Обобщенная пространственная контактная модель грунтового основания применена для решения практических задач механики грунтов и фундаментостроения. Рассмотрены некоторые примеры из области геотехнического строительства, иллюстрирующие способность предложенной обобщенной модели основания эффективно прогнозировать характеристики взаимодействия грунтовых оснований и фундаментов мелкого заложения. Методом граничных элементов [2] осуществлено компьютерное моделирование взаимодействия с грунтом жестких фундаментных плит со сложным очертанием в плане и при внешнем пространственном нагружении общего вида.

Изучено влияние на процессы контактного деформирования параметров неоднородности деформационных свойств грунтов. Получены поля контактных напряжений для неоднородного основания под плитами круговой и многоугольных форм при действии эксцентричной нагрузки. С учетом действия односторонних связей в области контакта проанализировано влияние неоднородности деформационных свойств основания на образование и развитие зон отрыва, на осадки и крены фундаментных плит при увеличении абсолютных значений опрокидывающих моментов. Отмечена важность учета возрастания модуля деформации грунта при правильном назначения усилий в расчетах и проектировании фундаментных конструкций мелкого заложения.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Горбунов-Посадов М.И., Маликова Т.А., Соломин В.И.** Расчет конструкций на упругом основании. – М.: Стройиздат, 1984. – 679 с.
2. **Алейников С.М.** Метод граничных элементов в контактных задачах для упругих пространственно неоднородных оснований. – М.: Изд-во "Ассоциации Строительных Вузов", 2000. – 754 с.
3. **Дураев А.Е.** Напряжения и деформации в грунтовом основании с переменным по глубине модулем деформации. – Саранск: Изд-во Мордов. ун-та, 2004. – 68 с.

МОДЕЛИРОВАНИЕ ВОЗДЕЙСТВИЙ ВЕТРА НА ВЫСОТНЫЕ ЗДАНИЯ

В.Н. Алехин, А.А. Антипин, С.Н. Городилов, А.С. Бочкарева, Е.В. Мерзлякова, Ю.В. Резина

Уральский государственный технический университет – УПИ имени Первого Президента России Б.Н. Ельцина, г. Екатеринбург, Россия

На кафедре «Системы автоматизированного проектирования объектов строительства» выполняются работы по численному моделированию воздействий ветра на высотные здания. Изучение воздействий ветра на высотные здания в настоящее время становится все более актуальным в связи с возрастающим объемом строительства таких зданий. В частности в г. Екатеринбурге уже строятся высотные здания высотой около 130м и планируется застройка целого района «Екатеринбург – Сити» высотными башнями высотой до 300м.

Несущие конструкции высотных зданий в настоящее время могут быть рассчитаны и спроектированы с использованием имеющегося программного обеспечения, мирового опыта строительства. При этом назначение ветровых нагрузок можно производить в соответствии с действующими нормативными документами при соответствующих коэффициентах запаса, хотя и требуется проведение дополнительных исследований.

Однако остается вопрос, который нельзя решить без уточненного анализа ветровых воздействий на здание. В г. Екатеринбурге для высотных зданий планируется использование вентилируемых фасадов. Форма высотных зданий, размеры в плане меняются по высоте, меняется очертание наружного контура зданий. Без уточненного определения ветрового давления на несущие элементы фасадных конструкций невозможно их конструирование.

Выполненный на кафедре анализ строящихся и проектируемых в г. Екатеринбурге высотных зданий показал, что приближенно можно считать несущие элементы фасадных систем крепящимися к жестким конструкциям каркаса здания. Тогда наружную оболочку здания можно считать не смещаемой поверхностью.

Моделирование воздействий ветра выполняется с помощью программного комплекса ANSYS 11.0 с использованием модулей CFX, CFD. Здания или группа зданий помещаются в домен, размеры которого должны обеспечивать невозмущенное движение воздуха у его границ. На границах домена допустимо использовать граничные условия типа Inlet, Outlet и Opening. На земной поверхности и поверхностях зданий можно использовать граничные условия типа Wall. В проводимых нами расчетах поверхности здания приняты гладкими (no flip), что соответствует применяемому типу фасадных конструкций. Шероховатость земной поверхности принимается в зависимости от генерального плана. Для моделирования турбулентности применяется k-ω модель, которая хорошо моделирует турбулентные движения воздуха.

Данные о распределении скоростей ветра на границе домена приняты по данным метеорологических наблюдений для условий г. Екатеринбурга в зависимости от высоты. Рассмотрены данные о скорости ветра в течение одного года. Распределение ветра по высоте аппроксимировано полиномом и введено в программу.

Исследовано распределение давления по поверхности прямоугольных в плане зданий с покрытием в виде кругового купола, пирамиды, П- образного в плане высотного здания, других высотных зданий и районов с высотной застройкой. Результаты расчетов показывают, что распределение давлений по

поверхности высотных зданий существенно и принципиально отличается от известных из нормативной литературы. Причем для зданий большой высоты распределение давлений характеризуется образованием значительных зон отрывных давлений, которые по величине в разы больше давления на здание.

Величины ветрового давления на здание, получаемые на основании численного анализа, меньше по сравнению с нормативным значением средней составляющей ветровой нагрузки на здание. Это объясняется тем, что в действующих нормах введен очень большой запас, отвечающий действию урагана. Такое значение ветрового давления приводит к необоснованному завышению давления. Вопрос о назначении ветровых давлений на высотные здания требует дополнительных исследований.

Скорости ветра, возникающие у поверхности по контуру высотных зданий, или между зданиями также подчас имеют значительную величину и должны учитываться при проектировании.

В любом случае возможность численного моделирования воздействия ветра на высотные здания позволяет дать исчерпывающую информацию о ветровом давлении и скорости.

РАЗРАБОТКА МОДЕЛИ ГЕНЕТИЧЕСКОГО АЛГОРИТМА ДЛЯ ОПТИМИЗАЦИИ СТАЛЬНЫХ МНОГОЭТАЖНЫХ РАМ

В.Н. Алехин, А.Б. Ханина
Уральский государственный технический университет – УПИ имени Первого Президента России Б.Н. Ельцина, г. Екатеринбург, Россия

THE DEVELOPMENT OF THE GENETIC ALGORITHM MODEL FOR THE TASK OF OPTIMIZATION OF MULTI-STOREY FRAME

Abstract: This study presents the development and implementation of the genetic algorithm model for the task of optimization of multi-storey frame. The developed model demonstrates higher speed and stability of decisions searching in comparison with classical model of the genetic algorithm. The results of the frame optimization are presented.

Генетические алгоритмы (ГА) являются стохастическими методами поиска в многомерных пространствах, и их параметры влияют друг на друга сложным образом. При удачном выборе модели ГА его эффективность способна возрасти в несколько раз. Оптимизация модели приводит к повышению устойчивости и скорости поиска решений, что является весьма существенным фактором для применения ГА.

Скорость алгоритма оценивается временем достижения требуемого качества популяции или ее сходимостью. Устойчивость поиска оценивается способностью алгоритма от поколения к поколению улучшать качество популяции и степенью устойчивости алгоритма к попаданию в локальные экстремумы. Классической моделью ГА считается модель, предложенная Дж. Холландом (J. Holland) в его знаменитой работе «Адаптация в природных и искусственных средах» (1975). Данная модель предполагает фиксированные размер популяции и разрядность генов, пропорциональный отбор и случайный отбор особей для скрещивания. Кроссовер и мутация – одноточечные, следующее поколение формируется путем замены потомками мест своих родителей [1]. Классическая модель ГА хороша для понимания работы ГА, однако она не является наиболее эффективной.

В данной работе рассматривается модель ГА для оптимизации стальной многоэтажной рамы (рис.1). Постановка задачи оптимизации формулируется как определение проектных параметров $\{x_1 \ldots x_n\}$ элемента по критерию минимума объема конструкции при выполнении ограничений по прочности, жесткости, местной и общей устойчивости.

На первом этапе разработки модели был создан классический ГА. Проведены исследования взаимодействия генетических операторов, влияния параметров (размер популяции, используемые операторы, вероятности операторов и др.) на работу алгоритма, а также способ представления данных в хромосоме. На основании экспериментов предлагается следующая модель ГА для оптимизации стальной рамы: начальная популяция формируется случайным образом, размер популяции и разрядность генов являются фиксированными. Отбор предлагается выполнить элитарным, хотя в некоторых работах, например, в [2] его считают достаточно «слабым» с точки зрения поисковой эффективности, мотивируя это потенциальной опасностью преждевременной сходимости, в данной задаче это компенсируется генотипным аутбридингом выбора родительских пар. Такая комбинация оказалась наиболее эффективной. Метод формирования роди-

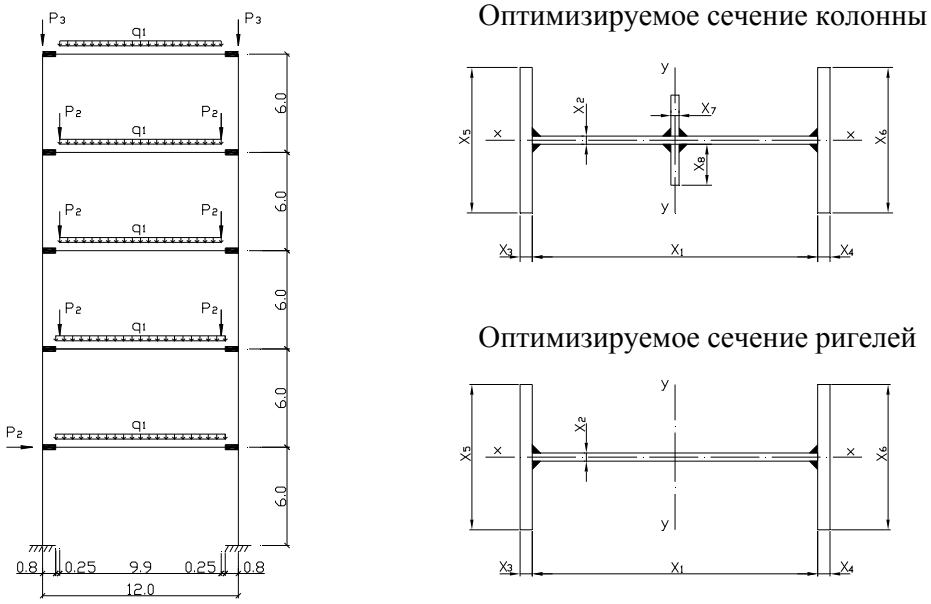


Рис.1. Оптимизируемая стальная рама

тельской пары, именуемый генотипным аутбридингом, построен на дальнем «родстве», т.е. расстоянии между членами популяции в смысле хэммингового расстояния (число различающихся в обоих векторах компонент) между хромосомными наборами особей. Аутбридинг, таким образом, формирует брачные пары из максимально далеких особей, он направлен на предупреждение сходимости алгоритма к уже найденным решениям, заставляя алгоритм просматривать новые, неисследованные области.

Оператор скрещивания особей (кроссовер) рекомендуется принимать одноточечным, либо двухточечным, а оператор мутации с низкой вероятностью мутации, порядка 3%. При этом весьма эффективным оказывается использование фиксированного числа пар для скрещивания, т.е. отказ от классической схемы, которая предполагает ограничение численности потомков путем использования так называемой вероятности кроссовера. При выборе типа кодирования предпочтение следует отдавать кодам Грея, либо кодированию с плавающей точкой. Бинарное кодирование добавляет дополнительные разрывы, что осложняет поиск.

Генетические алгоритмы предоставляют огромные материалы для исследований за счет большого числа модификаций и параметров. Зачастую небольшое изменение одного из них может привести к неожиданному улучшению результата. Разработка подходящей модели для оптимизации стальной многоэтажной рамы на основе ГА позволяет быстро и эффективно находить оптимальные, либо близкие к оптимальным решения. Для иллюстрации возможностей алгоритма приведен пример оптимизации элементов рамы (табл.2) по исходным данным, представленным в [3] (табл.1). Результат работы программы, реализующей ГА, может быть получен как с учетом дискретности сортамента, так и с учетом непрерывной постановки задачи. По сравнению с классической моделью, скорость предлагаемого алгоритма выше на 15%, а устойчивость поиска - на 10%.

Таблица 1

Исходные данные

Колонны						
№ стержня	Расчетные усилия			R, МПа	Расчетная длина	
	N,кН	Q, кН	M, кНм		l_x, м	l_y, м
1	-20481.8	-163.7	-1569.6	380.0	22,29	7,1
2	-17346.0	-219.1	-1022.3	290.0	17,89	6,6
3	-8776.5	-790.8	-2092.7	290.0	11,62	3,9
Ригели						
1	200	1000	3000	210	1,2	
2	250	2100	4500	290	0,6	
3	150	3300	8000	380	0,4	

Таблица 2

Результаты работы программы, реализующей генетический алгоритм

Значения проектных параметров колонн (с учетом дискретности сортамента)							
№ стержня	X_1, см	X_2, см	X_3= =X_4, см	X_5= =X_6, см	X_7, см	$2X_8$, см	Площадь сечения F, $см^2$
1	184,4	1,8	1,8	85,0	1,4	42,0	696,72
2	168,0	1,4	2,5	80,0	1,2	50,0	695,20
3	167,2	1,4	2,0	48,0	1,2	30,0	462,08
Значения проектных параметров ригелей (в непрерывной постановке)							
1	152,41540	1,13867	1,47002	44,10206	-	-	303,2132
2	142,8698	1,38489	1,71598	44,44637	-	-	350,3987
3	185,77020	1,85466	1,94939	30,00061	-	-	461,5067

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Holland J.H.** Adaptation in Natural and Artificial Systems. Ann Arbor: The University of Michigan Press, 1975, 228 pp.
2. **Mitchell M.** An introduction to Genetic Algorithm. MIT Press, 1999, 158 pp.
3. **Алехин В.Н.** Оптимальное проектирование стальных многоэтажных рам с учетом развития пластических деформаций в узлах. – Диссертация на соискание ученой степени канд. техн. наук. – Свердловск, 1981.

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ НЕСТАНДАРТНЫХ ПОДХОДОВ ПРИ СОЗДАНИИ РАСЧЕТНОЙ СХЕМЫ ВЫСОТНОГО ЗДАНИЯ МОСКОВСКОГО ДВОРЦА БРАКОСОЧЕТАНИЯ НА ТЕРРИТОРИИ МОСКВА-СИТИ

П.Д. Арленинов
Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона, г. Москва, Россия

Аннотация: В данной статье описываются примененные методики построения расчетной схемы при выполнении прочностного расчета высотной башни Московского дворца бракосочетания. Основная идея – это учет совместной работы железобетонных и металлических конструкций башни, а также учет неравномерности вертикальных деформаций, вызванных значительной высотой здания.

Abstract: This article describes the methodology used for constructing the design scheme in the of high-altitude tower of the Moscow Wedding Palace. The basic idea - this is the joint work of reinforced concrete and metal structures of a tower, and also the account of uneven of the vertical deformations caused in considerable height and weight the building.

В данной статье приводятся интересные особенности, выявленные при расчете высотной башни Московского Дворца Бракосочетания и венчающий ее металлической короны. Данный расчет не был единственным и совместно выполнялся со следующими организациями: RMJM Limited, ОАО ЭНПИ, ООО ГК ТЕХСТРОЙ.

Офисная башня по проекту имеет высоту 250 м и 47 этажей. Высота типового этажа – 4,3 м. Перекрытие каждого этажа повернуто относительно нижележащего на 30, таким образом, все здание имеет вытянутую винтообразную форму. Наверху башни установлено сооружение из металлических конструкций, напоминающее по очертаниям корону. Конструкция башни имеет следующие особенности. Внутренние колонны, ядро и балки перекрытий сохраняют свое направление на этажах, угловые колонны имеют наклон. Корона, начинающаяся на 45 уровне, предлагается архитекторами как поднимающийся художественный элемент наверху башни. В плане она имеет размеры, равные размерам башни 42х42 м. Высота короны в самой высокой точке порядка 60 м. Покрытие короны имеет криволинейное очертания, опирается на стены, наклонные фермы и на «кусты» колонн, расположенных на перекрытии в области центрального ядра. Винтовые колонны в уровне короны также железобетонные сечением 1500х1000 мм, но продолжаются они не до самого верха. Остальные же элементы короны металлические различных сечений, шарнирно связанные с винтовыми железобетонными колоннами и с перекрытиями здания.

В первоначальном варианте для уменьшения размеров здания планировалось создание расчетной схемы короны как отдельной конструкции, шарнирно закрепленной в местах опирания на железобетонные конструкции здания. По результатам расчета оказалось, что действующие нагрузки стремятся как бы сложить корону внутрь и сечений элементов, для восприятия возникших усилий оказалось достаточно.

Параллельно разрабатывался второй вариант расчетной схемы, учитывающий совместную работу железобетонных конструкций башни и стальных элементов короны. После выполнения расчетов результаты оказались диаметрально противоположными при сравнении с первым вариантом. В связи с нестандартной архитектурой здания Московского Дворца бракосочетания происходит закручи-

вание здания, а поскольку, угловые колонны короны являются продолжением здания офисной башни, то закручивание распространяется и на корону в том числе. Результатом всего вышеописанного являются стремление возникших усилий «разорвать» корону в стороны, а не «сложить» внутрь, как следовало из анализа первой расчетной схемы. В результате чего в контурной балке покрытия образовались значительные растягивающие усилия, для восприятия которых первоначально предложенных сечений элементов было недостаточно. По результатам расчета искомые сечения были скорректированы в большую сторону.

Второй интересной особенностью при создании расчетной схемы здания при расчете короны был учет неравномерности вертикальных деформаций частей башни. Суть в следующем. Корона опирается частично на центральное ядро здания, а частично на контурную балку. Центральное ядро, в связи со своей высокой жесткостью, (состоит из перекрестной системы лестнично-лифтовых стен толщиной от 600 до 800 мм) имеет меньшую вертикальную деформацию, чем винтовые и вертикальные колонны, расположенные ближе к краям башни. Разница в перемещениях между вертикальными конструкциями ядра и колоннами достигает на верхних этажах (как раз в месте опирания короны) порядка 10 см. Эта разница вызывает значительные усилия в элементах короны. Чтобы избежать этого и смоделировать совместную работу конструкции, более реально было принято решение при назначении коэффициентов сочетаний для собственного веса железобетона ввести коэффициент 0. Это дает возможность снизить разницу вертикальных перемещений для различных частей здания, негативно влияющую на корону, и соответственно, снизить максимальные усилия, возникающие в элементах короны. Также этот подход не противоречит здравому смыслу, поскольку к моменту начала возведения короны нагрузка от собственного веса железобетона здания уже будет приложена, соответствующие деформации уже произойдут. Описанные приемы позволили, на наш взгляд, наиболее точно смоделировать в расчетной схеме действительную работу сооружения и получить соответствующие усилия в элементах короны.

КОМПЛЕКСНЫЙ РАСЧЕТ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ АВК «ВНУКОВО-1»

Н.Н. Баглаев[1], Е.Г. Викторов[1], В.А. Семенов[1], О.П. Сизов[1], И.Л. Ружанский[2], Д.Л. Мосягин[2], В.А. Голованов[2]

[1] ООО «ТЕХСОФТ», г. Москва, Россия

[2] Центральный научно-исследовательский и проектный институт строительных металлоконструкций им. Н.П. Мельникова, г. Москва, Россия

COMPLEX ANALYSIS OF OSSATURE FOR MOSCOW AIRPORT BUILDING "VNUKOVO-1"

Abstract: Moscow airport building "VNUKOVO-1" of irregular curved shape in plan has the following basic dimension: about 600 m in length and from 70 m to 300 m by cross-section. Geometrically the roof is a complex system articulated from 7 different shells of positive, zero and negative Gaussian curvature. The roof construction is a two-chord grid shell with a triangular mesh with lengths of its sides from 7 to 8 meters. The report introduces the reader to construction and other project features of the given unique structure.

Здание аэровокзального комплекса "Внуково-1" в г.Москве имеет сложную криволинейную конфигурацию со следующими основными габаритами в плане: около 600 м в длину и от 70 до 300 м в поперечнике. Несущая конструкция покрытия состоит из 9-ти температурных блоков, разделенных между собой температурными швами. Геометрически покрытие представляет собой систему, сочлененную из 6-ти различных оболочек положительной, отрицательной и нулевой гауссовой кривизны. Оно состоит из продольной части, образованной вращением сложной кривой относительно оси, лежащей в плоскости симметрии и параллельной продольной оси сооружения, и цилиндрических частей с осями вращения, расположенными перпендикулярно плоскости симметрии сооружения. Конструкция покрытия представляет собой двухпоясную сетчатую оболочку с треугольной ячейкой на основе равнобедренного треугольника с длинами сторон в основном от 7 до 8,5 м. Каждая из этих сторон представляет собой плоскую сварную ферму заводского изготовления высотой 2,5 м из круглых труб. Вся конструкция покрытия опирается на железобетонные колонны, расположенные в основном по ортогональной сетке 25 х 20 м. Для выполнения расчетов на различных стадиях проектирования были построены специальные компьютерные модели сооружения на основе изогеометрического подхода. Расчетные схемы АВК представляли собой двухпоясные стержневые модели всех секций покрытия и оболочечно-стержневые модели железобетонных несущих конструкций.

Расчеты выполнялись для следующих нагрузок: постоянные, временные длительные и временные кратковременные (ветер, снег и температура). Для снеговых нагрузок рассматривалось до 12 вариантов их распределения по кровле. Расчетный температурный перепад был принят $\pm$50°C. Так как, температурные блоки имеют достаточно большие размеры, то расчетом были получены от температурных воздействий большие горизонтальные реакции (превышающие аналогичные реакции от вертикальных нагрузок более чем в три раза). Так как уменьшение размеров температурного блока было невозможно, то были внесены изменения в конструктивную и расчетные схемы сооружения. Одной из конструктивных особенностей, позволяющих снизить эти усилия и соответственно минимизировать расход металла, яв-

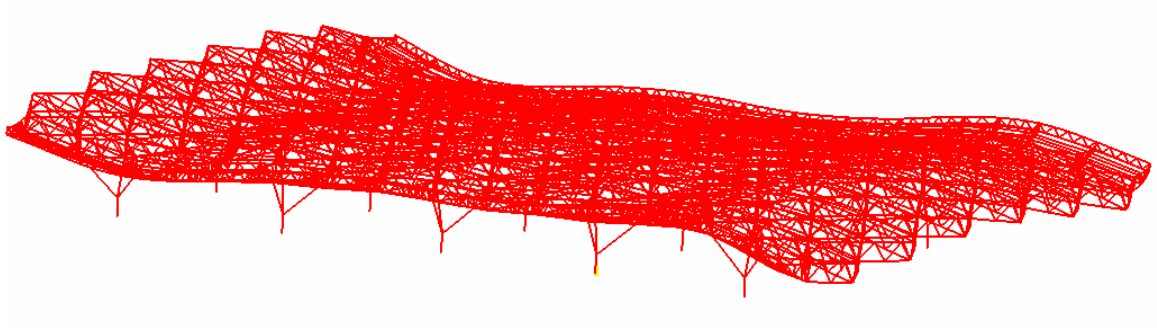


Рис. 1

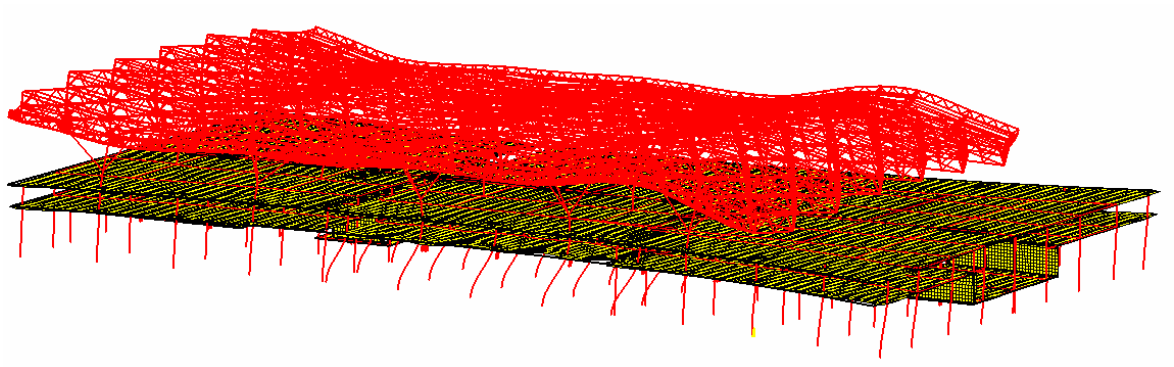


Рис. 2

ляется применение фрикционных соединений поясов и узловых деталей с овальными отверстиями. Тогда соединение работает упруго до тех пор, пока усилие в нем не достигнет критического значения, определяемого количеством болтов, коэффициентом трения и усилием натяжения болтов. Затем происходит проскальзывание в пределах овальности отверстий и усилие в поясе больше не растет до достижения края отверстий. Размеры этих отверстий и усилия затяжки высокопрочных болтов определялись по результатам конструктивно нелинейных расчетов. Располагая такие нелинейные связи в местах с минимальными усилиями от вертикальной нагрузки, удалось снизить горизонтальные реакции более чем в два раза. Параметры диаграмм работы узлов также определялись по результатам расчетов, связанных с оценкой чувствительности реакций по отношению к этим параметрам.

Моделирование сооружения и расчеты выполнялись при помощи ПК MicroFe и ПК NASTRAN. В ПК MicroFe для моделирования нелинейной работы связей использовались штатные возможности описания произвольных зависимостей типа $\Delta P/\Delta L$, а для ПК NASTRAN применялись специальные элементы с нелинейной упруго-пластической диаграммой материала σ/ε. Сопоставление результатов расчета по этим программам показало их хорошее соответствие.

Также были выполнены расчеты, связанные с анализом устойчивости сооружения и его элементов и анализом динамических характеристик. При этом также рассматривалось несколько расчетных схем – расчетные схемы соответствующие только конструкциям сетчатой оболочки и комплексные расчетные схемы, включающие в себя как конструкции оболочки, так и несущие железобетонные конструкции. Анализ результатов собственных колебаний полученных для различных расчетных схем показывает, что частота первой формы колебаний для расчетной схемы состоящей только из элементов оболочки для центральной (седловидной) части сооружения без учета снеговой нагрузки равна $f = 2{,}217 Гц$. Частоты аналогичной формы колебаний при учете различного расположе-

ния снеговой нагрузки меняются от ***1.724 Гц*** до ***1.943 Гц***. Частота первой формы колебаний для комплексной расчетной схемы для той же части сооружения при отсутствии снеговой нагрузки получена $f = 1{,}034 Гц$. Частоты собственных колебаний при учете различного расположения снеговой нагрузки меняются от ***0.9939 Гц*** до ***1.017 Гц***. На рис. 1, 2 приведены первые формы колебаний для этих расчетных схем.

ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ДИНАМИЧЕСКОГО НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ЗДАНИЙ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ С ЦЕЛЬЮ ОПТИМИЗАЦИИ ПАРАМЕТРОВ ДЕМПФИРУЮЩИХ УСТРОЙСТВ

В.В. Безделев
ОАО «Иркутский Промстройпроект», г. Иркутск, Россия

NUMERICAL SIMULATION OF BUILDING UNDER THE SEISMIC LOAD TO OPTIMIZE THE PARAMETERS OF DAMPING DEVICES

Abstract: The opportunity of increasing seismic stability of the buildings, which are being on the reconstruction, due to their joining to the newly erected adjacent buildings by means of special damping devices is considered. The numerical model of system is made and the study of its properties is executed. It is shown, that seismic load can be lowered on one point due to optimum selection of damping devices.

Одним из перспективных направлений повышения сейсмоустойчивости как новых, так и реконструируемых зданий является использование специальных устройств для демпфирования колебаний. В докладе приведены результаты проектирования систем сейсмозащиты двух типов, которые разработаны в ОАО «Иркутский Промстройпроект» и использованы при проектировании реальных объектов.

Идея первого типа сейсмозащиты заключается в соединении двух зданий в уровне покрытия при помощи демпфирующих устройств. Такой тип сейсмозащиты был реализован при реконструкции здания Иркутского аэровокзала. Существующее гибкое здание, имеющее период поперечных колебаний основного тона 1.33с, было соединено при помощи демпферов фирмы GERB с вновь возведенным пристроем, имеющим период аналогичных колебаний равный 0.37с. По этому же принципу был решен вопрос демпфирования продольных колебаний. Расчетное обоснование принятых решений выполнялось в соответствии со специальными техническими условиями, утвержденными в установленном порядке. Таким образом, удалось повысить сейсмостойкость существующего здания на один балл без осуществления дорогостоящих мероприятий по усилению несущих конструкций существующего здания. Подобным методом может осуществляться реконструкция зданий, дефицит сейсмостойкости которых возник после введения в 2000г. новых карт сейсмического районирования.

Идея второго типа сейсмозащиты заключается в устройстве первых одного или двух гибких этажей в многоэтажном здании. Эта идея не нова. Отрицательный опыт реализации этой идеи связан с неправильным выбором материала колонн первых этажей. Как показал анализ последствий сильных землетрясений, железобетонные колонны плохо воспринимают знакопеременные нагрузки. В этой связи предложено несколько конструктивных схем устройства гибких этажей с металлическими колоннами и ригелями. Как показали исследования, устройство демпфирующих элементов позволяет снизить величину сейсмического воздействия дополнительно на один балл. В целом же система сейсмоизоляции здания на основе двух гибких этажей с металлическим ригелем и с

демпферами позволяет снизить сейсмическую нагрузку в четыре раза.

Поскольку предложенные способы сейсмозащиты недостаточно исследованы, то расчетное обоснование выполнялось в несколько этапов.

На первом этапе исследовалась упрощенная модель с демпфером вязкого трения. Цель первого этапа – оценить резервы снижения сейсмического воздействия на несущие конструкции здания и найти оптимальное демпфирование. При минимальном числе степеней свободы удавалось построить аналитическое решение для исследования механических собственных свойств системы и построения её амплитудно-частотной характеристики. Далее выполнялся расчет по акселерограммам землетрясений для трех случаев демпфирования: нулевого, бесконечного и оптимального. В качестве расчетных акселерограмм были приняты цифровые записи восьми наиболее сильных землетрясений, произошедших в Байкальском регионе за период с 1999г. по 2005г., зарегистрированные инженерно-сейсмометрическими станциями Института земной коры ИНЦ СО РАН. В частности, в этот набор расчетных акселерограмм входила запись землетрясения, произошедшего в Южном Байкале 25 февраля 1999г. и ощущавшегося в Иркутске как 5-6 баллов. Все акселерограммы масштабировались по максимальному ускорению к уровню сейсмичности площадки строительства.

На втором этапе исследовалась та же упрощенная система, но соединенная демпфером фирмы GERB, расчетная схема которого представляется двумя цепями Максвелла с четырьмя параметрами, полученными путем обработки результатов динамических испытаний демпферов на программируемых вибростендах. Цель второго этапа – подобрать серию оптимальных демпферов.

На третьем этапе выполнялся поверочный расчет исходной конструкции по акселерограммам землетрясений для каждого демпфера из отобранной серии. Цель третьего этапа – окончательный выбор демпфера и определение расчетных усилий в элементах конструкции на основе моделирования пространственной работы всей системы.

Расчеты показали, что отобранные по приближенной методике демпферы также позволяют снизить амплитуду перемещений примерно в два раза, что соответствует снижению сейсмической нагрузки на один балл.

ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ В ЭКСПЕРТНЫХ ИССЛЕДОВАНИЯХ ПРИЧИН ОБРУШЕНИЯ И ЛОКАЛЬНОГО РАЗРУШЕНИЯ КОНСТРУКЦИЙ БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫХ ЗДАНИЙ

А.М. Белостоцкий
ЗАО НИЦ СтаДиО, г. Москва, Россия

COMPUTATIONAL MODELLING IN EXAMINATIONS OF COLLAPSE AND LOCAL DAMAGE OF BIG SPAN STRUCTURES

В рамках строительно-технических экспертиз выполнен анализ возможных причин локальных разрушений и обрушения конструкций покрытия большепролетных зданий спортивно-оздоровительного комплекса «Трансвааль-парк», Басманного рынка и производственного цеха, локального разрушения оси оттяжки крытого конькобежного центра «Крылатское».

1. Рассматриваются важные аспекты численного моделирования поведения систем «грунтовое основание – каркас – конструкции покрытия» и их критических узлов в различных постановках и с использованием различных ПС:
   - выработка гипотез и сценариев (механизмов) разрушения;
   - постановка задач численного моделирования поведения конструкций при проектных, фактических и «сценарных» нагрузках и воздействиях;
   - выбор ПС, в наибольшей степени отвечающих поставленным задачам численного моделирования;
   - задание и/или моделирование нагрузок и воздействий, формирование реалистичной «истории нагружения»;
   - построение и исследование адекватных математических моделей поведения пространственных конструкции покрытия при проектных, фактических и «сценарных» нагрузках и воздействиях, отвечающих значимым стадиям строительства, эксплуатации и разрушения;
   - численное исследование системы «грунтовое основание – каркас – конструкции покрытия»» при проектных, фактических и «сценарных» нагрузках и воздействиях;
   - моделирование НДС и прочности моделей наиболее напряженных и/или «нетрадиционно» конструктивно решенных узлов в трехмерной нелинейной постановке, анализ их возможного разрушения и влияния на работы сооружения в целом;
   - корректировка-калибровка математических моделей по данным «прицельно» инициированных натурных и лабораторных исследований;
   - составление экспертного заключения, аккумулирующего результаты исследований и дающего обоснованные ответы на поставленные вопросы.
2. Ответы на поставленные вопросы для каждого объекта экспертизы содержат, в частности:
   - наиболее вероятные причины и механизмы разрушения/обрушения,
   - на какой стадии или стадиях (предпроектные изыскания, проектирование, изготовление конструкций, строительство-монтаж, эксплуатация, реконструкция) допущены нарушения-отступления от действующих норма-

тивных требований, повлекшие разрушение-обрушение;

- «кто виноват?» и «что делать?».

Обобщая результаты экспертиз причин обрушения, можно отметить существенное и неочевидное влияние на поведение большепролетных зданий нетрадиционно решенных конструктивных схем, узлов и элементов, с должной полнотой не обоснованное расчетно/экспериментально на этапе проектирования и проявившееся на последующих этапах «жизненного цикла». Этот фактор усугубляется при установленных отступлениях от проекта при изготовлении, строительстве и эксплуатации.

Напротив, расчетно-экспериментальный анализ причин локального разрушения, не приведшего к прогрессирующему обрушению (ККЦ «Крылатское»), явно указывает на заводские дефекты разрушенной детали.

3. Выполненные экспертизы подтверждают и «нехитрые» рецепты обеспечения комплексной техногенной безопасности уникальных зданий и комплексов, среди которых:
   - разработка и совершенствование нормативно-методической базы, численных методов расчета, программно-алгоритмического обеспечения и систем мониторинга,
   - подготовка квалифицированных специалистов-расчетчиков, затрудненная сейчас общим снижением образовательного уровня, престижности и степени мотивации научно-технической деятельности;
   - регламентация деятельности надзорных органов, разумно минимизирующая их административное вмешательство.

НАУЧНО-ИННОВАЦИОННЫЙ ЦЕНТР КОМПЬЮТЕРНОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ МГСУ. СТАРТОВЫЕ УСЛОВИЯ И НАПРАВЛЕНИЯ РАЗВИТИЯ

***А.М. Белостоцкий*[1],**
***П.А. Акимов*[2], *Т.Б. Кайтуков*[2], *А.В. Коргин*[2], *В.Л. Мондрус*[2], *В.Н. Сидоров*[2]**
[1] ЗАО НИЦ СтаДиО, г. Москва, Россия; Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия
[2] Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия

MGSU SCIENTIFIC & INNOVATION CENTER OF COMPUTATIONAL MODELLING. STARTING POSITIONS AND DIRECTIONS OF ACTIVITY

В МГСУ формируется общеуниверситетский научно-инновационного центр компьютерного моделирования уникальных зданий, сооружений и комплексов (НИЦ КМ).

1. Основные «научно-инновационные» задачи НИЦ КМ закономерно совпадают с острыми наукоемкими проблемами математического моделирования поведения уникальных сооружений, высотных зданий и городских/промышленных конгломератов, озвученными, в частности, на Научном совете «ПС в строительстве…» РААСН и на Симпозиумах «Актуальные проблемы компьютерного моделирования…» (Н-Новгород, 2007; Пермь, 2008):
   1) взаимодействие зданий/сооружений с грунтовым основанием/массивом (СНиП'овские подходы, двух- и трехпараметрические модели, КЭ-модели упругого, упругопластического и нелинейного реологического основания,…);
   2) физическая, геометрическая и другие нелинейности (пластичность металла, ползучесть и трещинообразование железобетона, нелинейная реология грунта; большие перемещения, потеря устойчивости, закритическое поведение; контактные задачи – отрыв с трением; поэтапность возведения-монтажа,…);
   3) учет ветровой нагрузок (адекватный учет средней и пульсационной составляющей, численное моделирование ветровых потоков как разумная альтернатива/дополнение аэродинамической трубе, вихревые возбуждения,…);
   4) расчет на сейсмические воздействия (на спектры ускорений – варианты ЛСТ, на акселерограммы, неплатформенные схемы,…);
   5) 5). устойчивость против прогрессирующего обрушения (аналитическая методика «Рекомендаций…», упруго-вязко-пластические динамические расчеты с развитой геометрической нелинейностью,…)
   6) большая размерность/разнородность/ контрастность вычислительных задач (прямые и итерационные решатели, суперэлементые схемы, адаптивные схемы, распараллеливание вычислений…);
   7) расчетные сочетания усилий, нормативная оценка прочности, расчет арматуры для различных ж/б элементов, выход на проектирование;
   8) смежные объекты и задачи (в частности. трубопроводные системы, …, снеготложение и распространение вредных выбросов);
   9) прогнозные математические модели как «интеллектуальная» основа и в составе систем мониторинга.

2. НИЦ КМ уже в 2008 г. будет оснащен уникальным и «со вкусом» подобранным комплектом передового лицензионного программного обеспечения численного моделирования НДС и прочности:
   1) «тяжелый» универсальный коммерческий конечноэлементный «софт» (ANSYS Mechanical, MSC NASTRAN, ABAQUS, LS-DYNA);
   2) ПС, «заточенные» под строительные задачи (ЛИРА, SCAD, MicroFE, Stark, Robot Millennium, ANSYS/CivilFEM);
   3) исследовательская «некоммерческая» конечно-суперэлементная система (СТАДИО);
   4) моделирование грунтовых задач (PLAXIS);
   5) комплексный нормативный прочностной анализ трубопроводных систем (АСТРА-НОВА).

   Также поставляется система численного моделирования трехмерных задач гидрогазодинамики (CFD) – ANSYS/CFX.

   Перечисленные ПС заявлены в комплектации, отвечающей задачам НИЦ КМ МГСУ: «ограниченной» учебной (academical teaching) – класс на 25-50 мест; неограниченной исследовательской (academical research); полной «коммерческой».

   Передовой «софт» будет эксплуатироваться на передовом «харде» с кластерной организацией масштабируемой (наращиваемой) вычислительной мощности.
3. НИЦ КМ будет способствовать решению взаимосвязанных задач, дающих синергетический эффект:
   - обучение студентов профильных специальностей на ПС – мировых лидерах (academical teaching) и своевременное вовлечение их в исследовательскую работу;
   - диссертационные исследования аспирантов и докторантов, участие профессорско-преподавательского состава в НИР (academical research);
   - квалифицированное и оперативное выполнение наиболее сложных «коммерческих» наукоемких заказов по профилю центра.

НИЦ КМ сможет также обоснованно претендовать на роль экспертного центра при выполнении альтернативных расчетов, строительно-технических экспертиз и верификации ПС.

НЕКОТОРЫЕ АСПЕКТЫ ВЕРИФИКАЦИИ ПРОГРАММНЫХ СРЕДСТВ ЧИСЛЕННОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ И СООРУЖЕНИЙ

***А.М. Белостоцкий*[1], *С.И. Дубинский*[2]**

[1] ЗАО НИЦ СтаДиО, г. Москва, Россия; Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия

[2] ООО "ГК-Техстрой", г. Москва, Россия; Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия

PROGRAM PACKAGES OF COMPUTATIONAL MODELLING OF STRUCTURES AND BUILDINGS. SOME ASPECTS OF VERIFICATION PROCEDURE

Abstract: Some significant aspects of actual procedure of program packages verification (proposed by RAASN for civil engineering) are presented. As example ANSYS verification procedure is demonstrated.

На последнем заседании Научного совета РААСН утверждено «Положение о верификации программных средств, применяемых при определении напряженно-деформированного состояния, оценке прочности и деформативности конструкций и сооружений» – давно назревшая и внятная альтернатива существующей в строительстве процедуры сертификации, в разумно модифицированном виде заимствующая опыт аттестации ПС в атомной энергетике.

На примерах выполненной в НТЦ Госатомнадзора (Ростехнадзора) РФ верификации-экспертизы-аттестации ПС в докладе рассмотрены важные аспекты верификации и представления ее результатов в верификационном отчете, среди которых:

- типы конечных элементов (стержневые, плитно-оболочечные, трехмерные и их допустимые комбинации);
- численные методы и схемы решения результирующих систем алгебраических уравнений;
- температурные, статические и динамические задачи;
- линейные и нелинейные (физически, геометрически, структурно и генетически) задачи;
- вопросы точности, вычислительной устойчивости и размерности.

Этот опыт использован при вновь проведенной «строительной» верификации ПК ANSYS по правилам «Положения…», результаты которой также представлены в докладе.

С учетом сложившейся российской практики исследовательских и проектных расчетов предлагается расширить действие принятого «Положения…» на смежные объекты строительства (например, трубопроводные системы тепловых сетей, магистральных нефте- и газопроводов) и классы задач (в частности, ветровой аэродинамики).

КОНЕЧНОЭЛЕМЕНТНЫЙ АНАЛИЗ ДИНАМИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ. СРАВНЕНИЕ С ДАННЫМИ НАТУРНЫХ ИЗМЕРЕНИЙ

***А.М. Белостоцкий*[1], *Г.Э. Шаблинский*[2], *И.Ж. Мсхалая*[3], *О.А. Козырев*[2], *Д.А. Зубков*[2]**

[1] ЗАО НИЦ СтаДиО, г. Москва, Россия; Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия

[2] Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия

[3] ЗАО НИЦ СтаДиО, г. Москва

FE ANALYSIS OF DYNAMIC CHARACTERISTICS OF STRUCTURES AND BUILDINGS. COMPARISON WITH NATURE EXPERIMENTAL DATA

В ходе строительной экспертизы причин обрушения большепролетного здания Басманного рынка инициированы и проведены натурные и расчетные исследования динамических характеристик «объекта-аналога» – питьевой галереи г. Ессентуки. Рассматриваемое здание питьевой галереи – круглое в плане с радиусом ~30м и высотой ~10м, одноэтажное с цокольным этажом и антресолью. Конструкция здания – сборно-монолитная с системой колонн, ригелей, несущих стен, перекрытий, наружного и центрального опорных колец, с висячим вантовым покрытием.

Для определения динамических характеристик здания виброизмерительные приборы на нем размещались по апробированной представительной схеме: Записывались колебания здания, вызываемые общим вибрационным фоном (порывы ветра, движение транспорта) и специально создаваемыми импульсными воздействиями. При обработке записей выделялись собственные колебания здания. Для анализа форм колебаний велись синхронные записи одновременно в ряде точек. Анализ всех записей колебаний здания позволил определить частоты и формы его собственных колебаний, в частности: 1,6 – 1,8 Гц, соответствующая первой симметричной форме колебаний оболочки; частоте 2,7 Гц соответствуют изгибные деформации внешнего опорного кольца с двумя волнами в окружном направлении.

Расчеты собственных частот и форм колебаний выполнены для вариантов ненапряженных и напряженных (под действием веса плит и кровли) вант на 3-х подробных оболочечно-стержневых конечноэлементных моделях системы «колонны – антресоль – оболочка» здания галереи по ПК ANSYS: *модель 1* без учета жесткости стен под и над антресолью; *модель 2* с учетом жесткости стен под антресолью; *модель 3* с учетом жесткости стен под и над антресолью.

Предварительно решалась задача определения формы прогиба («цепной линии») вант. Кроме того, для вариантов напряженных вант – статическая геометрически нелинейная задача деформирования и напряжения конструкции под действием весовой нагрузки от плит и кровли.

В расчетах проявляется существенно более «богатый» (по сравнению с измеренным) спектр, за счет как форм поступательных и вращательного движений диска-оболочки на изгибаемых колоннах, так и многоволновых оболочечных форм колебаний. Последние, при числе волн по окружности $n>0$, обладают объяснимой кратностью 2 ($\sin n\varphi$, $\cos n\varphi$). Также теоретически осязаема выявленная

Расчетные собственные частоты (Гц) и формы колебаний

№	Модель 1		Модель 2		Модель 3	
	без натяж.	с натяж.	без натяж.	с натяж.	без натяж.	с натяж.
1	*0,9103(X)*	*0,9103 (X)*	*0,9830 (X)*	*0,9840 (X)*	*1,219 (2,1)*	*1,261 (2,1)*
2	*0,9103(Y)*	*0,9103 (Y)*	*0,9880 (Y)*	*0,9890 (Y)*	*1,220 (2,1)*	*1,262 (2,1)*
3	*1,159(Z)*	*1,159 (Z)*	*1,218 (2,1)*	*1,229 (Z)*	***1,436 (0,1)***	***1,915 (0,1)***
4	*1,259 (2,1)*	*1,298 (2,1)*	*1,218 (2,1)*	*1,258 (2,1)*	*1,543 (1,1)*	*1,956 (1,1)*
5	*1,259 (2,1)*	*1,298 (2,1)*	*1,228 (Z)*	*1,258 (2,1)*	*1,543 (1,1)*	*1,957 (1,1)*
6	***1,524 (0,1)***	***1,882 (0,1)***	***1,435 (0,1)***	***1,912 (0,1)***	*1,913 (3,1)*	*2,033 (3,1)*
7	*1,620 (1,1)*	*1,932 (1,1)*	*1,543 (1,1)*	*1,955 (1,1)*	*1,913 (3,1)*	*2,033 (3,1)*

Примечания:
(X) – сдвиг по X как “жесткого диска”, (Y) – то же по Y, (Z) – поворот оболочки вокруг Z
(*n m*) – (число волн по окружности, число волн по радиусу) для оболочечных форм
***x,xxx* (*0,1*)** – частота для первой осесимметричной формы, соответствующей измеренной (1,6-1,8) Гц.

зависимость частот оболочечных колебаний от натяжения вант: она тем слабее, чем больше в форме волн по окружности (см. соответствующую таблицу).

Наиболее близкие к измеренной натуре результаты получены для модели 3 в варианте естественного напряжения вант. Так, для этой модели, как и в «натуре», не проявились формы движения оболочки как «жесткого диска».

Сравнительный анализ результатов численного моделирования и натурных измерений собственных частот и форм колебаний здания питьевой галереи с вантовой оболочкой, а также производственного здания (Камская ГЭС) и конструкций гипермаркета (г. Волжский), позволяет судить как о возможности расчетно-теоретического приближения к “натуре”, так и о существенном влиянии ряда факторов, обычно не учитываемых в проектной практике (например, для слабых колебаний – жесткости номинально ненесущих конструкций).

О РАСПРЕДЕЛЕНИИ ЗАДАННОГО НАГРУЖЕНИЯ МЕЖДУ ПЛИТОЙ И СВАЯМИ В ПЛИТНО-СВАЙНОМ ФУНДАМЕНТЕ

А.С. Береснев[1], А.Ю. Большаков[1], Г.Н. Гусев[1], В.В. Коркодинов[2], Б.Н. Пименов[1]

[1] Пермский государственный технический университет, г. Пермь, Россия
[2] ЗАО «Пермпромпроект», г. Пермь, Россия

SET LOADINGS DISTRIBUTION BETWEEN A PLATE AND PILES IN THE PLATE-PILE FOUNDATION

Abstract: A large area plate-pile foundation is modeling by means of a two-layer composite plate on the elastic base. The correlation of the parts of the general loading on the base experienced by a plate and a pile field is obtained. The results of a settlings and stresses calculation in a foundation plate and piles for a high-rise building on a plate-pile foundation are compared with the results of a calculation in ANSYS.

Сплошные плитно-свайные фундаменты большой площади проектируются под высотные здания, возводимые на слабых грунтах. Оптимальность проекта такого фундамента существенно определяется достоверностью априорной оценки перераспределения общей нагрузки на фундамент между плитой и сваями.

Примем следующие допущения. Размеры в плане фундаментной плиты много (больший размер не менее, чем в 5 раз) больше длины свай. Стороны ячейки свайной сетки имеют длину не более 4 свайных диаметров.

Введем обозначения: D – цилиндрическая жесткость фундаментной плиты; G_o – модуль сдвига слоя основания прорезаемого сваями; l,d – длина и диаметр свай; C_1, C_2 – коэффициенты постели двухпараметрического основания для слоя, на который опираются сваи; $P_{пл}$ – часть полной нагрузки на фундамент, воспринимаемая плитой; $P_{св}$ – часть полной нагрузки на фундамент, приходящаяся на свайное поле.

При принятых допущениях и обозначениях получено следующее соотношение:

$$\frac{P_{пл}}{P_{св}} = \sqrt[4]{\frac{4D \cdot C_1}{(G_o \cdot l)^2}}.$$

При выводе приведенного соотношения рассматривался изгиб бесконечной двухслойной плиты под действием нагрузки, равномерно распределенной вдоль прямой. Верхний слой – железобетонная плита, работающая на изгиб; нижний слой – прошитый сваями слой основания, работающий на сдвиг.

Зная долю полной нагрузки, воспринимаемой фундаментной плитой, величины осадок фундамента можно определить, решая задачу об изгибе заданной железобетонной фундаментной плиты на упругом двухпараметрическом основании с характеристиками слоя грунта, на который опираются сваи, при этом учитывается и податливость самих свай. Затем по известным методикам рассчитываются нагрузки на сваи и уточняются геометрические размеры и армирование фундаментной плиты и свай.

Результаты расчетов осадок и усилий в фундаментной плите и сваях для высотного здания на плитно-свайном фундаменте, выполненных в программном комплексе ANSYS, сопоставляются с оценками, полученными при расчетах по предлагаемой модели в программном комплексе МОНОМАХ.

РАСЧЕТ ОСАДОК МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ НА ГИБКИХ ПЛИТНЫХ ФУНДАМЕНТАХ БОЛЬШОЙ ПЛОЩАДИ

А.С. Береснев[1], А.Ю. Большаков[1], Г.Н. Гусев[1], В.В. Коркодинов[2], Б.Н. Пименов[1]

[1] Пермский государственный технический университет, г. Пермь, Россия
[2] ЗАО «Пермпромпроект», г. Пермь, Россия

COMPUTATION OF SETTLINGS OF HIGH-RISE BUILDING ON A FLEXIBLE LARGE-AREA PLATE FOUNDATION

Abstract: This work discusses the problem of deformed soil layer thickness assigning in the FEM model (building – foundation – soil) in order to find the settlings of large-area plate foundations. It also contains the comparison of the settlement computation results for two foundation models: linearly deformed half-space and two-parameter elastic base.

Как известно, при использовании модели упругого полупространства, при фиксированном давлении на грунт теоретическая величина осадки в центре фундаментной плиты неограниченно возрастает при бесконечном увеличении площади подошвы. Однако, как показывают опыты в природных условиях, при однородных грунтах средней плотности для площадей, больших 50 м^2, осадки меньше теоретических. Причем расхождение экспериментальных и теоретических значений осадки в центре загружения увеличивается с ростом площади фундамента.

Из вышеизложенного следует, что при расчете многоэтажных зданий на плитном фундаменте большой площади, величины осадок значимо зависят от принимаемой в модели здание-фундамент-основание мощности деформируемого слоя грунта. Таким образом, кроме случая слоя грунта ограниченной мощности на несжимаемом скальном основании, проблема определения расчетной толщины сжимаемого слоя основания фундаментной плиты большой площади нетривиальна.

С другой стороны, для расчета гибких фундаментных плит на трехмерном упругом основании применяется метод Пастернака – Власова двухпараметрического упругого основания, в котором отсутствует отмеченный выше эффект влияния площади загружения. Осадки в центральной области фундаментной плиты достаточно большой площади можно оценить по известному решению задачи об изгибе бесконечной пластинки на упругом основании, несущей равноотстоящие и равные нагрузки.

Подобно тому, как это делается в методе эквивалентного слоя грунта, расчетную толщину сжимаемого слоя основания в модели системы здание-фундамент-основание определим по результатам пробных расчетов из условия равенства осадки под колонной в центре фундамента, полученной при моделировании основания линейно деформируемой средой, и осадки в том же месте, полученной на основе теории плиты на двухпараметрическом упругом основании.

Рассматривается методика определения коэффициентов постели двухпараметрического основания по результатам стандартных испытаний грунтов основания. Анализируются результаты расчетов осадок проектируемых высотных зданий по упругой модели здание-фундамент-основание, выполненные в программном комплексе ANSYS.

МАТРИЧНЫЙ РАСЧЕТ ВИСЯЧИХ СТЕРЖНЕВЫХ ПОКРЫТИЙ В ГЕОМЕТРИЧЕСКИ И ФИЗИЧЕСКИ НЕЛИНЕЙНОЙ ПОСТАНОВКЕ

А.М. Болдырев, А.А. Свентиков
Воронежский государственный архитектурно-строительный университет, г. Воронеж, Россия

Аннотация: Рассматривается матричный расчет в конечно-элементной постановке висячих стержневых систем с учетом геометрической и физической нелинейности. Контроль развития пластических деформаций осуществлялся по параметру мера пластичности. Для апробации предложенного алгоритма были выполнены тестовые расчеты двух висячих систем: висячая однопролетная конструкция с вертикальными подвесками и с треугольной решеткой.

MATRIX CALCULATION HANDIG PIVOT COVER IN GEOMETRICAL ANDPHYSICAL NONLINE FORMULATION

Abstract: Matrix calculation in certainly - element statement of trailing rod systems is considered(examined) in view of geometrical and physical nonlinearity. The control of development of plastic deformations was carried out on parameter a measure of plasticity. For approbation of the offered algorithm test calculations of two trailing systems were executed: a trailing one-flying design with vertical suspension brackets and with a triangular lattice.

Как известно одним из важных факторов оказывающих существенное влияние на напряженно-деформированное состояние (НДС) строительных конструкций является возникновение в них пластических деформаций. При изучении висячих систем задача осложняется тем, что в данных конструкциях кроме физической нелинейности необходимо учитывать и геометрическую нелинейность.

Зависимость между напряжениями и деформациями в материале висячих конструкций записывается в виде кусочно-линейной функции с упрочнением.

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \cdot (1 - \alpha_\varepsilon), \qquad (1)$$

при $\varepsilon \le \varepsilon_t \quad \alpha_\varepsilon = 1$; при $\varepsilon > \varepsilon_t \quad 0 \le \alpha_\varepsilon < 1$

где E, σ, ε - модуль упругости, напряжение и относительное удлинение материала гибкой нити; α_ε - коэффициент физической нелинейности (отношение секущего модуля упругости к начальному).

Учитывая, что гибкие стержни всегда находятся в условиях центрального растяжения, продольные усилия в упруго-пластичной нити будут определяться следующей системой уравнений:

1) Зона «А» - зона конструктивной нелинейности

$$\Delta \le 0; \quad H = 0. \qquad (2)$$

2) Зона «Б» - зона упругих деформаций

$$0 < \Delta \le \Delta_t; \quad H = \frac{E \cdot A}{l} \cdot \Delta, \qquad (3)$$

где Δ_t - перемещения концевых закреплений соответствующие достижению напряжений в материале расчетному сопротивлению по пределу текучести.

3) Зона «В» - зона пластичных деформаций

$$\Delta_t < \Delta \le \Delta_u; \quad H = \frac{E \cdot A}{l} \cdot \Delta \cdot (1 - \alpha_\varepsilon), \qquad (4)$$

где Δ_u - перемещения концевых закреплений соответствующие достижению напряжений в

материале расчетному сопротивлению по временному сопротивлению.
4) Зона «Г» - зона разрушения

$$\Delta_u < \Delta; \quad H = 0. \qquad (5)$$

Матричный нелинейный расчет висячих конструкций выполняется в конечно-элементной постановке с использованием метода упругих решений в форме модифицированных дополнительных нагрузок.
При выполнении расчета степень развития пластических деформаций группы элементов оценивалось мерой пластичности

$$C_0 = \left(\sum_{i=1}^{m} \alpha_{\varepsilon i} \right) / m$$

а уровень возникающих напряжений – показателем

$$K_t = \left(\sum_{i=1}^{m} \frac{H_i}{A \cdot R_t} \right) / m \, .$$

Для апробации предложенного алгоритма были выполнены тестовые расчеты двух висячих конструкций. Для сравнения с линейным расчетом изучалась висячая конструкция с вертикальными подвесками, а для сравнения с конструктивно-нелинейным расчетом (с учетом выключаемости «сжатых» гибких элементов из работы конструкции) – висячая система с треугольной решеткой.
Анализ данных расчетов по предложенной методике показал, что в изучаемых системах при достижении прогибов балок значений около 1/300 ÷ 1/240 пролета возникает так называемый пластический шарнир висячей комбинированной конструкции: наблюдается очень резкое возрастание перемещений («течение») в балке жесткости.
В целом расчет висячих систем с учетом развития пластических деформаций выявляет следующее увеличение прогибов: в конструкциях с вертикальными подвесками по сравнению с линейным расчетом - порядка 20% до возникновения пластического шарнира в балке жесткости (при прогибах до 1/250 ÷ 1/200 L), в конструкциях с треугольной решеткой по сравнению с конструктивно нелинейным расчетом – свыше 40% до первого переформировании рабочей схемы (при прогибах до 1/400 ÷ 1/300 L). Таким образом, полученные результаты подтверждают необходимость учета данного фактора при изучении НДС в висячих конструкциях, особенно в системах с треугольной решеткой.

МОДЕЛИРОВАНИЕ ИНЕРЦИОННЫХ ПРОЦЕССОВ В СИСТЕМАХ ТЕПЛО-ХОЛОДОСНАБЖЕНИЯ

А.И. Бурков, А.В. Гришкова, В.М. Кротов
Пермский государственный технический университет, г. Пермь, Россия

MODELING OF INERTIAL PROCESSES IN HEAT AND COOLING SUPPLY SYSTEMS

Abstract: Iterative method application at modeling of processes in heat and cooling supply systems. Described the basic principles and methods of modeling. Given examples of real-world problem solution with help of offering models.

Потребление теплоты и в особенности холода, бывает прерывистым. В то же время, любая физическая система обладает определенной инерцией, то есть необходимо затратить определенное количество времени и энергии, перед тем как она войдет в стабильный режим работы. Моделирование процессов, происходящих в это время, является сложной задачей и требует учета многих факторов. Процессы происходящие, в системах тепла и холодоснабжения имеют одну основу и описываются подобными уравнениями. Таким образом, моделирование процессов происходящие в: контуре системы отопления, во внешнем контуре системы теплового насоса или в системах холодоснабжения систем кондиционирования, возможно осуществлять по одним и тем же принципам.

Рассмотрим построение модели на системе чиллер-фанкойл. На изменение температуры хладоносителя, помимо нагрева в фанкойле, оказывают влияние следующие факторы: поступление теплоты из окружающей среды, потери холода на охлаждение стенок трубопровода, арматуры и насосов. Поскольку в результате потерь холода температура хладоносителя изменяется по длине трубопровода, то и тепловой поток изменяет свою величину. Поэтому учесть потери холода в окружающую среду, по формуле (1) невозможно:

$$Q=k\cdot F\cdot(tn-tw); \qquad (1)$$

Это проблему можно решить, найдя изменение температуры теплоносителя из решения системы дифференциальных уравнений:

$$\begin{cases} dQ = k\cdot\pi\cdot d\cdot(tn-tw)\cdot dl \\ dQ = c\cdot G\cdot dtw \end{cases} \qquad (2)$$

Однако, нахождение потерь холода с помощью этой системы уравнений подразумевает следующие допущения:

1. коэффициент теплопередачи считается постоянным;
2. тепловой поток идущий через стенку считается стационарным, т.е. не учитывается тепловая инерция стенки трубопровода;

Первое допущение в некоторых случаях может быть правомерно, но присутствие второго допущения не позволяет решит поставленные задачи в полном объеме. Поэтому для моделирования работы системы применяется итерационный метод. Моделирование производится в программной среде “Borland Delphi 7.0”. Суть метода заключается в том, что трубопровод разбивается на участки малой длины рис. 1., вычисления параметров которых ведутся по простым уравнениям. Т.е. рассматривается квазистационарная постановка задачи. Так, для каждого участка, по известным температурам хладоносителя в начале участка и температурам стенки в данный момент, определяется температура хладоносителя в конце участка и температура

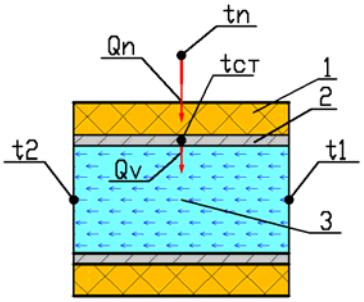


Рис.1. Участок трубопровода 1 – изоляция; 2 – стенка трубопровода; 3 – поток хладоносителя;



Рис.2. Изменение во времени температуры в баке аккумуляторе

стенки в последующий момент. Для участка трубопровода уравнения в программе записываются следующим образом:

$$\begin{aligned} &Qn:=kn*Fn1*(tn1-tct[i,j])*dTay;\\ &Qv:=kv*Fv1*(tct[i,j]-t1[i,j])*dTay;\\ &tct[i,j+1]:=tct[i,j]-(Qv-Qn)/(mct*Cct);\\ &t2[i,j]:=t1[i,j]+Qv/(mu1*c);\\ &t1[i+1,j+1]:=t2[i,j]; \end{aligned} \quad (3)$$

Для бака аккумулятор, мест слияния потоков, потребителя холода записываются свои уравнения. На рис. 2. приведены результаты расчета температуры бака аккумулятора в упрощенной системе кондиционирования.

С помощью предлагаемых моделей возможно решение следующих задач:

1. Определение требуемого времени для выхода системы в рабочий режим;
2. Определение потерь тепла (холода) связанных с инерцией системы и потерями в окружающую среду;
3. Определение времени, при котором возможна работа на аккумулированном тепле (холоде) без включения источника тепла (холода);
4. Определение объема бака аккумулятора для работы системы требуемое время без включения источника тепла или холода (обратная предыдущей задаче);
5. Определение теплового съема из окружающего пространства, при моделирование работы внешнего контура теплонасосной установки.

ЧИСЛЕННОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЁННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ СТАЛЬНЫХ РАМ ПЕРЕМЕННОГО ДВУТАВРОВОГО СЕЧЕНИЯ

А.В. Валов
Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет,
г. Нижний Новгород, Россия

RESEARCH OF UNIT STRESS AND SUSTAINABILITY OF STEEL FRAME BY A NUMERICAL METHOD

Abstract: In the article are analyzed the results of investigation of steel frame with the account continuous variable double – T cross-section of the rod and different construction features, nonlinear effects of deformed geometry of the structure and plastical strain. The engineering technique of design of steel frames is developed and checked up.

В настоящее время ведущим направлением эффективного металлостроительства является применение лёгких металлических конструкций (ЛМК) в зданиях различного назначения. Одним из основных факторов снижения себестоимости строительства является снижение материалоёмкости несущих конструкций здания. Широкое внедрение современных компьютерных технологий и численных методов расчёта (МКЭ) позволяет не только снижать материалоёмкость конструкций, повышая качество расчётов, но и выполнять уточнённые расчёты новых конструктивных форм. Очевидно, одной из главных и наиболее важных задач в широком внедрении в практику проектирования ЛМК является развитие существующих инженерных методов расчёта конструкций.

В настоящей статье приведены основные результаты исследования влияния конструктивных факторов и прочности стали на расход материала в стальных несимметричных поперечных рамах пролётом 42 м; представлена новая инженерная методика расчёта рам со стержнями двутаврового непрерывного переменного сечения, работающих в условиях сжатия с изгибом, основные результаты апробации методики.

Основные расчётные предпосылки: расчётные комплексы MSC.Nastran и SCAD Office; пространственные пластинчатые физически и геометрически нелинейные КЭ – модели (КЭМ) рам; смежные раме конструкции моделируются соответствующими ограничениями перемещений узлов КЭ, приложением узловых и элементных нагрузок. Основой оценки изменения параметров I группы предельных состояний (ПС) является анализ скорости изменения реакций системы (функции перемещений узлов КЭ) относительно долевых приращений расчётного сочетания нагрузок (РСН).

Основные результаты исследования:

1) рассмотрены 16 вариантов рам с разными конструктивными факторами: рамы с гладкой стенкой; с различными вариантами рёбер жёсткости и связей из плоскости рамы. Установлены 6 конкурирующих между собой вариантов конструктивных факторов, применение которых позволяет достичь расхода стали на конструкции (поперечные рамы, конструктивные факторы, прогоны и стеновые ригеля) 42,8 кг/м^2 или 5,4 кг/м^3 при учёте снеговой нагрузки на всё покрытие здания. Резерв материала, выявленный относительно расчётов аналогичных рам по СНиП II-23-81* достигает 59%. Наиболее выгодный конструктивный фактор по расходу стали - полные поперечные рёбра жёсткости с

шагом 3 м;

2) основным ПС рассматриваемых рам является потеря общей и местной устойчивости стержней, образующих раму. Поэтому изменение прочности сталей незначительно изменяет суммарный расход материала на раму. Так увеличение прочности стали на 27% уменьшает её расход до 5,2%. При этом повышается стоимость материалов до 9,2%, но повышается величина предельно допустимого РСН для всей рамы до 23,3%;
3) разработана новая инженерная методика расчёта рам, в основу которой положен метод ПС по СНиП II-23-81* для расчёта несущей способности сжато – изогнутых стержней от различных комбинаций усилий и форм деформированного состояния стержней. Предметом разработки новой инженерной методики являлось определение параметров взаимосвязи пространственных нелинейных КЭМ с их стержневыми аналогами. По результатам расчётов 18 пространственных пластинчатых нелинейных КЭМ рам определено, какие нагрузки являются предельными для соответствующих стержней при рациональном распределении материала. Затем, используя статический линейный метод расчёта рам, определено, какое НДС линейного расчёта соответствует предельно допустимой жёсткости нелинейной модели рамы. На основе данных расчётов разработаны относительные параметры, характеризующие несущую способность, напряженное и деформированное состояние стержней для упрощённых КЭМ по инженерной методике. На данном этапе развития методики аппроксимация параметров в формулы не выполнялась, параметры записаны в табличном виде;
4) выполнена апробация полученных параметров на примере подбора поперечных сечений стержней рам с пролётами 30 м, 36 м и 48 м при произвольно принятом РСН (эталоном является НДС стержней рамы пролётом 42 м при различных РСН (варианты шага рам или снегового района). Проверка точности расчётов по инженерной методике выполнена расчётами соответствующих пространственных пластинчатых нелинейных КЭМ рам;
5) разработанная инженерная методика расчёта рам с переменным сечением двутавровых стержней обеспечивает по сравнению со СНиП II-23-81* экономию стали на раму на 20%÷33%, а в отдельных поясах стержней до 60% (при учёте в методике дифференцированных резервов безопасности). Данная методика позволяет повысить качество распределения материала по сечениям стержней и соответственно повысить надёжность рамных конструкций.

МЕТОДИЧЕСКОЕ ОБЕСПЕЧЕНИЕ ПРОГРАММЫ ПЕРЕПОДГОТОВКИ СПЕЦИАЛИСТОВ «ВЫЧИСЛИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА КОНСТРУКЦИЙ»

Е.Г. Викторов, С.Ф. Кузнецов, В.А. Семенов, В.П. Чирков
Московский энергетический институт (технический университет), г. Москва, Россия
ООО «ТЕХСОФТ», г. Москва, Россия

METHODICAL SUPPLYING OF PROFESSIONAL DEVELOPMENT BY THE ADVANCED PROGRAM “COMPUTATIONAL MECHANICS OF STRUCTURES”

Abstract: Methodical supplying of professional development of specialists in area of structural design is discussed.

Центр подготовки и переподготовки специалистов «Надежность конструкций» МЭИ(ТУ) в сотрудничестве с ООО «ТЕХСОФТ» с 2005 г. проводит курсы повышения квалификации для специалистов, использующих конечно-элементные программные комплексы в области расчетов конструкций: инженеров-конструкторов, проектировщиков, экспертов и научных работников. Методическое содержание и организационные основы программы повышения квалификации «Применение метода конечных элементов для прочностных расчетов и обеспечения надежности конструкций» были доложены на Симпозиуме «Актуальные проблемы компьютерного моделирования конструкций и сооружений» (Н. Новгород, май 2007 г.). Проведено 18 циклов обучения (на июнь 2008 г.), которое прошли около 200 специалистов более 90 проектно-конструкторских, научно-исследовательских и образовательных организаций России, а также Беларуси, Германии и Украины. Качество программы повышения квалификации характеризует тот факт, что целый ряд проектно-конструкторских организаций гражданского строительства и нефтегазового комплекса в постоянно течение 3-х лет включают ее в планы переподготовки специалистов.

В 2007-2008 учебном году наметились существенное изменение контингента слушателей при оценке по опыту практической работы. За этот период более 60% слушателей – молодые специалисты со стажем работы до 5 лет. Результаты анкетирования слушателей показывают, что большая их часть (70%) считает свою подготовку, полученную в вузах по стандартным программам обучения, недостаточной по отношению к сложности задач, возникающих в современной расчетной практике, включая проблемы, связанные с применением конечно-элементных программных комплексов. До 30% слушателей – молодых специалистов выражают заинтересованность в прохождении полноценной переподготовки в области современных методов расчета конструкций.

ЦПП «Надежность конструкций» МЭИ(ТУ) в сотрудничестве с ООО «ТЕХСОФТ» в 2008 г. открывает в рамках базового направления образования МЭИ(ТУ) «Прикладная механика» программу переподготовки специалистов «Вычислительная механика конструкций». Продолжительность обучения – 500 уч. час. (1 учебный год). Форма обучения – очная, без отрыва от производства. Документом, удостоверяющим прохождение переподготовки, является диплом государственного образца.

Учебный план переподготовки разработан на основе опыта проведения курсов краткосрочного повышения квалификации и ставит

основной целью углубленное изучение механических моделей, применяемых при расчетах конструкций, математических формулировок возникающих при этом задач, проблем применения метода конечных элементов для математического моделирования механического состояния конструкций, а также освоение техники проведения расчетов с использованием конечно-элементных программных комплексов.

План переподготовки состоит из базовой (фундаментальной) и специальной частей. Базовая часть (300 уч. час.) включает курсы основ механики стержневых систем, теорий упругости, пластин (плит) и оболочек, прикладных теорий механических колебаний и устойчивости конструкций. Основное внимание при изложении этих курсов уделяется механическому содержанию задач, вопросам корректности их математической постановки, применению метода конечных элементов для решения. Аналитические методы, составляющие основу классических курсов данного цикла, привлекаются только, если это необходимо для правильного понимания существующих проблем. В базовую часть программы для ознакомления с методологическими принципами обеспечения надежности на стадии проектирования включен также курс основ теории надежности строительных конструкций.

Специальная часть (200 уч. час.) содержит следующие основные разделы: принципы и инструментарий конечно-элементного моделирования конструкций зданий и сооружений, практические методы расчета конструкций на динамические воздействия, расчеты с учетом свойств оснований, расчеты с учетом физической и геометрической нелинейности модели, расчеты на устойчивость, конструктивные расчеты железобетонных и стальных элементов.

Учебная программа реализуется в форме лекций со слайд-поддержкой и практических занятий в компьютерном классе на базе программного комплекса MicroFE. Соотношение теоретических и практических занятий для базовой части курса – 2:1, для специальной – 1:2. Планируется выполнение слушателями в процессе обучения двух курсовых и выпускной дипломной работы.

МЕХАНИКА ЗАКРИТИЧЕСКОГО ДЕФОРМИРОВАНИЯ И ВОПРОСЫ ПРОЧНОСТНОГО АНАЛИЗА

В.Э. Вильдеман
Пермский государственный технический университет, г. Пермь, Россия

MECHANICS OF POST-CRITICAL DEFORMATION AND PROBLEMS OF STRENGTH ANALYSIS

Abstract: The statements of mechanics of stable post-critical deformation and failure in damaged solids with weakening zones and items of formulation and substantiation of appropriate boundary value problems are analysed. Problems of complex advanced strength analysis including load-bearing structure safety estimation based on the analysis of factors that influence the character of processes of initiation and evolution of defects are considered.

Исследования фундаментальных проблем прочности материалов и конструкций не только не теряют своей актуальности, но и требуют выработки новой современной методологии, развития и использования нелинейных моделей механики сплошных сред, совершенствования соответствующих инженерных методик. Некоторые новые принципы и концепций обеспечения безопасности механических систем связаны с изучением закритической стадии деформирования [1]. Многочисленные экспериментальные исследования механического поведения металлов, композиционных материалов, горных пород, как и многих строительных материалов, показали, что формирование условий потери несущей способности происходит на закритической стадии деформирования, когда сопротивление разрушению зависит от жесткости нагружающей системы. При этом диаграмма деформирования не обрывается в своей наивысшей точке, а имеет ниспадающую ветвь. Каждая точка на ниспадающей ветви может соответствовать моменту потери несущей способности в зависимости от условий нагружения, определяющих устойчивость процесса закритического деформирования, связанного, как правило, с равновесным накоплением повреждений в среде. В месте с тем, в ряде работ обоснована осуществимость состояний материала, соответствующих ниспадающей ветви диаграммы деформирования, и показано, что реализация закритической стадии деформирования приводит к обнаружению резервов несущей способности.

Прочностные расчеты в большинстве случаев не могут ограничиваться определением напряженно-деформированного состояния и последующей критериальной оценкой состояния материала в «опасной точке». Вопросы анализа безопасности несущих объектов требуют описания процессов накопления повреждений, микро- и макроразрушения, разработки системы оценок по целому комплексу показателей, важность которых определяется назначением, условиями работы конструкций, инженерной практикой, многими другими факторами [2, 3]. Корректная оценка по каждому из показателей связана с решением совершенно определенных краевых задач механики деформируемого твердого тела.

Рассматриваются новые математические модели неупругого поведения, включая разупрочнение, и разрушения структурно-неоднородных материалов с учетом процессов накопления повреждений, деформационной анизотропии, структурного разрушения. Рассматриваются вопросы моделирования процессов накопления повреждений на закритической стадии деформирования, прогнозирования условий макроразрушения, элементы математической теории процессов

закритической деформации. Учет свойств нагружающих систем в рамках постановок краевых задач механики неупругого деформирования и разрушения осуществляется с использованием граничных условий третьего рода.

С целью дополнения инженерных представлений механики закритического деформирования в связи с вопросами использования деформационных резервов, повышения несущей способности и живучести конструкций рассмотрены аналитические решения задач для стержневых систем и осесимметричных тел. Продемонстрированы стабилизирующая роль нагружающих систем при их достаточной жесткости и возможность реализации резервов несущей способности деформируемых систем за счет создания условий устойчивого деформационного разупрочнения.

На основе численного решения краевых задач с учетом формирования и развития дефектов иллюстрируются уточненная оценка запаса прочности и надежности, анализ живучести, резервов несущей способности и деформационных ресурсов, оценка возможностей управления процессами разрушения. Показано, что создание условий устойчивого деформационного разупрочнения материала в зонах повреждений способствует реализации резервов несущей способности, повышению живучести и безопасности деформируемых систем.

Работа выполняется при финансовой поддержке Российского фонда фундаментальных исследований по гранту РФФИ 08-08-00702.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Вильдеман В.Э., Соколкин Ю.В., Ташкинов А.А.** Механика неупругого деформирования и разрушения композиционных материалов. - М.: Наука, 1998. - 288 с.
2. **Вильдеман В.Э.** Вопросы методологии прочностного анализа // Вестник УГТУ-УПИ. - 2004. - №15 (45). - С. 205-208.
3. **Вильдеман В.Э., Кашеварова Г.Г.** Вопросы оценки безопасности поврежденных строительных конструкций // Вестник УГТУ-УПИ. - 2005. - №14(66). - С. 64-69.

КОНЕЧНО-ЭЛЕМЕНТНЫЙ АНАЛИЗ НАПРЯЖЕНИЙ ПРИ ПОЛЗУЧЕСТИ

П.П. Гайджуров
Южно-Российский Государственный Технический Университет
(Новочеркасский Политехнический Институт), г. Новочеркасск, Россия

FINITE ELEMENTS ANALYSIS OF STRESSES AT CREEP

Abstract: The finite elements algorithm and program of account of stresses is designed at creep.

Получены соотношения для матриц жесткости трехмерных конечных элементов, инвариантные по отношению к глобальному базису и учитывающие в процессе сложного деформирования смещения “как жесткое целое” и “ложный” сдвиг.

Разработан и апробирован на модельных задачах конечно-элементный шаговый алгоритм решения задач упруговязкопластичности с учетом переменного квазистатического нагружения. Результирующая система уравнений МКЭ формируется на базе физической зависимости в приращениях:

$$\{\Delta\sigma\} = \left[\, [D_0(\varepsilon_0)](1-R_0) + [D_1(\gamma_u)](1-R_c) \,\right] \cdot \cdot \{\Delta\varepsilon\},$$

где $\{\Delta\sigma\}$, $\{\Delta\varepsilon\}$ – векторы приращений напряжений деформаций, обусловленных внешними квазистатическими воздействиями; $[D_0(\varepsilon_0)]$, $[D_1(\gamma_u)]$ – “секущие” матрицы объемной и сдвиговой деформации, зависящие соответственно от объемной деформации ε_0 и интенсивности деформации сдвига γ_u; R_0 и R_c – ядра объемной и сдвиговой релаксации.

В частности для моделирования бетона используются следующие ядра сдвиговой релаксации:

– “стареющий” бетон (упруго ползучее тело)

$$R_c(t,\tau_0) = -\frac{A_1[1-e^{-\gamma(t-\tau)}]}{\tau^2} - \left(C_0 + \frac{A_1}{\tau}\right)\gamma e^{-\gamma(t-\tau)};$$

– “старый” бетон

$$R_c(t-\tau) = C_0\,\gamma\, e^{-\gamma(1+C_0)(t-\tau)},$$

где C_o, A_1, γ – опытные константы материала.

Возможно также использование обычного экспоненциального ядра ползучести материала в виде

$$R(t) = A\, e^{-\beta t}\, t^{\alpha-1},$$

где A, β – параметры ядра.

На языке Фортран 90 написан код вычислительного ядра конечно-элементного комплекса POLYGON, предназначенного для решения научно-исследовательских и промышленных задач механики деформируемого тела.

ОСОБЕННОСТИ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ПЛИТНЫХ ФУНДАМЕНТОВ СО СВАЙНЫМИ ОСНОВАНИЯМИ

Р.Е. Гейзен, Л.М. Тимофеева, Д.Д. Тимофеев
Пермский государственный технический университет, г. Пермь, Россия

В настоящей работе проведен анализ НДС плитного фундамента каркасного здания, опирающегося на свайные кусты из коротких забивных свай, основанием которых служат трещиноватые сильновыветрелые коренные породы и продукты их выветривания.

Современные проектные решения крупных торгово-развлекательных комплексов предусматривают единые плитные фундаменты под всё сооружение с усилением в местах расположения колонн. В случае слабых оснований применяют комбинированные свайно-плитные фундаменты (КСП) с заделкой голов свай в плите либо с шарнирным опиранием плиты на сваи. При этом считается, что на сваи передаются только вертикальные нагрузки, а горизонтальные усилия и изгибающие моменты воспринимаются плитой. Такое допущение является приемлемым, если под подошвой свай залегают однородные малосжимаемые и прочные породы и сваи работают как сваи-стойки. При этом отклонения их осей от проектного положения при забивке или изготовлении не превышают нормативных значений. Однако в случае неоднородного основания, сложенного сильносжимаемыми слабыми грунтами, подстилаемых сильно трещиноватыми и выветриваемыми породами, взаимодействие плитных фундаментов со свайными кустами и основанием в значительной степени зависит от типа заделки свай в ростверке, технологических отклонений свай от проектного положения при их забивке и особенностей характера перераспределения плитой нагрузок на сваи. Рассмотрена конструкция фундамента в виде составной трёхслойной конструкции, включающей плиту-подколонник, плиту ростверка, лежащую на сваях, и свайное основание из забивных свай с окружающим их грунтом. Плиты в горизонтальной плоскости разделены слоем гидроизоляции. Плита пола свободно опирается на одиночные сваи с прямоугольными оголовками и омоноличена с плитами-оголовками, образуя единую плиту с переменным сечением. Конструкция свайного фундамента выполнена без заделки свай в ростверк, т.е. по схеме свободного опирания, и представляет собой по сути плиту-прокладку между подколонником и сваями, так как по их контакту не могут передаваться горизонтальные силы и моменты. В том, что касается изгибающих моментов, передающихся плитой-подколонником на плиту прокладку, то они должны трансформироваться в вертикальные нагрузки на головы свай.

На основе проведенного анализа была предпринята попытка расчёта составного фундамента на свайном основании при следующих допущениях. Каркасно-плитная конструкция здания является системой с внутренне поглощаемым распором. Изолированный фундамент работает только на действие осевой силы и изгибающего момента. Связи между сваями и ростверком – шарнирно неподвижные; связи по контакту подошвы свай с основанием – шарнирно подвижные. Рассматривались два варианта свай: 1) свободно стоящих в интервале между крайними связями (околосвайный грунт не учитывается); 2) взаимодействующих с окружающим грунтом.

В первом случае моделировались условия расположения свай в окружении слабого, сильносжимаемого грунта, коэффициент постели которого принимался равным нулю. Во втором случае на сваи налагались дополнительные упруго-податливые связи с воз-

растающим по глубине коэффициентом постели. Было установлено следующее.

1. Схемы фундамента со сваями, неподкреплёнными окружающим грунтом, являются мгновенно-изменяемыми, что практически означает большую податливость фундамента. Теоретически сколь угодно малые горизонтальные воздействия, которые могут возникать при слегка наклонном положении свай, могут вызывать значительные перемещения свай, которые можно идентифицировать с потерей устойчивости положения свай.
2. В случае подкрепления свай пружинами, моделирующими окружающий грунт, отмечены:
   - наличие изгибных деформаций плиты;
   - появление взаимных угловых смещений смежных плоскостей (контакта) плиты ростверка и головы сваи;
   - ненулевые реакции в горизонтальных пружинах.

Эти результаты позволили сделать следующие выводы:

- система «сваи - нижняя плита» является распорной, т.е. чисто вертикальные нагрузки способны вызвать горизонтальные реакции;
- при значительных давлениях на сваю может проявиться, так называемая, статическая нелинейность. Сущность её состоит в том, что в результате взаимного углового смещения передача вертикального давления по оси сваи смещается на ось, проходящую через точку поперечного сечения на боковой грани сваи и ее острие. Соответственно этому возникают дополнительные горизонтальная сила и момент, приложенные в уровне головы «незаделанной» сваи. При этом возрастают горизонтальные перемещения сваи.

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ПРОГРАММНОГО СРЕДСТВА «ANSYS» В АВТОМАТИЗИРОВАННОЙ СИСТЕМЕ МОНИТОРИНГА МЕХАНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Л.А. Голотина, Р.В. Цветков, И.Н. Шардаков
Институт механики сплошных сред - Уральское отделение - Российская Академия наук,
г. Пермь, Россия

Обеспечение прочности, надежности и долговечности строительных сооружений является одним из важнейших направлений механики деформируемого твердого тела. Совокупность факторов современной экономики стимулирует высотное и плотное строительство, использование широкой номенклатуры материалов и различных технологий в строительстве, освоение территорий со сложными геологическими и техническими условиями. Эти факторы, потенциально увеличивая риски возникновения аварийных ситуаций, требуют использования современных достижений механики при проектировании и эксплуатации строительных сооружений. Важнейшая роль в оценке прочности и надежности строительных конструкций принадлежит математическому моделированию. Необходимо отметить, что за несколько десятилетий методы расчета конструкций получили значительное развитие как за счет новых идей и методов вычислительной математики и механики, так и за счет гигантских возможностей вычислительной техники.

Несмотря на возможности современных вычислительных методов, математическое моделирование не в состоянии в полной мере ответить на вопрос о прочностном состоянии инженерного сооружения в текущий момент времени. Для ответа на этот вопрос необходима дополнительная экспериментальная информация, которая может быть получена с систем, обеспечивающих on-line режим наблюдения механического состояния объекта.

В последние годы с появлением технологий, позволяющих автоматически собирать и передавать данные, появилась возможность создания автоматизированных систем мониторинга строительных сооружений. Эти системы включают совокупность датчиков, измеряющих деформационные характеристики, и систем сбора и передачи информации. Идеология системы мониторинга должна включать процедуру выбора контролируемых параметров напряженного состояния сооружений и схему расположения соответствующих датчиков на конкретном объекте. Дальнейшее развитие автоматических систем мониторинга связано с расширением их интеллектуальных возможностей. Важно не только собирать данные с датчиков, но и правильно трактовать их, получать общепринятые характеристики, позволяющие оценивать текущее состояние и прогнозировать прочность, надежность и долговечность контролируемого объекта.

Роль программного средства ANSYS в этой идеологии мониторинга неоценимо важна на этапах:

- выбора измеряемых параметров деформационного поведения объекта;
- выбора схемы расположения первичных датчиков, обеспечивающей наибольшую информативность мониторинговой системы;
- анализа текущего состояния объекта и прогноза его деформационного поведения.

Наиболее оптимальным представляется вариант интегрирования программного средства ANSYS в мониторинговый режим системы.

В настоящей работе рассматривается автоматизированная система мониторинга механического состояния строительных соору-

жений. В данной системе реализован ряд новых положений, которые позволяют наделять ее интеллектуальными признаками. Она обеспечивает выполнение следующих функций:

- измерение параметров, характеризующих деформированное состояние объекта от воздействия статических и динамических внешних воздействий;
- сбор и передачу измеренных параметров на центральный сервер;
- математическую обработку собранных параметров;
- расчет напряженно-деформированного состояния объекта с использованием собранной и обработанной информации;
- оценку текущего состояния объекта и прогнозирования его прочности, надежности и долговечности на основе полученных результатов математического моделирования и результатов наблюдений;
- формирование сигналов об изменении технического состояния объекта.

Программный комплекс ANSYS, включенный в систему мониторинга, осуществляет математическое моделирование с использованием полученных результатов измерений и прогнозирование механического поведения наблюдаемого объекта. Процесс моделирования начинается с построения геометрического образа объекта (система грунт– фундамент– здание) и его конечно-элементного налога. Затем с использованием разработанной программы в автоматическом режиме на основе обработки результатов измерений задаются наблюдаемые граничные и начальные условия для решения задачи расчета напряженно-деформированного состояния на основе программы ANSYS.

Полученные результаты расчетов обобщаются по заданным критериям и выдаются пользователю в виде информации о текущем состоянии здания и прогнозе его механического поведения. Процесс моделирования осуществляется в автоматическом режиме через временные интервалы, определяемые пользователем системы.

Работа выполнена при финансовой поддержке РФФИ (гранты № 06-08-00696-а. 07-01-97621-р_офи, 07-01-97622-р_офи).

ПРОБЛЕМЫ ПОСТРОЕНИЯ РАСЧЕТНОЙ МОДЕЛИ КАРКАСНО-МОНОЛИТНОГО ЗДАНИЯ В ПРОГРАММЕ «SCAD»

Н.З. Готман, М.З. Каюмов, Р.Н. Магзумов

БашНИИстрой, научно-исследовательский, проектно-конструкторский и производственный институт строительного комплекса РБ, ГУП, г. Уфа, Россия

В настоящее время при расчетах монолитных железобетонных зданий широкое распространение получили программные комплексы на основе метода конечных элементов. Главной проблемой при использовании этих комплексов является создание модели, наиболее точно отражающей реальную работу конструкций.

В данном докладе на примере многофункционального торгового комплекса «Мегамаг» в г.Уфа были рассмотрены некоторые проблемы, возникшие при моделировании здания. В качестве несущей конструкции здания выступает монолитный железобетонный каркас. Здание имеет 5 температурных блоков. Фундамент запроектирован свайным кустовым. Перекрытия представляют собой монолитную железобетонную плиту толщиной 200 мм с ребрами жесткости в одном направлении. Высота ребер 450 мм, при ширине 600-800 мм, что продиктовано объемно-планировочным решением. Расчет проводился в программе «SCAD».

Существует несколько вариантов моделирования монолитного ребристого перекрытия (А.С. Городецкий, «Расчет и проектирование конструкций высотный зданий из монолитного железобетона»):

1. ребро жесткости задается стержнем, центр тяжести стержня совпадает с центром тяжести плиты (оболочки);
2. ребро жесткости задается стержнем, центр тяжести стержня смещен (с использованием жестких вставок) относительно центра тяжести плиты таким образом, что верхняя грань балки совпадает с поверхностью плиты (оболочки).
3. ребро жесткости задается конечными элементами «оболочка».

Различные варианты моделирования монолитной балочной плиты были подробно исследованы Л. Скоруком и опубликованы в журнале CADmaster. При этом наиболее верной моделью, отражающей реальную работу конструкции плиты, оказалась вторая модель. Но этот вариант оказался близок для балочного перекрытия с соотношением ширины балки к ее высоте 0,4…0,5. В данном случае высота ребра жесткости меньше её ширины и сопоставима с толщиной плиты. Поэтому, для выбора варианта моделирования перекрытия, был произведен расчет стержня таврового сечения в программе «Арбат» программного комплекса SCAD Office, т.к. расчет балки без учета работы плиты был бы некорректным. Результаты расчета в «Арбате» оказались близки к результатам, полученным в SCADe для первого варианта. Расчет по второму варианту показал завышенное армирование ребра жесткости, по третьему варианту – заниженное по сравнению с поверочным.

В процессе моделирования здания также возник вопрос обеспечения пространственной жесткости одного из температурных блоков из-за невозможности установки монолитных стен по архитектурно-планировочному решению. Наиболее оптимальным решением было использование крестообразных колонн. В нормативной литературе расчет колонн такого сечения не рассматривается. Поэтому был использован следующий метод упрощенного расчета. Колонны задавались универсальным стержнем, способ задания жесткости – «произвольное

сечение» с жесткостными характеристиками, полученными в программе «Консул» программного комплекса SCAD Office. Постпроцессор армирования SCADa не может подбирать армирование стержня произвольного сечения. Поэтому подбор арматуры производился в «Арбате». Полученные в SCADe сочетания усилий раскладывались по осям X и Y. Крестообразное сечение разбивалось на два прямоугольных, и арматура подбиралась отдельно для каждого прямоугольного сечения на те усилия, которые приходились вдоль длинной стороны прямоугольного сечения.

Расчет по данному методу, конечно, ведет к перерасходу арматуры, но оправдывается упрощением расчета и, как следствие, уменьшению затраченного времени.

СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ РАСЧЕТНЫХ СХЕМ И РЕЗУЛЬТАТОВ РАСЧЕТА ПРОСТРАНСТВЕННОЙ РАМЫ КАРКАСА ЗДАНИЯ ПРИ ИСПОЛЬЗОВАНИИ РАЗНЫХ ПРОГРАММНЫХ КОМПЛЕКСОВ «МОНОМАХ» И «SCAD OFFICE»

Я.И. Грибанов
ООО НПФ «Надежность», г. Пермь, Россия

THE COMPARATIVE ANALYSIS OF PROGRAM COMPLEXES "MONOMAKH" AND "SCAD OFFICE"

Abstract: The report consists of the comparative analysis of program complexes "Monomakh" and «SCAD Office» on an example of calculation of a spatial frame of a skeleton of an is administrative-public building in of Perm on Okulov's street, 4.

Доклад состоит из сравнительного анализа программных комплексов «Мономах» и «SCAD Office» на примере расчета пространственной рамы каркаса административно-общественного здания в г. Перми по ул. Окулова, 4.

Рассмотрены основные особенности задания расчетной схемы:

- ввод и копирование этажей;
- назначение материалов различным типам конструкций;
- назначение модели грунта (в ПК «Мономах Грунт»)

Рассмотрены основные особенности приложения нагрузок:

- ввод ветровой нагрузки;
- назначение РСУ;
- назначение коэффициентов для получения расчетных нагрузок (в ПК «Мономах Компоновка»);

Рассмотрены основные возможности экспорта результатов:

- способы экспорта графических результатов расчета в графические редакторы и текстовые редакторы (MS Word, Open Office и др.);
- генерация пояснительной записки с последующим экспортом в текстовые редакторы;
- результаты армирования;
- результаты расчета фундаментов (в ПК «Мономах»);
- возможности экспорта результатов расчетов из основных расчетных комплексов;
- возможности экспорта расчетной схемы в CAD системы;
- возможности по определению объемов и стоимости материалов (в ПК «Мономах»)

Рассмотрены основные возможности визуализации:

- просмотр приложения нагрузок на различные типы конечных элементов (фрагментирование);
- просмотр деформированной схемы от различных типов нагрузок.

КОНЕЧНО-ЭЛЕМЕНТНОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ДЛИТЕЛЬНЫХ ПРОЦЕССОВ В СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЯХ МОСТОВ

Р.Н. Гузеев
ЗАО «Институт Гипростроймост-Санкт-Петербург», г. Санкт-Петербург, Россия

FINITE ELEMENT MODELING OF LONG TIME BEHAVIOR OF COMPOSITE GIRDER BRIDGES

Abstract: Effect of creep and shrinkage is significant for the structures, especially for the composite girder bridges. Creep is described by means of the linear theory and creep coefficient. Shrinkage is obeyed to well-known time dependent laws. Creep and shrinkage take into account simultaneously. Algorithm is based on FEM and «Initial strain method». Influence of long time processes in concrete on the stress-strain state is shown on the example of composite girder superstructure of the metro trestle. The results of study were used in the bridge design.

Неупругие свойства железобетона, такие как усадка и ползучесть, значительно влияют на напряженно деформированное состояние строительных конструкций. Пренебрежение явлениями, происходящими в железобетоне во времени, приводит к недооценке, как напряжений, так и деформаций. К наиболее чувствительным конструкциям, с точки зрения влияния длительных процессов в бетоне, можно отнести сталежелезобетонные разрезные и неразрезные пролетные строения мостов, экстрадозные и вантовые мосты со сталежелезобетонной балкой жесткости и железобетонным пилоном.

Приближенные методики расчетов конструкций по СНиП основаны на использовании эффективного редуцированного модуля упругости E_{ef}. При этом следует помнить, что применение эффективного модуля упругости бетона для учета усадки и ползучести дает небольшие погрешности только для статически определимых конструкций. В случае статически неопределимых конструкций реологические процессы в бетоне значительно влияют на перераспределение внутренних силовых факторов. Так учет ползучести в сталежелезобетонных пролетных строениях мостов по приближенной методики не выявляет отрицательных изгибающих моментов над опорами вызванных длительными процессами [1]. Известно, что многие сталежелезобетонные пролетные строения имеют отрицательный строительный подъем не только из-за ошибок сборки, но и из-за недооценки усадки и ползучести железобетонной плиты проезжей части при назначении величины строительного подъема.

Ползучесть описывается средствами линейной теории. Характеристика ползучести принимается по [2, 3], а так же по формуле Дишингера [1]. Деформации первичной (свободной) усадки подчиняется законам, описанным в [2,3]. Ползучесть и усадка учитываются совместно. В зоне отрицательных моментов бетонная часть сечения выключается из работы. Площадь продольной арматуры берется удвоенной для учета не треснувшего бетона между трещинами. Деформациями ползучести и усадки в зонах растянутого (треснувшего) бетона пренебрегаем. Данная модель использует только известные константы [2, 3] и не требует дополнительных данных.

Процедурную основу алгоритма расчета конструкции на воздействие ползучести и усадки составляет МКЭ в сочетании с «методом начальных деформаций» [4]. Данные алгоритмы учета длительных процессов в

бетоне реализованы в программном комплексе «УПРОС», разработанном автором, и в промышленном программном комплексе «MIDAS Civil».

Влияние реологических процессов на напряженно-деформированное состояние рассмотрено на примерах сталежелезобетонных пролетных строений эстакады легкого метро. Приведены результаты расчетов с учетом усадки и ползучести для разрезного пролетного строения длиной 45м, и неразрезного двухпролетного пролетного строения по схеме 2х45м

Описанные выше методики расчета с учетом усадки и ползучести были использованы при проектировании сталежелезобетонных пролетных строений мостов в ЗАО «Гипростроймост-Санкт-Петербург».

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Стрелецкий Н.Н.** Сталежелезобетонные пролетные строения мостов. 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Транспорт, 1981 – 360 с.
2. EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings.
3. Рекомендации по учету ползучести и усадки бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций./ НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1988.-120с.
4. **Зенкевич О.** Метод конечных элементов в технике. – М.: Мир, 1975. – 541с.

ОПТИМАЛЬНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ОГРАНИЧЕНИЯХ ПО ПРОЧНОСТИ И УСТОЙЧИВОСТИ

Т.Л. Дмитриева
Иркутский государственный технический университет, г. Иркутск, Россия

OPTIMAL DESIGNING OF STEEL CONSTRUCTIONS ELEMENTS WITH RESTRICTIONS ON STRENGTH AND STABILITY

Abstract: The results of the decision of the optimal design problem for steel constructions with restrictions on strength and stability have been presented. The decision is received on base nonlinear programming algorithm, using modified Lagrange functions.

Задача оптимального проектирования элементов стальных конструкций сформулирована в виде задачи нелинейного математического программирования: минимизируется площадь поперечного сечения элемента, варьируются параметры этого сечения. Предполагается возможность дискретного и непрерывного изменения каждого варьируемого параметра. Функции ограничений представляют собой конструктивные ограничения, ограничения по прочности и устойчивости. Для решения этой задачи предлагается поисковый алгоритм, основанный на двух модифицированных функциях Лагранжа.

Особенность задачи заключается в том, что функции ограничений могут иметь достаточно сложный вид на интервале изменения варьируемых параметров (отсутствие гладкости и унимодальности, функции могут иметь разрывы). Это накладывает дополнительные требования к разработке поискового алгоритма. Надёжная работа алгоритма обеспечивается использованием методов условной и безусловной минимизации различных классов. Алгоритм автоматизирован. В процессе решения задачи оптимального проектирования производится самонастройка на тот или иной поисковый метод оптимизации в зависимости от типа минимизируемой функции на конкретном этапе поиска. Использование прямых методов поиска позволяет работать с функциями сложного очертания, когда вычисление производных затруднительно (или не возможно). Градиентные методы дают высокую скорость сходимости и позволяют получать решения высокой точности. Было отслежено влияние назначаемых параметров методов на их сходимость. Таким образом, эффективность алгоритма заключается в его надёжности, широкой области сходимости и требуемой точности вычислений.

Работа алгоритма иллюстрируется примерами оптимального проектирования реальных стальных конструкций – балок, центрально и внецентренно сжатых колонн, ферм. Все ограничения, используемые в задаче, назначаются в соответствии со СНиП II-23-81* «*Стальные конструкции*». Для того чтобы исследовать характер функций ограничений по прочности и устойчивости, были построены графики этих функций по каждому варьируемому параметру.

Результаты, полученные при решении прикладных задач, показали устойчивую работу алгоритма.

МЕТОДИКА ОПТИМИЗАЦИИ СТЕРЖНЕВЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ПОДВЕРЖЕННЫХ ДЕЙСТВИЮ ИМПУЛЬСНЫХ НАГРУЗОК

Т.Л. Дмитриева[1], В.В. Безделев[2]
[1] Иркутский государственный технический университет, г. Иркутск, Россия
[2] ОАО «Иркутский Промстройпроект», г. Иркутск, Россия

OPTIMIZATION METHODS FOR FRAMED STRUCTURES UNDER IMPULSE LOAD

Abstract: A design optimization methods for framed structures under impulse loads have been developed. The methods are based on the finite element method and the nonlinear programming methods. Have been presented two methods of the analysis of sensitivity: a method of the direct differentiation and method of conjugate variables. Applied tasks of optimization of beams under impulse loads.

Задача оптимального проектирования стрежневых систем, подверженных динамическим воздействиям, может быть сформулирована в форме задачи нелинейного математического программирования. Роль целевой функции при этом могут играть как параметры самой конструкции (вес, объём), так и динамические параметры системы: перемещения, скорости, ускорения и т.д. Ограничения могут накладываться на частоты собственных колебаний, динамические напряжения, перемещения. Рассматривается малый промежуток времени, ограниченный пределами от 0 до τ. Варьируются геометрические и физические параметры системы. Целевая функция и ограничения связаны с варьируемыми параметрами через параметры состояния, которые могут представлять собой динамическими перемещениями, скоростями, ускорениями, напряжениями и т.д. в узловых точках системы. Динамические реакции системы определяется решением дифференциальных уравнений МКЭ в линейной постановке с учётом демпфирования.

Для того чтобы задача была решена методами нелинейного математического программирования (НМП), необходимо получить явную зависимость функций ограничений от варьируемых параметров. Эта проблема решается путём построения приближённой задачи. При этом необходимо учесть, что скорость сходимости задачи существенно зависит от нелинейности ограничительных функций, которая обусловлена двумя различными факторами. Во-первых, параметры состояния имеют довольно сложную зависимость от варьируемых параметров. Во-вторых, сами ограничения, как правило, нелинейно связаны с параметрами состояния. В этом случае аппроксимация параметров состояния даёт более качественные приближения, чем аппроксимация функций ограничений, поскольку в последних сохраняются нелинейности второго типа. Это позволяет использовать полученные аппроксимации на более широкой области пространства варьируемых параметров, что в конечном итоге увеличивает скорость сходимости алгоритма оптимизации. В данной методике использованы аппроксимации первого порядка, выполненные путём разложения аппроксимируемых функций в ряд Тейлора.

Далее для решения стандартной задачи НМП, необходимо исключить зависимость функций ограничений и целевой функции от времени. Для этого рассматриваются только те моменты времени, при которых ограничения достигают своих экстремальных значений. Таких моментов может быть много, если рассматриваемый промежуток времени

достаточно велик. Однако, учитывая, что амплитуда колебаний за счёт демпфирования уменьшается, можно ограничиться рассмотрением первых 8-10 таких моментов времени для каждого ограничения.

Коэффициенты аппроксимации вычисляются на основе методов анализа чувствительности. Представлено два метода анализа чувствительности: метод прямого дифференцирования и дифференцирование через сопряженные переменные.

Трудоемкость прямого метода пропорциональна числу варьируемых параметров. Между тем, в задачах оптимизации конструкций число активных ограничений значительно меньше числа варьируемых параметров. Это обусловлено нелинейностью целевой и ограничительных функций, а также выходом некоторых варьируемых параметров на границу параметрических ограничений. Тогда, при стабилизации числа активных ограничений более эффективным становится метод сопряженных переменных, где задача решается в редуцированном пространстве активных ограничений.

Рассмотрено вычисление производных параметров состояния по варьируемым параметрам для трёх случаев: когда параметры состояния являются функциями перемещений, скоростей и ускорений.

В качестве иллюстрации предложенной методики рассматриваются примеры оптимизации невесомой консольной балки прямоугольного сечения, на конце которой сосредоточена масса. На балку действует импульс, который сообщает ей начальную скорость. В качестве варьируемых параметров используются высота и ширина сечения. Минимизируется объем балки. Ограничения накладываются на максимальное значение нормального напряжения, возникающего в балке, а также на перемещение массы. Показано, что если при решении оптимизационной задачи мы используем линейные аппроксимации, то за параметры состояния целесообразно принимать близкие к линейным функции, входящие в ограничения. В большинстве случаев этого можно добиться соответствуют выбором варьируемых параметров. Если же параметры состояния существенно нелинейны, то более качественными будут квадратичные аппроксимации.

ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ВЕТРОВЫХ ВОЗДЕЙСТВИЙ НА КОМПЛЕКС «ФЕДЕРАЦИЯ» «МОСКВА-СИТИ»

С.И. Дубинский
ООО "ГК-Техстрой", г. Москва, Россия;
Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия

NUMERICAL SIMULATION OF WIND LOADS ON TALL BUILDINGS AT "MOSCOW-CITY"

Abstract: Wind loading of several buildings at district "Moscow - City" are analyzed using package ANSYS CFX 11.0. The several test tasks and developed database with fields of pressure of typical designs is described.

Анализируются ветровые режимы района "Москва-Сити". Рассмотрены особенности расчетов ветрового нагружения высотных зданий в отечественных и зарубежных нормативных документах. Рассмотрены достоинства и недостатки натурных испытаний в аэродинамических трубах.

Предлагается более широко применять численное моделирование при оценке ветровых аэродинамических нагрузок на строительные конструкции. Описана структура и возможности программного комплекса ANSYS CFX 11.0 применительно к расчету ветровых воздействий и к связанным аэроупругим расчетам напряженно-деформированного состояния конструкции.

Результаты расчета для тестовых задач (цилиндр, прямоугольные призмы с различным соотношением сторон и высотами и др.) сравниваются с экспериментальными данными. Комментируется выбор оптимальных моделей турбулентности для данного класса задач. Описана разработанная автором методика оценки пульсационной составляющей давлений по результатам стационарного расчета. В нестационарной двумерной постановке оцениваются числа Струхаля, средние и пульсационные составляющие аэродинамических коэффициентов для квадратных и прямоугольных профилей, в том числе при наличии угловых скруглений и вырезов.

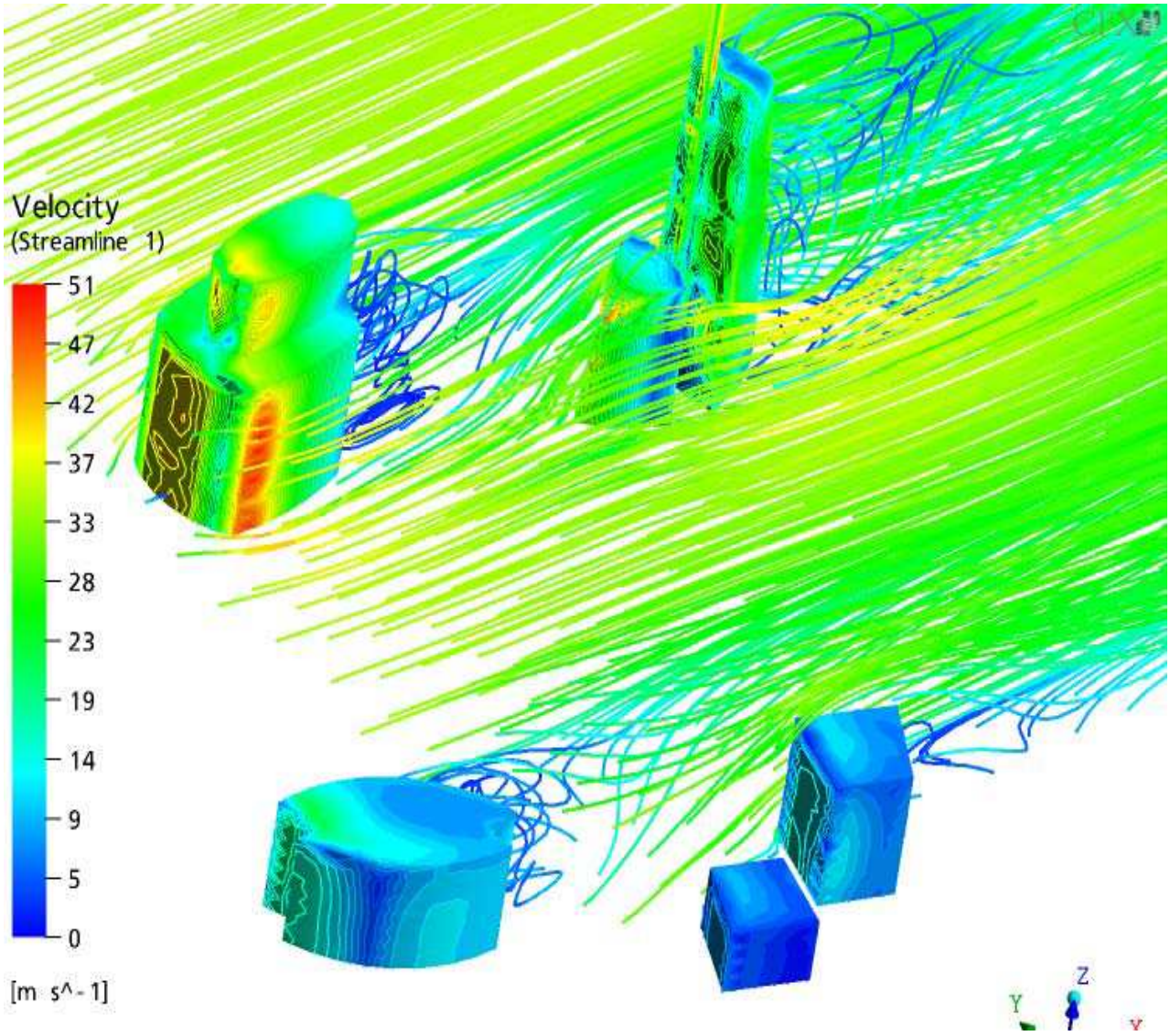
Для модели Главного монумента памятника Победы на Поклонной горе проведено сравнение расчетных аэродинамических коэффициентов и параметра галопирования Ден-Гартога с полученными по результатам испытаний в аэродинамической трубе ЦАГИ.

Разработана библиотека макросов (подпрограмм на встроенном языке программирования APDL) для препроцессора ANSYS, генерирующих оптимальные расчетные сетки для типовых форм зданий с учетом требований аэродинамических расчетов CFX.

Описаны возможности и порядок пользования разработанным автором программным модулем VETER, предназначенным для подготовки всех необходимых исходных данных и граничных условий (включая ввод профилей ветра и турбулентности), а также обработки и оформления результатов.

Описана разрабатываемая база данных коэффициентов аэродинамического сопротивления и полей давлений типовых конструкций.

Анализируются результаты испытаний комплекса "Федерация" в аэродинамических трубах RWDI (Канада). Сравниваются результаты расчетов ветровых нагрузок при различных направлениях действия ветра на башни "Запад" и "Восток" Комплекса "Федерация" и на Мачту панорамных лифтов с учетом соседних сооружений (включая влияние 600-метровой башни "Россия").



Проведена оценка возможности возникновения аэродинамической неустойчивости по критерию Ден-Гартога. Выполнено аэроупругое моделирование с применением суперэлементного подхода для наиболее опасных направлений ветра. Подготовлены данные для проектирования устройств гашения колебаний.

Демонстрируется необходимость численного моделирования на раннем этапе планирования застройки. Описан порядок пользования программным модулем по расчету ветровой комфортности пешеходных зон застройки на примере воспроизведения экспериментов Пенвардера.

МЕТОД ДОПОЛНИТЕЛЬНЫХ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ (МДКЭ) ДЛЯ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

А.В. Ермакова
Южно-Уральский государственный университет, г. Челябинск, Россия

Актуальность работы.
В настоящее время метод конечных элементов (МКЭ) является самым распространенным и эффективным методом расчета строительных конструкций. В то же время, при расчете железобетонных конструкций необходимо учитывать их ярко выраженные нелинейные свойства, а именно: пластичность бетона, образование трещин, сцепление бетона и арматуры, разгрузка и повторное нагружение и температурная ползучесть. Кроме того, при расчете этих конструкций попрежнему наиболее рациональным является заложенный в нормах проектирования расчет по предельным состояниям, который максимально учитывает все особенности работы этих конструкций. Главная сложность заключается в том, как учесть различные нелинейные свойства, которые постепенно проявляются по мере достижения конструкцией ее предельного состояния.

***Цель работы*:**
разработка варианта метода конечных элементов (МКЭ), предназначенного для нелинейного расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям.

Теоретические основы:
метод конечных элементов (Тернер М., Клаф Р., Мартин Х., Топп Л., 1957 г.); метод дополнительных нагрузок (Ильюшин А.А., 1948 г.); метод расчета по предельным состояниям (Гвоздев А.А., 1949 г.) [1]. Метод дополнительных нагрузок еще известен под другим названием: метод упругих решений. С другой стороны, излагаемый здесь материал является логическим продолжением, развитием и обобщением проведенных в нашей стране и за рубежом в течении многих лет исследований по применению метода конечных элементов к расчету железобетонных конструкций с учетом реальных свойств железобетона. В частности, ряд работ был выполнен под руководством д.т.н., проф., заслуженного строителя РСФСР Оатула А.А. (1918 – 1996). К этим исследованиям относятся диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук Карякина А.А., Сонина С.А., Бессонова Б.Ф. и автора данной статьи.

Результат.
Здесь предлагается вариант МКЭ, предназначенный для нелинейного расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям. Он назван «Метод дополнительных конечных элементов» (МДКЭ). К традиционной последовательности решения задачи широко распространенным МКЭ МДКЭ добавляет элементы двух других методов: дополнительных нагрузок и предельных состояний [2].

Основные проблемы.
При использовании МКЭ для решения любой нелинейной задачи расчета конструкций встают три основные проблемы: определение способа описания нелинейных свойств отдельных КЭ, входящих в расчетную схему рассматриваемой конструкции, выяснение характера изменения поведения этой конструкции в целом под действием внешних нагрузок и выбор метода решения основной системы линейных алгебраических уравнений. МДКЭ для решения первых двух проблем предлагает использовать такие широко известные понятия, как предельное состоя-

ние конструкции и предельное состояние конечного элемента.

Дополнительные конечные элементы.
Каждый КЭ, входящий в расчетную схему, рассматривается как отдельная маленькая конструкция простой формы, имеющая свое предельное состояние (в данной работе по несущей способности), определенное заданными условиями нагружения. Для каждого типа КЭ таких предельных состояний может быть несколько. Так, например, треугольный бетонный КЭ балки-стенки имеет два вида предельных состояний: на сжатие и растяжение. Причем, работа данного КЭ по каждому из этих предельных состояний имеет свои особенности. Эта задача решается с помощью специального исследования каждого типа КЭ и определения числа, вида и способа описания каждого из характерных для него предельных состояний. Для постепенного превращения исходных КЭ с линейными свойствами в такие же элементы, но с нелинейными свойствами, соответствующими достигнутой стадии их предельных состояний, предлагается использовать дополнительные конечные элементы (ДКЭ) [3]. С математической точки зрения введение ДКЭ позволяет рационально организовать итерационный процесс при проведении расчета по предельным состояниям.

Дополнительная расчетная схема.
Расчетная схема конструкции на каждом этапе расчета формируется из двух: исходной расчетной схемы из основных КЭ с линейными свойствами и дополнительной. Дополнительная расчетная схема формируется из ДКЭ и постепенно изменяет исходную, превращая ее в ту, что соответствует достигнутой стадии предельного состояния конструкции. В том случае, если основные КЭ проходят несколько этапов на пути достижения ими предельных состояний, то дополнительная расчетная схема должна формироваться также из нескольких дополнительных расчетных схем, каждая из которых объединяет ДКЭ, соответствующие каждому из этих этапов. Так, например, при работе на сжатие треугольный бетонный КЭ балки-стенки проходит две стадии: пластическая работа и полное исключение из работы вообще. В то же время при работе на растяжение этот же элемент проходит четыре стадии: пластическая работа, частичная разгрузка из-за образования трещины, работа с трещиной и полное исключение из работы. Это означает, что результирующая дополнительная расчетная схема должна формироваться из соответствующих составляющих дополнительных расчетных схем, каждая из которых объединяет ДКЭ, учитывающие определенную стадию работы основных КЭ.

Идеальная модель разрушения.
Для описания конструкции, работающей в стадии предельного состояния, используется понятие идеальной модели разрушения, которая представляет собой расчетную схему этой конструкции в предельном состоянии. Это понятие необходимо для моделирования предельного состояния конструкции при использовании МКЭ. От исходной расчетной схемы идеальная модель разрушения отличается наличием КЭ в предельном состоянии и другими изменениями, моделирующими предельное состояние рассчитываемой конструкции.

Метод решения системы уравнений.
Введение ДКЭ позволяет не только объединить МКЭ и расчет конструкций по предельным состояниям, но и решить третью проблему, связанную с выбором способа решения основной системы линейных уравнений МКЭ и использовать метод упругих решений. При этом дополнительная нагрузка для всей конструкции формируется на основе ее дополнительной расчетной схемы из дополнительных нагрузок для каждого из КЭ, входящего в ее расчетную схему. Каждая из этих дополнительных нагрузок противоположна по знаку, но равна по абсолютной ве-

личине узловым реакциям, возникающим в соответствующем ДКЭ.

Достоинства разработанного метода.
МДКЭ носит обобщенный характер и не зависит от вида и природы проявляемого нелинейного свойства. Он достаточно гибок и при всей своей обобщенности отражает существенные особенности каждого из этих свойств. Учитывая изменения напряженно-деформированного состояния конструкции, он дает возможность определить ее предельные состояния.

Доказательство эффективности.
Эффективность МДКЭ подтверждена расчетом ряда плоско напряженных железобетонных конструкций и пространственной системы.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Ермакова А.В.** Теоретические основы метода дополнительных конечных элементов для расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям. Сб. статей. Вып. 10. МОО «Пространственные конструкции»; под ред. Шугаева В.В. – М.: 2006, с. 30 – 41.
2. **Ермакова А.В.** Метод дополнительных конечных элементов для расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям. М., АСВ, 2007 – 128 с.
3. **Ермакова А.В.** Матрица жесткости дополнительного треугольного бетонного конечного элемента балки-стенки. // Строительная механика и расчет сооружений. 2008. № 1., с. 23 – 28.

КОМПЬЮТЕРНЫЙ АНАЛИЗ ЭЛЕМЕНТОВ МЕТАЛЛОКОНСТРУКЦИЙ С ТОНКОСТЕННЫМИ ГНУТЫМИ СЕЧЕНИЯМИ

З.Х. Зебельян
ООО «ТЕХСОФТ», г. Москва, Россия

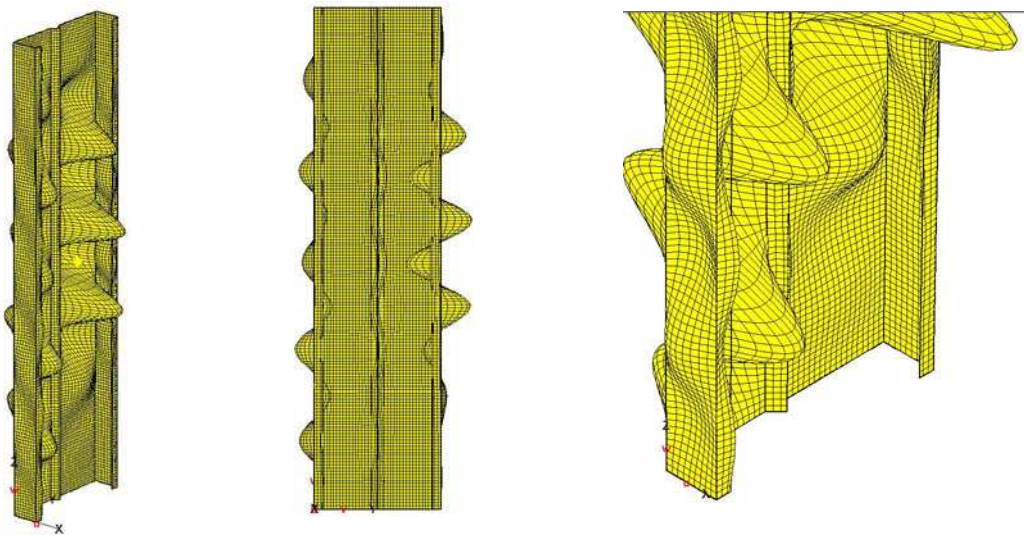
COMPUTER ANALYSIS OF COLD-FORMED THIN-WALLED STRUCTURAL MEMBERS

Abstract: In this report strength and stability calculation method of thin-walled Class 4 cross-section structural members are discussed. It's based on EUROCODE 3 cross-section reduction rules and Russian SNIP strength and stability calculation methods. Lateral-torsion buckling, elastic-plastic analyze buckling compressed members and shear force effects are considered.

В последние годы все более широко в проектной практике применяются металлоконструкции с сечениями представляющими собой тонкостенные гнутые профили. Однако при расчете таких элементов из гнутых профилей возникает ряд проблем, обусловленных их тонкостенностью. Так, пункты 7.10, 7.14*, 7.16* СНиП II-23-81* [1] не позволяют использовать профили с соотношением высоты и толщины стенки $h_{ef}/t>30$ без дополнительного ее укрепления. Для свесов полок требования пп. 7.23*,7.24 еще жестче: максимальное значение верхней границы отношения b_{ef}/t не превосходит 12. Как правило, тонкостенные сечения этим требованиям не удовлетворяют, поэтому при нагружении конструкций из таких профилей возможно возникновение локальной потери устойчивости стенок и/или полок. На рис. 1 показана, полученная расчетом программой MicroFe с использованием оболочечных элементов, первая форма потери устойчивости стенки и полок для профиля в виде гнутого швеллера реальной длины при нагружении его продольной силой.

Но локальное выпучивание стенок и/или полок не означает еще исчерпания несущей способности конструктивного элемента. Принципиально СНиП II-23-81* допускает использование профилей с гибкостью стенок, превышающей критическую (п. 7.20*). Для этого предусмотрен алгоритм уменьшения (редуцирования) фактической площади поперечного сечения элемента за счет отбрасывания части потерявшей устойчивость стенки. Таким образом, принципиально СНиП II-23-81* допускает использование конструкций из тонкостенных профилей, типа гнутых швеллеров, в которых превышены критические значения отношений h_{ef}/t и b_{ef}/t . Однако, в СНиП II-23-81* и пособии [2] описан алгоритм расчета тонкостенных сечений применительно к узко ограниченному набору сечений и нагружений. Это не дает возможности использовать его для расчета всего ассортимента конструктивных элементов из гнутых профилей. Кроме того, на рис 1. б) и в) видно, что при потере устойчивости выпучиваются не только стенки швеллера, но и полки и, даже, окаймляющие ребра. Методика, изложенная в СНиП II-23-81*, не позволяет учесть и эти эффекты и это еще один ее недостаток, приводящий к завышению реального запаса прочности и устойчивости конструктивного элемента.

В странах Европы конструктивные элементы из гнутых тонкостенных профилей используются уже давно, поэтому в нормах изложены методы их расчета, пригодные для сечений любой конфигурации. Достаточно указать на Германский DIN 18800 и Еврокод 3. В настоящей работе на основе адапта



а) б) в)

Рис. 1

ции этих методов расчета тонкостенных гнутых профилей к положениям СНиП II-23-81*, разработаны компьютерные алгоритмы и осуществлена их реализация в ПК MicroFe. Адаптация для различных профилей выходящих на пределы узко ограниченного набора сечений и нагружений СНиП II-23-81* выполнена на основе решения следующих задач: для исходного и редуцированного сечений решается задача об упруго-пластической деформации сечения; для расчета коэффициентов продольного изгиба решается задача продольного изгиба стержня по деформированной схеме с учетом пластических деформаций; определения критической нагрузки потери устойчивости плоской формы изгиба; учета влияния продольной силы на устойчивость плоской формы изгиба; учета влияния поперечных сил на прочность и устойчивость элементов из тонкостенных профилей.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.
2. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81* «Стальные конструкции») /ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 148 с.

ДИСКРЕТНО-КОНТИНУАЛЬНЫЕ ПОДХОДЫ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ СОБСТВЕННЫХ ЗНАЧЕНИЙ И СОБСТВЕННЫХ ФУНКЦИЙ КРАЕВЫХ ЗАДАЧ РАСЧЕТА СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

А.Б. Золотов, В.Н. Сидоров, П.А. Акимов, О.А. Козырев
Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия

DISCRETE-CONTINUAL APPROACHES TO CALCULATION OF EIGENVALUES AND EIGENVECTORS OF BOUNDARY PROBLEMS OF STRUCTURAL ANALYSIS

Abstract: Discrete-continual approaches to calculation of eigenvalues and eigenvectors of boundary problems of analysis of structures with invariability of physical and geometrical parameters in one dimension is considered in the distinctive paper.

Современный уровень мощности компьютерной техники, развитие математики в области аналитических (теория обобщенных функций, теория операторов) и численных (новые эффективные методы решения проблемы собственных значений) методов позволили по-новому взглянуть на появившуюся более полувека назад идею создания так называемых численно-аналитических или, следуя терминологии О. Зенкевича, полуаналитических методов расчета строительных конструкций, зданий и сооружений.

Разрабатываемые и развиваемые авторами дискретно-континуальные методы относятся к классу полуаналитических. Объектами их применения являются строительные конструкции, здания и сооружения с постоянными физико-геометрическими параметрами по одному из направлений (данное направление именуется «основным») при произвольно меняющихся внешних нагрузках и любом характере закреплений. Важнейшая характерная особенность таких объектов состоит в том, что их очень много. Данный факт объясняется тем обстоятельством, что, в частности, конструкции такого типа входят составными частями почти во все здания и сооружения, а также широко представлены типовыми конструкциями, весьма технологичными в изготовлении. В качестве примеров объектов с постоянными физико-геометрическими параметрами по одному из направлений можно указать балки, балки-стенки, тонкостенные стрежни, полосы, ленточные фундаменты, плиты, пластины, оболочки, высотные и протяженные здания, трубопроводы, плотины, рельсы, резервуары и др. [1-2].

Все подходы к аналитическому (вдоль основного направления) решению задач статического расчета таких объектов, так или иначе, сводятся к системам обыкновенных дифференциальных уравнений, которые могут насчитывать большое количество неизвестных (для многомерных задач). При этом выбор применяемого подхода может быть достаточно широким. В частности, могут использоваться метод Л.В. Канторовича, метод В.З. Власова, метод прямых, метод конечных полос, метод конечных призм, метод конечных слоев и т.д. [1]. Здесь же, по-видимому, и следует выделить дискретно-континуальные методы (дискретно-континуальный метод конечных элементов (ДКМКЭ) и дискретно-континуальный вариационно-разностный метод (ДКВРМ)), связанные с дискретизацией по «неосновным» направлениям [1-2].

Получаемые в рамках статических расчетов системы обыкновенных дифференциальных

уравнений допускают точное аналитическое решение и в этом смысле естественна цель его получения. Однако, несмотря на популярность полуаналитических подходов и участие в исследованиях по данному направлению ряда крупных ученых, вплоть до недавнего времени универсальных методов построения аналитического решения в устойчивой форме, не зависящей от условий конкретной задачи (длина объекта, жесткостные характеристики, граничные условия, характер нагружения, большое количество дифференциальных уравнений и пр.) предложено не было. Причины такого отсутствия, связаны с определенными математическими сложностями. Авторами настоящей работы были построены методы получения точных аналитических решений, практически свободные от всех вычислительных недостатков [1-2].

В настоящей работе решается актуальная задача приложения дискретно-континуальных методов для определения собственных значений и собственных функций краевых задач расчета строительных конструкций.

Замечание.

Исследования проводились в рамках НИР «Построение и анализ корректных аналитических методов и алгоритмов расчета конструкций регулярной структуры», выполняемой по Плану НИР Российской академии архитектуры и строительных наук (РААСН) на 2007-2009 гг. и НИР «Разработка и исследование универсальных корректных методов точного аналитического решения многоточечных краевых задач расчета строительных конструкций, зданий и сооружений», являющейся победителем конкурса грантов РААСН 2007 г. для молодых ученых и специалистов, включенной в план НИР РААСН на 2008 г.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Золотов А.Б., Акимов П.А., Сидоров В.Н., Мозгалева М.Л.** Математические методы в строительной механике (с основами теории обобщенных функций). – М.: Издательство АСВ, 2008. – 336 с.
2. **Золотов А.Б., Акимов П.А.** Практические методы расчета строительных конструкций. Численно-аналитические методы: Монография – М.: Издательство АСВ, 2006. – 208 с.

ИДЕНТИФИКАЦИЯ ПАРАМЕТРОВ РЯДА PRONY ПО ДАННЫМ ИСПЫТАНИЙ НА ПОЛЗУЧЕСТЬ ЛИНЕЙНОГО ВЯЗКО-УПРУГОГО МАТЕРИАЛА

Е.И. Кароид
Пермский государственный технический университет, г. Пермь, Россия

IDENTIFICATION OF PRONY SERIES PARAMETERS USING CREEP RESULTS OBTAINED FOR LINEAR VISCOELASTIC MATERIALS

Abstract: The conditional optimization method based on the Nelder-Mead algorithm is used to solve the problem of identification of Prony series parameters for linear viscoelastic material. Experimental data are creep curves. As a numerical example, the solution of the problem on quasistatic deformation of a solid cylinder fixed at its ends to a rigid support is presented.

Предлагаемый метод определения вязко-упругих характеристик высоконаполненного полимера в рамках линейной теории наследственной вязко-упругости основан на аппроксимации ядра ползучести рядом *PRONY*

$$\Pi(t) = \sum_{i=1}^{n} g_i e^{-t/\tau_i} .$$

параметры которого, определяются по данным испытаний на ползучесть при сжатии короткого сплошного цилиндра. Уравнение ползучести в терминах податливости имеет вид

$$J(t) = J_0 + \sum_{i=1}^{N} J_i (1 - e^{-t/\tau_i}) \quad (i = 1,2,3,\ldots,N)$$

Введем следующие обозначения

$$Js(t) = \frac{\varepsilon(t) E_0}{\sigma_0}, \quad Jg_i = \frac{g_i E_0}{\sigma_0}.$$

Нормализованный модуль податливости в этом случае представим в виде

$$Js(t) = 1 + \sum_{i=1}^{N} Jg_i (1 - e^{-t/\tau_i})$$

где $E^0 = E(0)$ - мгновенный модули Юнга, Jg_i, τ_i - параметры ряда *PRONY* .

Задача идентификации параметров рассматриваемой модели формулируется как задача минимизации целевой функции

$$\Phi = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{N} [Js(Jg_i, \tau_i, t_i) - \widetilde{J}s(t_i)]^2$$

при ограничениях

$$Db \le Jg_i \le Ub, Dc \le \tau_i \le Uc$$

где $Js(Jg_i, \tau_i, t_i)$ - расчетные значения, $\widetilde{J}s(t_i)$ - экспериментальные значения податливости при заданном напряжении σ_0. Данный метод был использован для определения параметров наполненного до 57% эпокси - уретана. Для 4-х членов ряда получены следующие значения материальных параметров. При E^0= *6.0e+07 МПа*

$g_1 = 1.2302$, $\tau_1 = 1.0566$,
$g_2 = 0.39613$, $\tau_2 = 20.053$,
$g_3 = 0.62557$, $\tau_3 = 141.4$,
$g_4 = 0.56751$, $\tau_4 = 1490.2$.

Для найденных параметров приведено численное решение о квазистатическом деформировании сплошного цилиндра жестко скрепленного по торцам с основаниями.

ИССЛЕДОВАНИЕ ПРОБЛЕМЫ ЗАЩИТЫ ТИПОВЫХ ЖИЛЫХ ЗДАНИЙ ОТ ПРОГРЕССИРУЮЩЕГО РАЗРУШЕНИЯ

Г.Г. Кашеварова, А.А. Пепеляев
Пермский государственный технический университет, г. Пермь, Россия

Впервые термин ***прогрессирующее разрушение*** и формулировка данной проблемы появились в 1968 году в докладе комиссии, расследовавшей причины аварии высотного здания Ronan Point (Лондон), произошедшего из-за взрыва бытового газа в одной из квартир на 18-м этаже здания. Проектом на здание были предусмотрены все действующие строительные нормы, дефекты на стадии строительства находились в допустимых пределах. Но схема конструкции здания Ronan Point не предусматривала возможность перераспределить динамическую нагрузку от взрыва таким образом, чтобы отказ конструкций локализировался.

Термин ***прогрессирующее (лавинообразное) разрушение*** определяется как последовательное разрушение несущих строительных конструкций и основания, приводящее к обрушению всего сооружения или его частей [1]. В строительных нормах некоторых стран (США) предполагается в ближайшее время заменить данный термин на более точный: ***непропорциональное разрушение***.

Как реакция на ряд крупных аварий зданий и сооружений, подходящих под определение термина ***прогрессирующее разрушение,*** во многих странах с 70-х годов прошлого века стали появляться нормативные и рекомендательные документы, отражающие требования к проектированию и строительству зданий. Так, в странах Европы разработан ряд стандартов EN (Еврокод) [2], каждый из которых содержит требования к тем или иным видам конструкций, с учетом обозначенной проблемы аварий и прогрессирующих разрушений.

За последние 10 лет на территории РФ произошло множество громких (и не очень громких) аварий зданий, когда из-за отказа одной конструкции следовал отказ всего сооружения в целом. Достаточно будет отметить разрушение покрытия над аквапарком в Москве, случившееся в 2004 году.

Однако не секрет, что под проблему прогрессирующего разрушения попадают не только высотные и уникальные сооружения. Многие аварии на производственных предприятиях, связанные с обрушением покрытия зданий возникают из-за того, что проектом не были предусмотрены мероприятия по защите конструкций от рассматриваемого чрезвычайного происшествия. Взрывы бытового газа в жилых домах нередко приводят к обрушению строительных конструкций. Так, взрыв газа в квартире панельного 5-этажного дома по типовой серии по адресу ул. Братская, 6, произошедший в 1987 году в г. Пермь, повлек за собой разрушение строительных конструкций и “складывание” части секции здания. Взрыв газа в 9-ти этажном жилом доме с несущими кирпичными стенами, произошедший в г. Губаха, в 2006 году, повлек за собой лишь локальный отказ конструкций и к обрушению здания не привел.

В рамках данной работы проводится моделирование работы конструкций жилого здания при взрыве бытового газа. В качестве объекта исследования выбрано упомянутое выше здание в г. Губаха. Имеются фактические данные о возникших при взрыве повреждениях несущих конструкций здания. Целью исследования является анализ факторов, благодаря которым произошел лишь локальный отказ несущих конструкций здания, не повлекший за собой переход в стадию прогрессирующего разрушения. На основе полученных при исследовании данных пред-

полагается сделать ряд выводов, содержащих рекомендации по оптимизации конструктивных схем подобных зданий, подверженных вероятному воздействию динамических нагрузок большой интенсивности, с целью предотвратить возможное прогрессирующее разрушение всей конструкции в целом и постараться локализовать возможные отказы на стадии проектирования.

ИССЛЕДОВАНИЕ ВОЗМОЖНОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ РАЗНЫХ РАСЧЕТНЫХ МОДЕЛЕЙ СИСТЕМЫ «ФУНДАМЕНТ – ОСНОВАНИЕ» ДЛЯ ПЛИТНО-СВАЙНОГО ФУНДАМЕНТА ВЫСОТНОГО ЗДАНИЯ

Г.Г. Кашеварова, О.Ю. Сметанников
Пермский государственный технический университет, г. Пермь, Россия

Уникальность и масштабность современных сооружений, повышение этажности зданий и технологических нагрузок требуют наиболее полного учета реальных свойств грунтов оснований, в том числе и нелинейных, что можно обеспечить только при использовании новейших достижений в области механики грунтов и численных методов расчета.

Конструкции на грунтовом основании относятся к классу трудно формализуемых задач, и одной из причин является то, что грунт представляет собой неоднородную слабоизученную структуру, обусловленную наличием разнородных слоев, карстов и др. особенностями, а фундамент должен обеспечить возможность совместной работы верхнего строения с грунтовым основанием.

В данной работе приводятся исследования возможности применения разных расчетных моделей системы «фундамент – основание», их сравнительный анализ и возможность упрощения.

Исследования проводились на примере комбинированного плитно-свайного фундамента.

Рассматривались следующие расчетные модели:

1. Пространственная модель плитно-свайного фундамента, в которой сваи непосредственно включены в расчетную модель фундамента и. моделировались, как и плита, объемными конечными элементами. Грунт представлен ограниченной конечной областью, внешние границы которой выбраны так, чтобы краевые эффекты на этих границах практически не сказывались на осадках под сооружением и на напряжениях в конструкциях здания. Между элементами системы задаются условия полного прилипания.
2. Свайное поле считалось состоящим из гомогенного, трансвенсального изотропного материала с осредненными (эффективными) характеристиками, полученными из решения краевых задач. При этом рассматривались разные варианты расстановки свай в свайном поле и разный состав материала грунтового массива.
3. Исследовалось влияние уплотнения грунта при забивке свай на осадки основания. При этом уплотнение грунта описывалось разными моделями.

ПРОГРАММНЫЙ МОДУЛЬ ДЛЯ РАСШИРЕНИЯ ФУНКЦИОНАЛЬНЫХ ВОЗМОЖНОСТЕЙ ВЫЧИСЛИТЕЛЬНОГО КОМПЛЕКСА «ЛИРА»

Д.И. Кислицын, А.Н. Супрун
Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет,
г. Нижний Новгород, Россия

THE PROGRAM MODULE FOR EXPANSION OF FUNCTIONALITIES OF COMPUTER COMPLEX "LIRA"

Abstract: This article gives numerical comparison of some existing methods of the final-element analysis of building constructions and the developed method of division of construction into subconstructions. This method of division into subconstructions allows considerably to increase efficiency of calculation of statically indefinable systems due to paralleling of computing process which is realized on several personal computers in a cluster mode.

Как показали расчёты на разработанном в ННГАСУ программном модуле «Решатель», применение метода разделения статически неопределимых конструкций на подконструкции [1] позволяет существенно повысить эффективность работы программных комплексов, получивших широкое распространение в России и за рубежом.

Метод состоит в разделении конструкции на две подконструкции, каждая из которых находится под воздействием фактических нагрузок, а также некоторых фиктивных силовых факторов, прилагаемых к разрезаемым стержням. Фиктивные факторы вводятся для обеспечения работы всей механической системы как целой конструкции. Они определяются системой линейных уравнений совместности, составляемой методом сил.

Программный модуль устанавливается на головном узле кластера и обеспечивает формирование и решение уравнений совместности, а также формирует файлы исходных данных и управляет вычислительным процессом решения поставленной задачи. Каждая подконструкция рассчитывается средствами вычислительного комплекса «Лира», установленного на вычислительных узлах кластера. Таким образом, кластер состоит из двух вычислительных и одного головного узла. При этом один вычислительный узел может совмещать и функции головного, в этом случае кластер состоит из двух ПК.

Описанный метод, реализованный в ПМ «Решатель», на численных примерах сравнивался с известным методом суперэлемента, реализованным в ВК «Лира».

В Таблице 1 приведено сравнение времени, требуемого для расчёта стандартным методом (графа $t_{ст}$), методом суперэлемента в ВК «Лира» ($t_{с/э}$) и методом разделения конструкции на подконструкции ($t_р$) в зависимости от числа узлов (числа неизвестных) в задаче.

В графах «Δt» указана разница во времени по сравнению с предложенным методом: $\Delta t_{ст} = t_{ст} - t_р$, $\Delta t_{с/э} = t_{с/э} - t_р$. В графах «$m_{ст}$», «$m_{с/э}$», «$m_р$», соответственно, указаны требуемые объёмы дискового пространства. В графах «Δm» указаны разности: $\Delta m_{ст} = m_{ст} - m_р$, $\Delta m_{с/э} = m_{с/э} - m_р$.

Анализируя полученные результаты (табл. 1) можно сделать следующие выводы.

1. Время расчёта.

1.1. Положительный эффект от использования метода суперэлемента в ВК «Лира» и метода разделения конструкции на подконструкции заметен уже при N = 870000, где N – число неизвестных.

Таблица 1

Число узлов	Число неизвест-ных	Время расчёта, час			Δt, час		Объём дискового пространства, Мб			Δm, Мб	
		без распараллеливания		$t_р$	$\Delta t_{ст}$	$\Delta t_{с/э}$	без распараллеливания		$m_р$	$\Delta m_{ст}$	$\Delta m_{с/э}$
		$t_{ст}$	$t_{с/э}$				$m_{ст}$	$m_{с/э}$			
28667	172002						1077	1217	1076	1	141
145000	870000	2,46	2,35	2,33	0,13	0,02					
169972	1017192	4,44	4,03	2,60	1,84	1,43	14313	14318	7791	6522	6527
339942	2034372	58,01	22,39	10,05	47,96	12,34	52999	41259	28978	24022	12282

1.2. С увеличением N положительный эффект возрастает и при N = 2034372 составляет

$$\delta^t_{с/э} = \frac{t_{ст} - t_{с/э}}{t_{ст}} \cdot 100\% = \frac{58{,}01 - 22{,}39}{58{,}01} \cdot 100\% = 61{,}4\%,$$

$$\delta^t_{р} = \frac{t_{ст} - t_{р}}{t_{ст}} \cdot 100\% = \frac{58{,}01 - 10{,}05}{58{,}01} \cdot 100\% = 82{,}7\%.$$

Как видно из сравнения, применение ПМ «Решатель» существенно ускоряет вычислительный процесс при расчёте сложных конструкций.

2. Объём дискового пространства.

2.1. Положительный эффект начинает проявляться от применения:

- метода суперэлемента в ВК «Лира» при N = 1017192,
- метода разделения конструкции на подконструкции при N = 172002.

2.2. С увеличением N положительный эффект возрастает и при N = 2034372 составляет

$$\delta^m_{с/э} = \frac{m_{ст} - m_{с/э}}{m_{ст}} \cdot 100\% = \frac{52999 - 41259}{52999} \cdot 100\% = 22{,}2\%,$$

$$\delta^m_{р} = \frac{m_{ст} - m_{р}}{m_{ст}} \cdot 100\% = \frac{52999 - 28978}{52999} \cdot 100\% = 45{,}3\%.$$

Существенная экономия дискового пространства может стать решающей, когда имеющийся в распоряжении пользователя компьютер не обладает необходимыми ресурсами для расчёта сложной конструкции.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Супрун А.Н.** Распараллеливание вычислительных расчётов строительных конструкций на персональных компьютерах / Супрун А.Н., Кислицын Д.И//Известия ВУЗов. Строительство - №5. Новосибирск: ОАО "Новосибирский полиграфкомбинат", 2006. - С.116-120.

ПРИМЕНЕНИЕ МЕТОДОВ МАТЕМАТИЧЕСКОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ ДЛЯ ИССЛЕДОВАНИЯ ВЛИЯНИЯ ПРОЦЕССА ТЕПЛООБМЕНА НА ТЕПЛОПОТЕРИ ЧЕРЕЗ ОКОННЫЕ БЛОКИ

В.Н. Ковров, Ю.А. Елдашов
Институт механики сплошных сред Уральского отделения РАН, г. Пермь, Россия

Аннотация: В данной работе с помощью численного метода (МКЭ) проведена оценка влияния интенсивности теплообмена у наружной поверхности оконного блока на температуру его внутренней поверхности. Экспериментально показана зависимость теплопотерь через оконный блок от интенсивности теплообмена на наружной поверхности оконного блока. Полученные результаты могут быть полезны для специалистов, занимающихся проектированием светопрозрачных конструкций из ПВХ и специалистов, проектирующих системы отопления зданий и сооружений.

1. Введение.

При расчетах теплозащиты обычно рекомендуется использовать коэффициенты α_i и α_e, принимаемые по СНиП 23-02–2003 [1] и равные для гладких стен α_i = 8,7 Вт/(м2· °С), α_e = 23 Вт/(м^2 ·°С). Приведённый выше коэффициент теплоотдачи α_e= 23 Вт/(м^2·^{o}С) соответствует скорости ветра примерно равной 5 м/сек. Однако для некоторых климатических районов скорость ветра существенно превышает указанную величину [2]. Кроме того, скорость ветра зависит от таких параметров, как высота и тип местности. При проектировании высотных зданий, неучёт увеличения скорости ветра от высоты, может привести к занижению величины теплопотерь через оконные проёмы.

2. Решение задачи о нестационарной теплопередаче через оконный блок с помощью МКЭ.

В общем случае для решения поставленной задачи необходима реализация задачи нестационарной теплопроводности. Тогда для какой-либо конкретной конфигурации области объемом V необходимо решить уравнение нестационарной теплопроводности [3-6] вида с начальными и граничными условиями задачи:

$$\frac{\Delta T}{\Delta \tau} = div(a \cdot gradT) + Q, \quad \bar{x} \in V, \quad \tau > 0, \quad (1)$$

$$T(\bar{x}, 0) = T_0(\bar{x}), \quad (2)$$

где $T_0(\bar{x})$ - заданная функция.

$$\alpha^* \frac{\partial T}{\partial \bar{x}} + \beta^* T = f(\bar{x}, \tau), \quad \bar{x} \in \bar{x}_{гр}, \quad (3)$$

где α^*, β^* - константы; $f(\bar{x}, \tau)$ – заданная функция; $\bar{x}_{гр}$ – вектор, описывающий границу области.

3. Влияние интенсивности теплообмена на температуру внутренней поверхности оконного блока.

Известно, что в общем случае коэффициент теплоотдачи на наружной поверхности $\alpha_н$ зависит от условий конвективного теплообмена и теплового излучения:

$$\alpha_н = \alpha_{нк} + \alpha_{нл} \quad (5)$$

где $\alpha_{нк}$ - коэффициент теплоотдачи конвекцией; $\alpha_{нл}$ - коэффициент теплоотдачи излучением.

$$\alpha_{нк} = 7{,}34v^{0{,}656} + 3{,}78e^{-1{,}91v}, \quad (7)$$

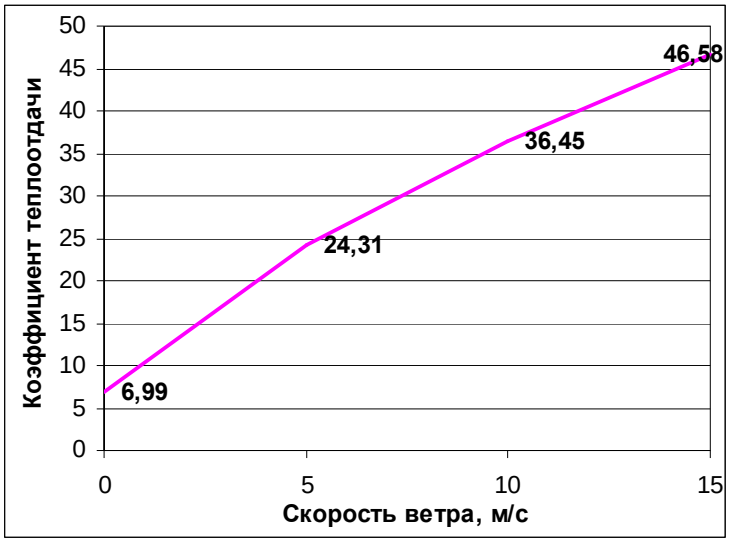


Рис.1. Зависимость коэффициента теплоотдачи на наружной поверхности кирпичной стены от скорости ветра.

где v – скорость ветра; e = 2,718 – основание логарифма.

Первый член формулы (7) учитывает вынужденную конвекцию, а второй – естественную.

По формулам (5-7) был рассчитан коэффициент теплоотдачи на наружной поверхности кирпичной стены $\alpha_н$, в зависимости от скорости ветра - 0, 5, 10, 15 м/с. Температура наружного воздуха для зимнего периода (температура холодной пятидневки для Москвы) принималась равной t_{ext} = - 28^{0}С, температура на наружной поверхности стены принималась τ_{se} = - 25,4^{0}С. На рис.1. графически представлены результаты расчета.

При нулевой скорости ветра коэффициент теплоотдачи на наружной поверхности определяется за счет теплоотдачи излучением и естественной конвекцией и составляет 6,99 Вт/(м^2·^{0}С).

Для данных четырех значений коэффициента теплоотдачи были проведены расчеты тепловых полей светопрозрачной конструкции с геометрическими, теплофизическими параметрами и граничными условиями, представленными в работе [8]. Для крайних значений коэффициента теплоотдачи 6,99 и 46,58 Вт/(м^2·^{0}С) результаты расчета тепловых полей представлены на рис.2 и 3.

Из результатов расчетов видно, что при скорости ветра 15 м/с происходит перераспределение тепловых полей в конструкции окна. Так, например, температура в крайней точке штапика (см.рис.2,3) снизилась с 7,6 до 3,9^{0}С. Температура на внутренней поверхности остекления в зоне сопряжения с переплетами снизилась с плюс 3,8 до минус 2^{0}С.

4. Экспериментальное исследование влияния интенсивности теплообмена на теплопотери оконного блока.

Для подтверждения влияния процесса теплообмена у наружной поверхности здания на температуру внутренней поверхности оконного блока был проведён эксперимент. Эксперимент проводился в климатической камере в соответствии с ГОСТ 26602.1-99-« Блоки оконные и дверные. Методы определения сопротивления теплопередаче». В качестве образца был выбран оконный блок из ПВХ (пятикамерный профиль, ширина профиля 71мм, формула стеклопакета 4-12-4-12-4). В качестве источника ветра был взят вентилятор канальный марки СК-250. Для создания однородного (по скорости) воздушного потока был изготовлен конический кожух. Скорость потока (ветра) измерялась на не-

Таблица 1

Измеряемый параметр	Скорость воздуха, $\upsilon_{ср} \approx$ 2 м/сек	Скорость воздуха, $\upsilon_{ср} \approx$ 15 м/сек
Температура в теплой зоне камеры (средняя)	$t_в = +21^oC$	$t_в = +19^oC$
Температура в холодной зоне камеры (средняя)	$t_н = -28^oC$	$t_н = -28^oC$
Температура стекла в теплой зоне камеры	$\tau_в = +11.65^oC$	$\tau_в = +9.32^oC$
Температура стекла в холодной зоне камеры	$\tau_в = -19.80^oC$	$\tau_в = -26.4^oC$
Коэффициент теплообмена (средний), Вт·/м²·°С	$\alpha_н = 13.4$	$\alpha_н = 39.3$
Приведённое сопротивление теплопередаче оконного блока (расчетное), м²·°С/ Вт	$R_o = 0.63$	$R_o = 0.57$

котором расстоянии от торца кожуха с помощью цифрового анемометра АТТ-1002. На расстоянии 12 см от торца кожуха скорость потока составила - 15 м/сек, на расстоянии 24 см – 12 м/сек. Измерение теплового потока осуществлялось с помощью прибора ИТП-20М. Диапазон индуцируемых значений плотности теплового потока от 0,1 до 1999 Вт/м^2. Результаты эксперимента представлены в таблице 1.

Как видно из таблицы скорость ветра, а следовательно и интенсивность теплообмена играет заметную роль в формировании температуры внутреннего стекла оконного блока.

Теплопотери через ограждающую конструкцию можно рассчитать по формуле:

$$Q = S \cdot \Delta t \cdot (1+\Sigma\beta) \cdot n \cdot K \text{ , Вт} \qquad (8)$$

где S – площадь ограждающей конструкции, м2; Δt – разность температур $t_в - t_н$, ^oC ; β – коэффициент добавочных теплопотерь для вертикальных окон принимается равным 1;
n – коэффициент положения ограждающей конструкции принимается для окон равным 1;
K – коэффициент теплопередачи ограждающей конструкции, величина обратная приведённому сопротивлению теплопередаче R_o , Вт·/м²·°С. Окончательно формула для расчета теплопотерь через оконный блок выглядит следующим образом:

$$Q = 1{,}1 \cdot S \cdot \Delta t / R_o \qquad (4)$$

Подставив в формулу (4) значения из таблицы 1 легко рассчитать теплопотери, которые при данной скорости ветра дополнительно теряются через оконный блок. Так например, для ста оконных блоков стандартного размера, учет теплопотерь в рассмотренном случае составил бы экономию 14 куб.м природного газа в месяц.

К ВОПРОСУ О РАБОТЕ НА ПРОЧНОСТЬ ПРИ СДВИГЕ СОЕДИНЕНИЙ ТОНКОСТЕННЫХ ПРОФИЛЕЙ ПОВЫШЕННОЙ ЖЕСТКОСТИ (ППЖ) НА САМОНАРЕЗАЮЩИХ САМОСВЕРЛЯЩИХ ВИНТАХ (ССВ)

А.И. Колесов, И.А. Ямбаев, С.А. Шеманаев, Д.А. Морозов
Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет,
г. Нижний Новгород, Россия

TO THE QUESTION ABOUT THE WALLED-THIN PROFILES CONNECTIONS ON THE SCREWS ARE LOADED ON SHEAR

Abstract: This article concerns the analysis of contact interaction in the program complex «NASTRAN». Numerical model consists of two plates and the bolt. The mode of deformation of such connection was got after non linear calculations of the model. The author compares numerical and experimental results. Also he analyzes the results of the own work.

Для численных исследований соединений ППЖ на ССВ в ППП MSC «NASNRAN» было создано три модели, каждая из которых состоит из двух пластин, скрепленных винтом различного диаметра (3,9 – 6,3 мм), к краю одной из которых приложена растягивающая нагрузка, а край другой закреплен шарнирно.

Для моделирования трехмерной модели соединения использован тип конечных элементов – solid (трехмерный элемент сплошной среды). Для моделирования контакта поверхностей были использованы элементы Slide Line (Линия скольжения) – нелинейный элемент, предназначенный для моделирования линий относительного скольжения деформируемых тел при их контакте.

После физически и геометрически нелинейного расчета была получена напряженно-деформируемая картина в соединение на различных ступенях загружения.

Зависимость сдвигов от нагрузки (в соединении двух пластин) показывает следующее:

- численные исследования НДС соединения тонкостенных конструкций в ППП MSC «NASNRAN» возможны лишь до определенного момента (до резкого увеличения деформаций), когда происходят большие сдвиги в соединении за счет смятия пластин в зоне размещения ССВ и прекращается сходимость расчета.

Зависимости значений максимальных напряжений от нагрузки в соединении двух пластин показывает следующее:

- от начала нагружения до достижения в пластинах пластических деформаций напряжения пропорциональны нагрузке. При этом угол наклона винта изменяется весьма незначительно;
- после появления в пластине пластических деформаций напряжения прекращают расти на всех вариантах модели. Происходит увеличение зоны пластических деформаций;
- заключительная часть работы соединения связана с возобновлением роста значений напряжений и резким увеличением скорости развития деформаций.

В таблице 1 приведено сравнение значений нагрузок, при которых численный расчет модели соединения прекращается $F_ч$ с рекомендуемой несущей способностью таких соединений $F_{рек}$ по [1] без коэффициентов запаса и с допустимой нагрузкой на соединение согласно результатам проведенных испытаний по [2] $F_{доп}$. для различных диаметров d.

Таблица 1

d, мм	$F_ч$, кН	$F_{доп}$, кН	$F_{рек}$, кН	$F_ч/F_{рек}$	$F_ч/F_{доп}$
6,3	2,22	2,57	2,81	0,79	0,86
4,8	1,91	2,7	2,45	0,78	0,71
3,9	1,64	2,36	2,21	0,74	0,69

По итогам проведенных расчетов можно сделать следующие выводы:

1. Отношение значений нагрузок, при которых численный расчет модели соединения прекращается, к рекомендуемой несущей способности $F_{рек}$ таких соединений по [1] (табл. 1) примерно одинаковое и изменяется в пределах 0,74-0,79;
2. Исходя из отношения значений нагрузок $F_ч$ к допустимой нагрузке $F_{доп}$ таких соединений (табл. 1) шаг резьбы, ее конусность оказывают существенное влияние на несущую способность и разрывное усилие соединений, что не учитывается в рекомендациях [1]. Так, например, конусность резьбы ССВ (в опытных испытаниях такую резьбу имеет ССВ с d = 4,8 мм) повышают разрывное усилие на вырыв, увеличивает область устойчивого положения ССВ в соединении.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Айрумян Э.Л.** Рекомендации по проектированию, изготовлению и монтажу конструкций каркаса малоэтажных зданий и мансард из холодногнутых стальных оцинкованных профилей производства ООО конструкций «БалтПрофиль»/М.:ЦНИИПСК им. Мельникова, 2004;
2. Опытные испытания соединений из тонкостенных гнутых профилей повышенной жесткости на самонарезающих самосверлящих винтах при растяжении/**Колесов А.И., Ямбаев И.А., Шеманаев С.А. и др.**/Н. Новгород:ВРО РААССН, 2008.

ПРОБЛЕМЫ АНАЛИТИЧЕСКОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ФУНДАМЕНТНЫХ ПЛИТ С ОСНОВАНИЯМИ В СЛОЖНЫХ УСЛОВИЯХ

Е.Б. Коренева
Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия

PROBLEMS OF ANALYTICAL MODELING OF FOUNDATION SLABS AND SUBGRADE INTERACTION

Abstract: The paper considers foundation plates resting on the subgrade, containing caverns and foundation slabs placed near deep trenches.

Рассматриваются фундаментные плиты, лежащие на основании, в котором имеются карстовые полости, а также плиты, находящиеся вблизи глубоких выемок и котлованов. В этих случаях возможно появление дополнительных прогибов, которые могут изменить напряженно-деформированное состояние конструкции и заметно ухудшить ее работу. Подобные вопросы изучались в литературе и раньше; однако при этом использовались экспериментальные или численные методы.

В настоящей работе разрабатываются аналитические методы расчета подобных конструкций, находящихся в упомянутых выше сложных условиях. Эти методы основаны на интегрировании уравнений со сложной правой частью. При изучении работы плит, лежащих на основании, содержащем карстовые полости и провалы, решения получены в функциях Бесселя и Ганкеля. При решении ряда задач используется метод компенсирующих нагрузок (МКН). Рассматриваются плиты, содержащие как одну, так и несколько карстовых полостей. При использовании МКН строятся основное и компенсирующее решения. Основное решение удовлетворяет уравнению с правой частью, но не удовлетворяет граничным условиям. Компенсирующее решение удовлетворяет соответствующему однородному дифференциальному уравнению и совместно с основным решением – граничным условиям. Учитывается тот фактор, что в некоторых зонах реактивное давление распределено неравномерно. Для анализа работы участка плиты, расположенного над карстовым провалом, построено несколько моделей расчета.

При изучении работы фундаментных плит, расположенных вблизи глубокого котлована или выемки, кроме учета собственного веса рассматривается влияние дополнительных прогибов, которые задаются при помощи эмпирической формулы. Производится учет сдвига почвы. Решения получены в замкнутом виде. Рассматриваются две модели податливого основания – линейно-деформируемое и с двумя упругими характеристиками.

РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ ТРУБОБЕТОННЫХ КОЛОНН

А.Л. Кришан, И.В. Аткишкин
Магнитогорский государственный технический университет им. Г.И. Носова,
г. Магнитогорск, Россия

CALCULATION OF DURABILITY OF NORMAL SECTIONS CONCRETE FILL STEEL TUBE COLUMNS

Abstract: The valid character of work of building constructions elements should be taken into account in the modern development of methods of their calculation. However, it results in the complication of carried out calculations and requires the development of special programs. In the given work the description of a design method of calculation of concrete fill steel tube elements on the basis of nonlinear-deformation model is resulted. The computer program «CFST-2.2» is worked out on the basis of this technique.

Развитие современных методов расчета строительных конструкций направлено на все более полный учет их действительного характера работы. Позволяя получать более точные результаты, такой путь одновременно приводит к усложнению алгоритмов и увеличению объемов производимых вычислений, что требует разработки специальных компьютерных программ. Специалист в виде программ получает достаточно простой и вместе с тем мощный инструмент по расчету строительных конструкций. В данной работе приводится краткое описание методики расчета прочности трубобетонных колонн, ориентированной на использование компьютерной программы.

Отсутствие методики расчета прочности трубобетонных колонн, адекватно оценивающей их напряженно-деформированное состояние, сдерживает широкое применение этих конструкций на современном этапе. Расчет прочности нормальных сечений ТБК предлагается выполнять по нелинейной деформационной модели железобетона с одновременным учетом особенностей поведения объемно сжатого бетонного ядра и сжато-растянутой стальной оболочки.

Исходной базой для построения методики расчета являются:

- реальные диаграммы деформирования бетона и стали;
- система уравнений, описывающая связь между напряжениями и деформациями для любой точки трансверсально-изотропного бетонного ядра в форме обобщенного закона Гука, но с учетом физической нелинейности;
- условие прочности объемно-сжатого бетонного ядра;
- связь между деформациями и напряжениями для любой точки внешней стальной оболочки в упругой и упруго-пластической стадиях, записываемая в форме обобщенного закона Гука, но с учетом физической нелинейности;
- условие Генки-Мизеса для стальной оболочки, находящейся в состоянии текучести;
- зависимости, устанавливающие изменение коэффициентов упругости бетона и стали ν_b и ν_s, а также коэффициентов поперечных деформаций бетона и стали μ_{yr}, μ_{rr} и μ_s с ростом уровня нагружения ТБК.

Прочность нормального сечения ТБК считается достаточной, пока выполняется хотя бы одно из следующих условий:

$$|\varepsilon_{by,max}| \le \varepsilon_{by,u}; \quad (1)$$

$$|\varepsilon_{si,max}| \le \varepsilon_{si,u}, \quad (2)$$

где $\varepsilon_{by,max}$ - максимальные относительные деформации в сжатом бетоне, возникающие по направлению действующей продольной силы («осевые» деформации);

$\varepsilon_{si,max}$ - максимальные величины интенсивности относительных деформаций во внешней стальной оболочке, определяемые для наиболее сжатых и растянутых волокон;

$\varepsilon_{by,u}$ - предельные относительные деформации бетона в осевом направлении (принимаются равными величинам деформаций бетонного ядра центрально сжатых ТБК, соответствующим достижению нормальными напряжениями осевого направления прочности бетона при трехосном сжатии);

$\varepsilon_{si,u}$ - предельные значения интенсивности относительных деформации стальной оболочки, соответствующие началу текучести стали.

Поперечное сечение трубобетонного элемента разбивается на отдельные достаточно малые участки (рекомендуется назначать от 20 до 40 участков). Для каждого участка вычисляются его площадь и координата центра тяжести. Знаки координат центров тяжести выделенных участков стали и бетона, а также точки приложения продольной силы принимают в соответствии с назначенной системой координат ZOY. Начало координат удобнее совмещать с геометрическим центром поперечного сечения стальной оболочки.

Пошагово наращивается величина относительных деформаций крайнего сжатого волокна бетона $\varepsilon_{by,max}$ и, тем самым, меняется наклон эпюры деформаций по высоте поперечного сечения. На каждом шаге для всех выделенных участков вычисляются деформации ε_{byi}, ε_{syj} и кривизна $1/r$ элемента в целом, определяются значения коэффициентов Пуассона μ_{bi}, μ_{sj} и коэффициентов изменения секущих модулей деформации v_{bi}, v_{sj} бетона и стали. Затем определяют величины нормальных напряжений в бетоне и стали в местах контакта стальной трубы и бетонного ядра каждого участка.

Напряжения в пределах каждого участка принимают равномерно распределенными (усредненными). Переход от эпюр напряжений в бетонном ядре и стальной оболочке к обобщенным внутренним усилиям осуществляют с помощью процедуры численного интегрирования по всем участкам разбиения. Для каждого шага устанавливается распределение деформаций по высоте нормального сечения трубобетонного элемента, удовлетворяющее условиям равновесия. Проверяется выполнение условий (1) и (2), ограничивающих значения краевых деформаций рассчитываемого элемента. При выполнении хотя бы одного из этих условий значение базового параметра деформирования сечения $\varepsilon_{by,max}$ увеличивается и описанная выше процедура расчетов повторяется.

При достижении краевыми деформациями бетона и стали предельных значений определяется предельная величина продольной сжимающей силы.

Расчет прочности внецентренно сжатых ТБК по приведенному алгоритму предлагается выполнять на ЭВМ с помощью специально разработанной программы «CFST-2.2». Задачей расчета является определение максимально допустимой продольной силы при известном эксцентриситете ее приложения. Указанная программа составлена в среде объектно-ориентированного программирования «C++ Builder» с использованием известных математических методов. На данный момент «CFST-2.2» проходит тестирование в проектной организации на предмет оптимизации интерфейса.

ТОЧНОСТЬ КОНЕЧНО-ЭЛЕМЕНТНЫХ МОДЕЛЕЙ ПРИ РАСЧЕТЕ ПЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА СТОЙКОСТЬ ПРОТИВ ПРОГРЕССИРУЮЩЕГО ОБРУШЕНИЯ

С.Б. Крылов

Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона, г. Москва, Россия

Аннотация: В докладе приводится сравнение результатов расчета несущей способности плит при проверке стойкости против прогрессирующего обрушения методом конечных элементов и методом предельного равновесия. Показано, что использование нелинейных конечных элементов, не учитывающих анизотропию, развивающуюся в ходе деформирования, приводит к серьезным ошибкам.

В настоящее время расчеты зданий на стойкость против прогрессирующего обрушения являются неотъемлемой частью любого проекта. Не смотря на целый ряд выпущенных рекомендаций, в этой области остается множество не вполне проработанных вопросов.

При расчете плитных конструкций методом конечных элементов обычным подходом является расчет в физически и геометрически нелинейной постановке. Этот подход заложен также в примерах расчета, приведенных в рекомендациях. При этом используется программа «ЛИРА». В ходе нагружения железобетонной плиты развивается анизотропия материала. Особенно это проявляется в местах образования пластических шарниров. Пластинчатые нелинейные элементы, содержащиеся в библиотеке «ЛИРЫ» не поддерживают анизотропию. Если для нагрузок, далеких от разрушающих, это не должно приводить к серьезным погрешностям, то при приближении к предельному состоянию погрешности должны быть большими.

Для проверки правильности этих соображений были выполнены сравнительные расчеты с использованием указанных элементов вручную и методом предельного равновесия. Разница в несущей способности достигает от 1 (от полного совпадения) до 5 раз. Разница зависит от граничных условий, от соотношения длин сторон обрушающегося участка, а также от соотношения количества верхней и нижней арматуры. Причем, качественно схемы разрушений, полученных МКЭ, значительно отличались от схем, намеченных в соответствии с методом предельного равновесия.

В докладе приводится сравнение численных результатов расчёта, приводятся полученные поля напряжений и проводится анализ соответствующих схем разрушений.

Проведенное исследование позволяет сделать следующие выводы.

1. При нелинейном расчёте МКЭ следует использовать только такие нелинейные элементы, которые поддерживают анизотропию. В противном случае достоверность результатов нелинейного расчёта близка к нулю.
2. При отсутствии нелинейных анизотропных элементов в библиотеке КЭ, рекомендуется выполнять физически – линейный расчёт здания, чтобы учесть влияние пространственной работы сооружений на усиления, возникающие в элементах. При этом перераспределение усилий в железобетоне (или любом другом материале, обладающем пластичностью) следует учитывать вручную на основании вычисленных усилий по специальной методике.

СОСТОЯНИЕ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ПРОГРАММНОГО ОБЕСПЕЧЕНИЯ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ В ГЕРМАНИИ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И РАСЧЕТОВ

Uli Höhn, Johann G. Löwenstein
mb AEC Software GmbH, Кайзейрслаутерн, Германия

SOFTWARE TOOLS FOR ANALYSIS AND DESIGN IN CONSTRUCTION ENGINEERING IN GERMANY

Abstract: Current presentation is to introduce the standard software tools that support architectural and engineering bureaus in Germany at typical stages of their work.

В свете возросшей интенсивности международного сотрудничества необходимо знать специфичные для различных стран отличия в разделении работ между участниками строительства, чтобы избегать недоразумений, которые могут возникнуть при международном сотрудничестве.

В докладе отображено принятое в Германии разделение работ в строительстве надземных сооружений от проекта, статического расчета до выполнения строительных работ и использования. Далее представлено, в том числе, и значение проверяющих структур в свете юридических и технических вопросов и затронуто взаимодействие между всеми участниками процесса строительства (застройщик, архитектор, статик, контролер, административный орган по надзору за строительством, пользователь).

Далее сделана попытка интерпретации постепенного изменения указанного разделения работ и приведены тезисы о влиянии на будущее разделение работ в свете экономии, с одной стороны, и обусловленного технологически повышения производительности, с другой стороны.

С позиции производителя программного обеспечения в области строительства будет представлено текущее состояние техники в данной области на примере пакета программных продуктов Ing^+. При этом будут обсуждаться следующие продукты:

- ProjektManager - управление данными проекта, коммуникация программного обеспечение других производителей
- ViCADo – CAD система - от проекта до реального проектирования и планирования работ
- MicroFe - общая FEM-система
- Статика - ориентированная на документы статика

Интерфейсы между отдельными разделами

Доклад призван ознакомить со стандартным программным обеспечением, оказывающим поддержку немецким архитектурным и инженерным бюро при типичных этапах работы. Программная система Ing^+ фирмы mb AEC Software GmbH относится к ведущим программным продуктам Германии в области строительства. В настоящий момент фирма насчитывает около 50 сотрудников. Продукты mb AEC Software GmbH находят свое применение в Германии, в немецкоговорящих странах (Швейцария, Австрия, Италия, Люксембург, Бельгия, Лихтенштейн). Первоочередное значение имеет развитие данных продуктов совместно с фирмой Техсофт для России и русско-говорящих стран.

РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ КОНСТРУКЦИЙ, ВЫПОЛНЕННЫХ ИЗ КУСОЧНО-ОДНОРОДНЫХ МАТЕРИАЛОВ, МЕТОДОМ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

С.Ю. Лихачева
Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет,
г. Нижний Новгород, Россия

THE CALCULATION OF FIRMNESS OF CONSTRUCTIONS THAT WAS MADE FROM PIECE-HOMOGENOUS MATERIALS BASED ON FEM

Abstract: Based on FEM there has been created a two-level model of deformation and destruction of designs made from piece-homogenous materials with periodically repeating structure. It is developed a model, describing the behavior of environments with properties dependent on the types of stress-deformation's state, developing damages and physical non-linearity. To taste the suggested model and techniques it is solved the problem of numerical research of durability of units of interface of masonry walls with concrete plates of blocking in the spatial statements. The material of masonry walls and the way of closing up units are varied. The received results coincide with available experimental data.

Примерами кусочно-однородных сред с периодически-повторяющейся структурой могут служить разные виды кладок (каменная, кирпичная, шлакоблоковая, гипсоопилочная и т.д.), армоцемент, армированные каменные конструкции, армированный асбестоцемент, композиционные материалы при условии упорядочения ориентации волокон.

Функциональное назначение составляющих материалов, разная их природа определяет большую разницу в физико-механических и прочностных характеристиках. Простое осреднение при нахождении необходимых характеристик кусочно-однородного материала может привести к неверному представлению поведения изучаемого материала. С другой стороны, сложность учета свойств составляющих материалов, нелинейность решаемой задачи в случае кусочно-однородных сред облегчается упорядоченной структурой расположения блоков с одинаковым составом. Периодичность повторения одних и тех же фрагментов делает возможным моделирование материала конструкции как однородной среды, характеристики которой определяются при подробном изучении наиболее характерных блоков, из которых состоит основной кусочно-однородный материал.

Для осуществления такого подхода к изучению кусочно-однородного материала наиболее подходящей является кирпичная кладка, так как она по всем показателям отвечает определению подобных сред, в то же время являясь наиболее распространенным в практике строительства

Методика расчета кусочно-однородных сред строится в рамках двухуровневой модели, основные принципы организации которой следующие.

На верхнем уровне модели изучается напряженно-деформированое состояния исследуемой конструкции в целом. Материал конструкции представляется как континуальная, анизотропная, в общем случае, физически-нелинейная среда. Учет реальной структуры основного материала и реальных свойств составляющих его элементарных фрагментов происходит на нижнем уровне, где с целью определения упругих и прочностных характеристик однородной среды верхнего уровня изучается процесс деформирования и разру-

шения типового блока материала конструкции.

После этого исследование НДС всей конструкции осуществляется путем пошагового интегрирования определяющих уравнений для последовательности изменений внешних нагрузок.

Получаемый по этой методике исследования качественный характер развития поврежденности конструкции на верхнем уровне носит приближенный характер, так как не учитывается специфика разрушения каждой компоненты. Если задача требует представить разрушение материалов в отдельных локальных зонах, предусмотрена возможность использования расширенного алгоритма реализации двухуровневой модели.

Для тестирования предложенных моделей, методик и реализующих их программных средств, были рассмотрены задачи как в плоской, так и в пространственной постановках.

В-основном, это были конструкции кирпичной кладки, но также решались задачи расчета прочности столбов, выполненных из гипсоопилочных камней. Качественное и количественное совпадение результатов численных исследований с экспериментальными данными позволяет сделать вывод о возможности применения предлагаемой модели для анализа процессов деформирования и разрушения конструкций из любых кусочно-однородных материалов.

Численный расчет напряженно-деформированного состояния и процессов деформирования как типовых фрагментов, так реальных конструкций на верхнем уровне модели, проводился с использованием вычислительного комплекса УПАКС, основанного на МКЭ. Этот комплекс разработан в НИИ механики при Нижегородском университете им.Н.И.Лобачевского под руководством профессора Капустина С.А. Автором были внесены в данный программный комплекс необходимые для реализации предлагаемой методики дополнения.

О НЕЛИНЕЙНЫХ МНОГОУРОВНЕВЫХ СТОХАСТИЧЕСКИХ КРАЕВЫХ ЗАДАЧАХ МЕХАНИКИ ДЕФОРМИРОВАНИЯ И РАЗРУШЕНИЯ КОМПОЗИТОВ

Е.Ю. Макарова, Ю.В. Соколкин
Пермский государственный технический университет, г. Пермь, Россия

ABOUT NONLINEAR MULTILEVEL STOCHASTIC BOUNDARY–VALUE PROBLEMS FOR DEFORMATIVE AND DESTRUCTIVE COMPOSITE MECHANICS

Abstract: New functional of stochastic boundary value problem for quasi-locally-ergodic composite model was built. It helps us to predict macroscopic composite properties taking into account microstructure heterogeneity and natural disperse of matrix and fiber properties. By means of periodical components method functional for connective stochastic boundary–value problem was built. It allows us to construct deformation trajectories and ultimate strength surfaces.

Композиционные материалы, превосходящие по удельным упругим и прочностным характеристикам традиционные материалы, наряду с дальнейшим их применением в авиации и ракетно-космической технике находят заметное внедрение в строительстве, на железнодорожном транспорте и в гражданской промышленности. Их дальнейшее внедрение связано с разработкой новых нелинейных структурно-феноменологических моделей и их численной реализации на основе решения стохастических краевых задач. К перспективным моделям механики композитов относятся в первую очередь локально-эргодические модели, учитывающие неоднородную микро- и макроструктуру композита. Для квази-локально-эргодической модели композита построен новый функционал стохастической краевой задачи, позволяющий прогнозировать макроскопические свойства с учетом неоднородности микроструктуры и естественного разброса свойств волокон и матрицы.

Для прогнозирования прочностных свойств композита рассматривается аналогия первого уровня между модулями упругости композита и его прочностью. Как упругость, так и прочность являются объектами сложной физической природы. Поэтому для описания структурного разрушения и прогнозирования прочностных свойств композита в определяющие соотношения вводится новый материальный носитель — функция повреждаемости четвертого ранга, зависящая от условий нагружения. Для замыкания уравнений краевой задачи привлекаются дополнительные уравнения, связывающие инварианты тензора структурных повреждений с инвариантами тензоров микронапряжений и микродеформаций.

Методом периодических составляющих для локально-эргодических и квази-локально-эргодических моделей построены функционалы связанных стохастических краевых задач, позволяющие наряду с прогнозированием макроскопических упругих свойств расчетным путем получать траектории деформирования и предельные поверхности прочности композитов.

АНАЛИЗ ВОЗНИКНОВЕНИЯ НЕНОРМАТИВНЫХ ОСАДОК ФУНДАМЕНТНОЙ ПЛИТЫ НА ПРИМЕРЕ ЖИЛОГО ДОМА В Г. ТЮМЕНЬ

А.Г. Малинин, П.А. Малинин, С.А. Чернопазов, А.В. Воробьев
ЗАО «ИнжПроектСтрой», г. Пермь, Россия

ANALYSIS OF INITIATION OF SUBSTANDARD SETTLEMENTS OF FOUNDATION PLATES BY THE EXAMPLE OF A DWELLING HOUSE IN TYUMEN

Abstract: In this report design solution of Titan pile underpinning is given by the example of a real job site. There are presented results of monitoring of a job site condition in different stages of its construction. Comparison of design calculations with field observation data is carried out. Design calculations are made in a programme GeoPlate.

В тех случаях, когда геологическое строение площадки характеризуется горизонтальным залеганием грунтов с высокими деформационными и прочностными характеристиками, проектирование фундаментов выполняется методами, регламентированными СНиП 2.02.01-83* «Основания зданий и сооружений».

Однако работы все чаще проводятся в условиях сложных площадок, на которых сочетаются неоднородность строения основания фундамента и слабые грунты, что может приводить к значительной неравномерности нагружения фундаментной плиты.

В предлагаемой работе специалистами ЗАО «ИнжПроектСтрой» выполнен анализ причин ненормативных осадок фундаментной плиты жилого дома в г. Тюмень на стадии завершения строительства. По результатам проведенных исследований предложен и практически реализован проект усиления основания фундамента сваями Titan фирмы Ishebeck, проведен мониторинг осадок фундаментной плиты на завершающей стадии строительства и в последующий период.

Наблюдения за осадками построенного дома показали незатухающую тенденцию их нарастания с кратковременными увеличениями скоростей осадок в мае и сентябре 2006 г.

С целью выявления причин ненормативных осадок здания выполнен анализ изменения грунтовых условий за период строительства с 2004 по 2006 годы, проведена экспертиза проекта фундамента дома.

Установлено, что основной причиной ненормативных осадок является сочетание эксцентриситета приложения равнодействующей силы от веса дома по отношению к центру тяжести фундаментной плиты и залегание слабых грунтов в основании фундамента.

Подбор схемы усиления основания фундамента сваями Titan выполнен в программе GeoPlate, разработанной специалистами ЗАО «ИнжПроектСтрой». Расчёты выполнены с учётом реальных нелинейных жесткостных характеристик свай, полученных натурными испытаниями. Коэффициент постели основания фундаментной плиты идентифицирован по результатам натурных наблюдений за осадками дома. В расчётах учтена этапность устройства свай. Получено удовлетворительное соответствие расчетных относительных осадок с натурными данными.

Во время производства работ по устройству свай, скорости осадок различных частей фундаментной плиты не возрастали. После завершения работ по устройству свай на-

блюдения показали резкое снижение скорости осадки плиты фундамента.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Рекомендации по расчету, проектированию и устройству свайных фундаментов нового типа в г. Москве. Правительство Москвы. Москомархитектура, 1997 г.
2. Инструкция по проектированию и устройству свайных фундаментов зданий и сооружений в г. Москве Правительство Москвы. Москомархитектура, 2001 г.
3. **Малинин А.Г., Малинин П.А.** Экономичные свайные фундаменты для малоэтажного строительства. Пермские строительные ведомости, Пермь: Пермский филиал ФГУ «Федеральный лицензионный центр при Росстрое». - № 11, 2006. – С. 9 -10.
4. **Малинин А.Г., Чернопазов С.А.** Инженерный метод расчета нагрузок на сваи, устраиваемые с применением JET-технологий для усиления фундаментных плит. Пермские строительные ведомости, Пермь: Пермский филиал ФГУ «Федеральный лицензионный центр при Росстрое». - № 12, 2006. – С. 8 -10.
5. **Малинин А.Г., Малинин П.А., Чернопазов С.А.** Методика расчета ограждающих конструкций, устроенных с применением струйной геотехнологии. Пермские строительные ведомости, Пермь: Пермский филиал ФГУ «Федеральный лицензионный центр при Росстрое». - № 9, 2006. – С. 7 -10.
6. СНиП 2.02.01-83* «Основания зданий и сооружений». Москва, 2000.

МОДЕЛИРОВАНИЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ ИЗГИБУ ГИБКИХ ОГРАЖДЕНИЙ ИЗ АРМИРОВАННОГО ГРУНТОБЕТОНА

А.Г. Малинин, С.А. Чернопазов, А.А. Жемчугов
ЗАО «ИнжПроектСтрой», г. Пермь, Россия

MODELING OF RESISTANCE TO BENDING OF FLEXIBLE COFFERDAMS MADE OF REINFORCED SOIL-CONCRETE

Abstract: According to limit bending moment value there was carried out a comparison of soil-concrete piles subjected to elastic and rigid-plastic bending. Linear-elastic model of cofferdam taking into account destruction of soil-concrete by stretching strains allows to estimate cofferdam deformation characteristics, that makes possible to apply this model in finite-element analysis of construction deflected mode. Application of rigid-plastic model requires calculation of bending moment without taking into account cofferdam deformation characteristics.

В данной работе приведено сопоставление результатов расчета на прочность гибких ограждений из грунтобетонных свай, армированных трубой с помощью двух моделей: линейно-упругой [1] и жесткопластической [2].

Расчет ограждения на прочность заключался в определении предельного изгибающего момента, при действии которого максимальные сжимающие напряжения в грунтобетоне достигают предельного значения, а для армирующего элемента выполняется условие прочности, или при выполнении условия прочности в сжатом грунтобетоне напряжения в армирующем элементе достигают предельного значения. Расчеты выполнены с учетом разрушения грунтобетона растягивающими деформациями.

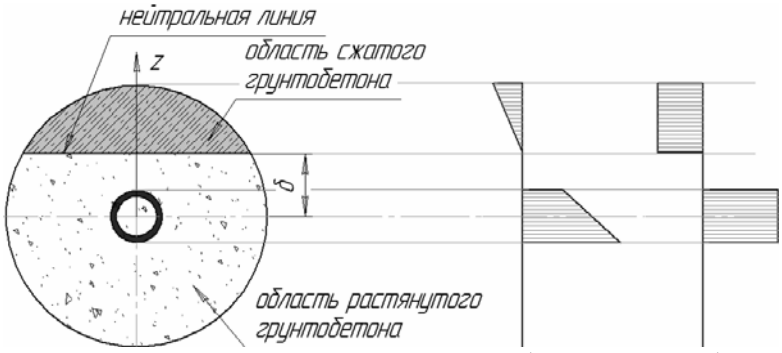
В отличие от линейно-упругой модели жесткопластическая предполагает, что в опасном сечении грунтобетон и арматурный элемент находятся в предельном состоянии, т.е. напряжения достигли предельных значений по всему сечению, см. рис.1.

На рис.2 представлены результаты расчета предельного изгибающего момента по линейно-упругой и жесткопластической модели. Сравнение показало, что расчетные значения предельного изгибающего момента для грунтобетонных свай, полученные с помощью линейно-упругой и жесткопластической моделей отличаются в 1,3 – 2 раза в зависимости от типа грунта, в котором устроена свая. Необходимо отметить, что расчет предельного изгибающего момента по жесткопластической модели предполагает возникновение пластического шарнира. В реальных конструкциях гибких ограждений пластический шарнир может привести к появлению степени свободы ограждающей конструкции, что недопустимо с точки зрения ее устойчивости.

Линейно-упругая модель ограждения с учетом разрушения грунтобетона растягивающими деформациями позволяет также оценивать деформационные характеристики ограждения, что позволяет успешно применять эту модель в конечно-элементном анализе НДС грунтобетонных ограждений.

Применение жесткопластической модели требует расчета изгибающего момента без учета деформационных характеристик ограждения. Этот метод оценки прочности по предельному моменту можно применять для расчета ограждений второй группы ответственности.

Модели напряженного состояния грунтобетонных ограждений при упругом и жесткопластическом сопротивлении изгибу реализованы в программе GeoWall (рис.3), разработанной специалистами компании «ИнжПроектСтрой» и предназначенной для расчета ограждений котлованов.



а) б)

Рис.1. Распределение напряжений в опасном сечении сваи. а - напряжения в сечении по линейно-упругой модели, б - напряжения в сечении по жесткопластической модели.

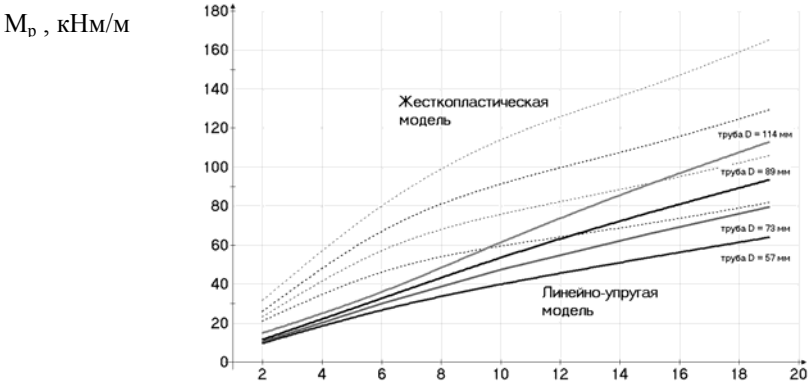
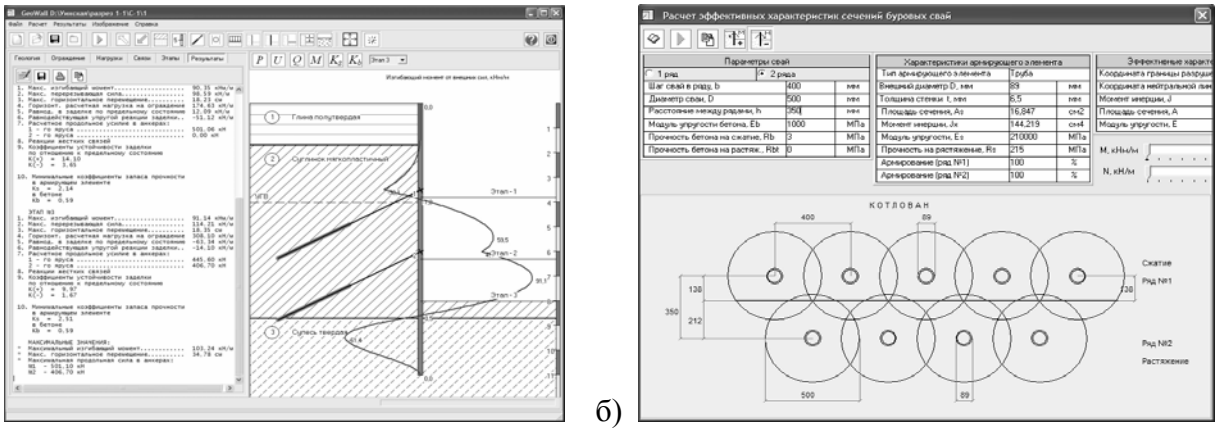


Рис.2. Зависимость предельного изгибающего момента от прочности грунтобетона по линейно-упругой и жесткопластической модели.



а) б)

Рис.3.Программа GeoWall. а – расчет эффективных характеристик сечения, б – изгибающие моменты в ограждении котлована

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Малинин А.Г.** Струйная цементация грунтов. Пермь: Пресстайм, 2007. - 168 с.

2. **Гинзбург Л.К.** Противооползневые удерживающие конструкции. М.: Стройиздат, 1979. – 80 с.

МЕТОД КОМПЛЕКСНОГО ИССЛЕДОВАНИЯ ПО СОВЕРШЕНСТВОВАНИЮ ТЕПЛООБМЕННЫХ АППАРАТОВ

А.А. Мелехин
Пермский государственный технический университет, г. Пермь, Россия

THE METHOD OF COMPLEX RESEARCH FOR PERFECTION OF HEAT EXCHANGERS

Abstract: The method of complex researches for perfection heat exchagers with application of numerical methods of the decision multicriterical tasks of optimization, visualization of processes of heat exchange is considered with the help thermocam of shootings and check of decisions of mathematical tasks of optimization on the test bed.

Предлагается метод комплексного исследования по совершенствованию теплообменных аппаратов с применением численных методов решения многокритериальных задач оптимизации, визуализации процессов теплообмена при помощи тепловизионной съемки и проверкой решений математических задач оптимизации на испытательном стенде.

Исследования по совершенствованию процесса теплообмена обоснованы низкими значениями коэффициента полезного действия теплообменных аппаратов, имеющих вследствие этого значительные габариты, металлоемкость и высокую стоимость.

Одной из задач совершенствования аппаратов является разработка эффективных конструкций теплообменных поверхностей.

Проблема исследования теплообменных аппаратов, как сложной технической системы , привела к необходимости создания метода комплексного исследования, который основан на использовании новых методов математического моделирования совмещенных с натурными определениями и применением тепловизионной съемки с целью оптимального системного конструирования.

Постановка многопараметрических задач оптимизации параметров теплообменных аппаратов является одним из решений данной проблемы.

Задачу оптимизации можно сформулировать в следующем виде: найти такую оптимальную конструкцию теплообменного аппарата для фиксированных начальных параметров и параметров процесса теплообмена, которая является оптимальной с точки зрения выбранных критериев.

В качестве критериев оптимальности выступают функции, характеризующие теплопроизводительность и стоимость теплообменного аппарата:

$$J_1 = J_1 (x_1...x_{45} , U_1...U_{15}) \rightarrow \max, \quad (1)$$

$$J_2 = J_2 (x_1...x_{45}, U_1...U_{15}) \rightarrow \min \quad (2)$$

где J_1 – теплопроизводительность т.а., J_2 – стоимость т.а., $x_1...x_{45}$ – параметры процесса теплообмена, $U_1...U_{15}$ – управляемые параметры процесса теплообмена.

Ограничения, накладываемые на параметры процесса, запишутся в следующем виде:

$$y_i^{\min} \le y_i(x) \le y_i^{\max}, \quad (3)$$

$$x^{\min} \le x \le x^{\max} \quad (4)$$

Таким образом, мы имеем следующую задачу поиска оптимальной конструкции теплообменного аппарата:

$$\text{Найти: } x \in R, \text{ при } J_1(x) \rightarrow \max, \quad (5)$$

$$J_2(x) \rightarrow \min \quad (6)$$

Назовем множество допустимых точек:

$$D = \begin{Bmatrix} x \mid x^{\min} \le x \le x^{\max}, c_i^* \le f_i \le c_i^{**} (i = \overline{l,s}), \\ J_i(x) \le J_i^{**}, (i = \overline{1,2}) \end{Bmatrix} \quad (7)$$

Таким образом, задача многокритериальной оптимизации заключается в решении (5),(6) при $x \in D$.

Данная задача представляет собой многокритериальную, многопараметрическую задачу нелинейной оптимизации. Поскольку в данной задаче происходит оптимизация по нескольким критериям, то сложность ее заключается в построении множества решений.

Для проведения совмещенных исследований математического моделирования с натурными определениями и визуализации процессов теплообмена применением тепловизионной съемки с целью практической проверки результатов решения задачи оптимизации в научно-исследовательской лаборатории «Теплогазоснабжения и вентиляции» при кафедре ТГВ и ОВБ Пермского государственного технического университета создан модифицированный экспериментальный стенд для исследования теплообменных аппаратов.

Выводы. Предложен метод комплексного исследования по совершенствованию теплообменных аппаратов с применением численных методов решения многокритериальных задач оптимизации, визуализации процесса теплообмена при помощи тепловизионной съемки и проверкой решений математических задач оптимизации на испытательном стенде.

Предложена математическая модель, которая обеспечивает оптимизацию теплообменного аппарата по нескольким критериям.

Разработан и смонтирован модифицированный экспериментальный стенд для исследования теплообменных аппаратов.

НЕКОТОРЫЕ ВОПРОСЫ ЗАДАЧ О СТЫКОВКЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

М.Л. Мозгалева, А.Б. Золотов, М.В. Воробьев
Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия

Задача расчета сооружений была и остается актуальной, поскольку непрерывно всюду ведется строительство и при этом постоянно создаются новые виды конструкций в связи с различными формами конструирования, новыми материалами и новыми технологиями строительства. Построение и исследование математических моделей для расчета строительных сооружений, в частности стыковки конструкций, является одним из важнейших аспектов проектирования. Стыки конструкций всегда являются зонами повышенной опасности, поскольку именно там очень часто происходит разрушение. Такой проблемой может быть задача расчета соединений конструкций разной размерности или разной ориентации в пространстве (например, стержень, расположенный перпендикулярно к плите, или плиты, расположенные под углом друг к другу). Аналогичные рассуждения относятся к задачам, математическая модель которых состоит из дифференциальных уравнений разного порядка (например, балка на упругом полупространстве или балка, опирающаяся продольно на конструкцию, напряженное состояние которой описывается уравнениями плоской задачи теории упругости, и.д.). Учитывая, что сложность соответствующих моделей может быть весьма высока, становится очевидной необходимость применения ЭВМ для обеспечения требуемой точности и скорости расчетов. С другой стороны, применение ЭВМ для проведения численных экспериментов существенно ниже по стоимости в сравнении с экспериментальным моделированием. Среди современных вычислительных методов наиболее популярными являются метод конечных элементов (МКЭ) и метод граничных элементов (МГЭ). МКЭ имеет свою достаточно давнюю историю развития, хорошо изучен и заслуженно пользуется популярностью в среде расчетчиков. МГЭ – практическая реализация метода граничных интегральных уравнений (ГИУ),– появился позднее и, в сочетании с современным уровнем мощности компьютерной техники и программного обеспечения, развития математики в области аналитических методов (теория обобщенных функций, теория граничных интегральных уравнений) предлагает новые вычислительные возможности исследования в области расчета конструкций.

В настоящей работе разрабатывается и исследуется методика решения задачи о стыковке конструкций с применением аналитического аппарата теории граничных уравнений. ГИУ. Это является наиболее естественным методом аналитического подхода к задаче стыковки сооружений. При таком подходе задача сводится к некоторой системе интегральных уравнений с неизвестными функциями, сосредоточенными по линии стыковки. Специфика состоит в том, что эти уравнения достаточно разные в случае стыковки таких, например, конструкций как плита и плоская задача теории упругости. Наиболее сложной в математическом плане оказывается плита, поскольку метод граничных уравнений для нее менее разработан. Поэтому, в работе уделено большое внимание анализу и реализации соответствующих ГИУ.

При постановке краевых задач расчета конструкций в работе используется подход с позиции расширенной области. Это позволяет сформулировать краевую задачу в виде единого оператора, включающего в себя условия внутри области (дифференциальное уравнение), описание геометрии (за счет включения в уравнение характеристической функции исходной области) и краевые усло-

вия, получаемые при дифференцировании характеристической функции исходной области. При этом краевые условия получают корректные множители в виде обобщенных функций. В частности, условия нагрузки на границе имеют в случае теории упругости множитель δ_Γ (дельта-функция, сосредоточенная на границе), а условия задания перемещений на границе в качестве множителя имеют δ'_Γ (производная от граничной дельта-функции по нормали). Причем все это вытекает из общей компактной постановки. Если множитель δ_Γ практически следует и при обычных вариационных подходах, то в условиях для перемещений множитель δ'_Γ в этих постановках не приводится.

Операторная постановка приводит к возможности формирования вариационной постановки для смешанной краевой задачи. При этом такой функционал является *безусловным*, т.е. пространство функций, на котором он определен, не имеет ограничений, кроме наличия производной такого порядка, который является максимальным в соответствующем подынтегральном выражении для функционала энергии. И, наконец, соответствующий оператор является обобщением понятия матрицы жесткости на континуальный случай, т.е. может быть назван *оператором жесткости краевой задачи*.

В рамках такого подхода легко формулируются соответствующие граничные уравнения. В свою очередь это облегчает рассмотрение всех задач с позиции аппарата обобщенных функций, что приводит к пониманию многих факторов, имеющих место на границе, с математической точки зрения.

Другим существенным моментом в работе является использование координат, связанных с границей (ассоциированные координаты). Их применение позволяет упростить граничные уравнения за счет представления производных по нормали и по границе.

Все вышеперечисленные подходы позволяют представить краевые и граничные задачи в некотором аспекте, отличном от традиционного.

ОПЫТ ПРИМЕНЕНИЯ ПРОГРАММНОГО КОМПЛЕКСА «SCAD OFFICE» ДЛЯ ОБОСНОВАНИЯ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ ЗДАНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ В УСЛОВИЯХ УСЛОЖНЕННОГО РЕЛЬЕФА МЕСТНОСТИ

Н.В. Мосина
ООО НПФ «СКАД СОФТ», г. Москва, Россия

В практике современного проектирования при проведении расчетов сложных по конфигурации и форме монолитные конструкций практически всегда встает вопрос их корректного моделирования при создании расчетной схемы для использования в универсальных расчетных программах. В частности, это касается моделирования конструкций, возводимых в условиях усложненного рельефа местности. Большая изменчивость, и, как следствие этого, неопределенность параметров жесткости естественных оснований приводит к многовариантности задания исходных данных для расчета.

Интегрированная система **SCAD Office** представляет собой набор программ, предназначенных для выполнения прочностных расчетов и проектирования различного вида строительных конструкций. Для учета изменчивости параметров расчетной модели в комплекс SCAD введен специальный режим «Вариация моделей», который предусматривает возможность обработки результатов расчета нескольких близких вариантов расчетной схемы. Близость вариантов трактуется в том смысле, что они являются топологически подобными, содержат одинаковое количество узлов и элементов и допускают только вполне определенные различия между сопоставляемыми расчетными моделями. Например, возможно использовать различные типы конечных элементов, изменять жесткостные параметры, условия примыкания, различные коэффициенты постели основания и т.д. Рассматривается конкретный пример использования режима вариации моделей для решения задачи влияния карстового провала под фундаментной плитой на результаты прочностного расчета здания бизнес-центра в городе Щелково Московской области.

В расчетную схему были включены следующие несущие конструктивные элементы:

- монолитная железобетонная фундаментная плита с перекрестными лентами и системой контрфорсов по высоте технического этажа,
- монолитные железобетонные стены подземной части,
- монолитные железобетонные диафрагмы жесткости,
- монолитные железобетонные перекрытия (как балочные, так и безбалочные),
- монолитные железобетонные колонны (с шагом от 4 до 6.7 метров).

В соответствии с инженерно-геологическими изысканиями район проектируемого строительства оценивался как потенциально карстоопасный, Необходимость учета возможности карстового провала, расположение которого под фундаментной плитой неизвестно, приводит к проведению расчетов в условиях неопределенности параметров расчетной модели.

Первый расчет был проведен для конструкции на естественном основании без карстовой воронки. При этом были выявлены наиболее проблемные места в уровне фундаментной плиты (максимально нагруженные колонны, зоны с наибольшими перемещениями и напряжениями в плите и т.д.). Затем был создано еще семь моделей с образовавшимся провалом радиусом 3 метра. Модели отличались различными вариантами расположения карста: под наиболее нагруженными колоннами, в местах пересечения диа-

фрагм, в углах и по сторонам сооружения, как это рекомендует СП 50-101-2004 (п.6.11.13).

Для того, чтобы выполнить расчет по нескольким моделям был создан новый проект в режиме «Вариация моделей», который включил в себя все из рассматриваемых вариантов.

Таким образом, результаты расчета по различным вариантам расчетной модели были объединены в единый массив, что позволило выполнить режимы определения расчетных сочетаний усилий (РСУ), создать комбинации загружений, подобрать армирование в элементах железобетонных конструкций. При этом необходимо было указать логическую взаимосвязь между вариантами нагружений, заданных в каждой отдельной задаче, учесть взаимоисключение.

Значимость подобного обобщения понятна, прежде всего, из того, что полученные результаты расчетов уже не зависят от того, где под фундаментной плитой произойдет образование карстовой воронки. Анализ прочностных параметров всех остальных конструктивных элементов модели (колонн, балок, стен, перекрытий), оценка устойчивости конструкции также проводится в режиме вариационного расчета. Это дает возможность учесть особенности ожидаемого поведения конструкции, то есть повысить качество расчетного анализа при проектировании.

МОДЕЛИРОВАНИЕ ЭВОЛЮЦИОННОЙ ДЕСТРУКЦИИ КОМПОЗИЦИОННЫХ МАТЕРИАЛОВ

Б.Е. Победря
Московский государственный университет им. М.В. Ломоносова, г. Москва, Россия

Широкое внедрение в практике строительства новых материалов, в том числе наноматериалов требует развития новых теоретических и экспериментальных исследований в области прочностного анализа и теории надёжности.

Классический подход к проблеме разрушения материалов в механике деформируемого твёрдого тела и, в частности, в строительной механике заключается в следующем. Сначала тем или иным способом с необходимой точностью определяется напряжённо-деформированное состояние в теле с выбранной моделью, заданными входными данными и геометрией. После этого применяется тот или иной критерий прочности.

В настоящей работе исследуется тензорная мера повреждаемости, которая зависит от кинематических характеристик, описывающих процессы деформирования. Рассматриваются операторные определяющие соотношения среды, включающие и введённую меру повреждаемости. Материальные функции определяющих соотношений зависят от пространственных координат (неоднородная среда) и могут быть разрывными функциями (композит). Возможные несовершенства материала и его границы, внешней и внутренней (межфазовые и межкомпонентные прослойки) учитываются введением моментных напряжений. Проводится термодинамический анализ процесса эволюционной деструкции. Даётся обобщение на случай её учёта "основной гипотезы", заключающейся в том, что скрытые термодинамические параметры являются операторами такого же типа, что и определяющие соотношения рассматриваемой модели. Анализируется простейший случай физически линейной реономной среды. Описываются принципиальные схемы экспериментов, из которых могут быть найдены все необходимые материальные функции, как для неполярной модели, так и для полярной, в которой учитываются моментные напряжения. Для полярной среды предлагается метод, позволяющий на основе учёта структуры композита найти аналитические выражения материальных функций. Подробно исследуются слоистые композиты, для которых разработан численный метод определения и для нахождения материальных функций нанокомпонентов.

ВРЕМЕННОЙ АНАЛИЗ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ ИЗ НЕЛИНЕЙНО-УПРУГОГО МАТЕРИАЛА

А.Н. Потапов, Л.М. Артемьева
Южно-Уральский государственный университет, г. Челябинск, Россия

TIME ANALYSIS OF FRAME BUILDINGS FROM NON-LINEAR ELASTIC MATERIAL

Abstract: Mathematical models for non-linear elastic calculating of the frame building with the nonstationary process are presented. The internal friction is taken into account. Computer scheme of the time analysis is built. It reduces non-linear elastic calculating to sequence of discrete changing quasi-elastic solutions.

Приведены результаты, обобщающие положения теории временного анализа дискретных диссипативных конструкций на случай нелинейно-упругой восстанавливающей силы (см. Потапов А.Н. Динамический анализ дискретных диссипативных систем при нестационарных воздействиях: монография. – Челябинск: Изд-во ЮУрГУ, 2003. – 167с.). В цитируемой работе получен вывод уравнения реакции системы для произвольного типа демпфирования (в рамках теории упруговязкого сопротивления) в замкнутой форме через интеграл Дюамеля. При этом в отличие от известных выражений этого интеграла он не требует вычислений матрицы импульсных переходных функций, определение которых для сложной диссипативной системы связано с трудоемкими численными процедурами.

Для многоэтажного каркаса диаграмма жесткости «восстанавливающая сила – относительное перемещение» произвольного конструктивного элемента системы представлена кусочно-линейной функцией. В соответствии с принятым физическим законом линии нагрузки и разгрузки материала совпадают. На основе предложенных математических моделей построена расчетная схема анализа, обеспечивающая вычисление параметров динамической реакции каркаса в аналитическом виде на всем интервале нелинейного деформирования.

Исходное дифференциальное уравнение движения диссипативной конструкции с упруговязким сопротивлением колебаниям и вектор динамических восстанавливающих сил $R(t)$ при нестационарном процессе имеют вид:

$$M\ddot{Y}(t) + C\dot{Y}(t) + R(t) = P(t), \qquad (1)$$

$$R(t) = R^e(t) + R^0(t_i) \qquad (2)$$

где M, C – матрицы инерции и демпфирования; $Y(t)$, $P(t)$ – векторы перемещений и внешних воздействий; $R^e(t)$, $R^0(t_i)$ – квазилинейная и предельная составляющие вектора $R(t)$.

Согласно расчетной схеме временной промежуток нелинейного деформирования разбивается на последовательно идущие интервалы $[t_i, t_{i+1}]$, внутри которых поведение системы рассматривается как квазиупругое. Это позволяет на данных интервалах использовать теорию упругих систем, представляя уравнение реакции в форме интеграла Дюамеля. Критические временные точки $t_1, t_2, \ldots, t_i, t_{i+1}, \ldots$, принадлежащие границам интервалов, заранее неизвестны и определяются в ходе шагового процесса. Переход через критические точки при записи уравнений реакции системы учитывается сменой начальных условий.

Математические модели расчета квазилинейной системы на интервалах времени $t \in [t_i, t_{i+1}]$ ($i = 1, 2, \ldots$) при упругой и нелинейно-упругой работе (нагрузка) имеют вид:

$$
\begin{aligned}
&R(t) = R^e(t) = K\cdot Y(t), \quad R^0(t_i) = 0, \\
&\qquad\qquad \xi_k(t) \le \xi_{1k} \quad (k = 1, 2, \ldots); \\
&R^e(t) = K(t_i)\cdot Y(t), \quad R^0(t_i) = R^0(t_{i-1}) + \Delta K(t_i)\, Y(t_i), \\
&\Delta K(t_i) = K(t_{i-1}) - K(t_i), \quad \xi_k(t) > \xi_{jk}, \quad \dot{\xi}_k(t) > 0 \\
&\qquad\qquad (j = 1, 2, \ldots).
\end{aligned} \tag{4}
$$

При условии упругого режима работы конструкции (3) относительные перемещения $\xi_k(t)$ всех обобщенных пружин (конструктивных элементов) системы не превышают своих предельных значений ξ_{1k} (первый индекс – номер участка диаграммы жесткости). В этом режиме $R(t)$ и $Y(t)$ связаны линейной зависимостью $R(t) = R^e(t) = K\cdot Y(t)$ (K – матрица жесткости).

При условии нагрузки (4) элементы матрицы жесткости $K(t_i)$ и вектора $R^0(t_i)$ получают изменения при t_i, когда в k-й нелинейно-упругой пружине происходит снижение жесткости ($\dot{\xi}_k(t)$ – относительная скорость k-й пружины). Разгрузка системы на интервале $t \in [t_m, t_{m+1}]$ ($t_m > t_i$) реализуется по формулам (4) при условии $\xi_k(t) < \xi_{jk}$, $\dot{\xi}_k(t) < 0$ и замене t_i на t_m.

Уравнение движения квазилинейной системы с учетом (1)–(4) принимает вид

$$
M\ddot{Y}(t) + C\dot{Y}(t) + K(t_i)Y(t) = -R^0(t_i) + P(t). \tag{5}
$$

Таким образом, проблема интегрирования обыкновенных дифференциальных уравнений с переменными коэффициентами (1) сведена к более простой задаче интегрирования обыкновенных уравнений с постоянными коэффициентами (5).

Приведена численная реализация временного анализа 3-этажного каркасного здания при действии импульсной нагрузки. Диаграмма деформирования материала конструктивных элементов (колонн) схематизирована двумя прямыми. Полученные параметры реакции каркаса при нелинейно-упругом деформировании сравниваются с упругим решением задачи.

ХАРАКТЕРИСТИКА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ НАДЗЕМНЫХ ГАЗОПРОВОДОВ ПРИ ВЕТРОВОМ РЕЗОНАНСЕ

А.Н. Потапов, Н.В. Дегтярева
Южно-Уральский государственный университет, г. Челябинск, Россия

DEFLECTED MODE OF VORTEX-INDUCED VIBRATION ELEVATED GAS PIPELINE

Abstract: Time analysis calculation scheme of elevated gas pipeline structure under vortex-induced vibration was developed. Response analysis taking into account energy dissipation and one-way connection influence was conducted.

Проводится аэродинамический расчет конструкций надземных газопроводов при вихревом возбуждении. В качестве общего метода анализа используется временной анализ реакции системы. Данный метод основан на исследовании обобщенной алгебраической проблемы, имеющей вид матричного квадратного уравнения. В отличие от существующих подходов, базирующихся преимущественно на конечно-элементном анализе и применяющих в качестве главного инструмента численные методы шагового интегрирования, предлагаемый подход обеспечивает построение реакции системы в замкнутом форме интеграла Дюамеля.

Расчетная динамическая модель надземного газопровода представляется дискретной расчетной схемой в виде неразрезной балки с равными пролетами. Каждый пролет разбивается на элементарные участки, содержащие на границах сосредоточенные массы. Внутреннее трение материала учитывается по теории упруго-вязкого сопротивления с помощью модели неоднородного демпфирования. Аэродинамическая составляющая нагрузки моделируется в виде периодической подъемной силы в предположении неподвижности трубы газопровода относительно ветрового потока. Частота внешнего возбуждения зависит от напора ветра и может иметь различные значения в пределах длины расчетного участка трассы газопровода.

При компьютерном моделировании конструкции надземного газопровода ставились следующие задачи:

- исследовать реакцию расчетной модели газопровода при разной скорости ветрового воздействия;
- изучить поведение расчетной модели, включающей наличие упругой односторонней связи;
- определить параметры реакции системы (перемещения узлов, восстанавливающие и диссипативные силы) в зависимости от упругой характеристики односторонней связи;
- построить осциллограммы и графики характеристик НДС (нормальных напряжений и перемещений) модели надземного газопровода;
- сравнить полученные данные с результатами расчета в других программных комплексах.

С помощью компьютерной программы, составленной в математической системе MatLab, исследовалось НДС надземных газопроводов Челябинской области: газопровод Кузнецкое – Байрамгулово (труба газопровода Ø219х5, шаг опор 15 м), газопровод с. Бектыш (труба газопровода Ø57х3,5, шаг опор 7 м). Значения частот собственных колебаний при расчетах методом временного анализа и в программном комплексе Лира отличаются не более чем на 7%.

Результаты расчета представляются осциллограммами характеристик НДС модели динамической системы: перемещений узловых сечений, восстанавливающих сил и напряжений. Резонансные амплитуды сечений каждого пролета расчетной модели растут до определенного момента времени и далее не меняются. Для газопроводов Кузнецкое – Байрамгулово и с. Бектыш и максимальная установившаяся амплитуда колебаний составляет 7,96 см и 0,75 см, соответственно. Аналогично, максимальные нормальные напряжения составили 76 МПа для газопровода Кузнецкое-Байрамгулово и 8 МПа для газопровода с. Бектыш.

Таким образом, динамический расчет на основе метода временного анализа дает возможность характеризовать НДС конструкции в нестационарном режиме ветрового резонанса и использовать полученные данные для оценки ее жизнеспособности.

УТОЧНЕННЫЕ МАТРИЦЫ МАСС СТЕРЖНЕВОГО КОНЕЧНОГО ЭЛЕМЕНТА ИСПЫТЫВАЮЩЕГО ПРОДОЛЬНЫЕ КОЛЕБАНИЯ

О.Л. Рудых, В.А. Быркановв
Дальневосточный государственный университет путей сообщения, г. Хабаровск, Россия

Аннотация: В стержне при продольных колебаниях на примере матриц масс одномерных конечных элементов двух типов: для распределённых масс и сосредоточенных масс, проанализирована сходимость МКЭ при определении низших частот собственных колебаний. Анализ полученных результатов позволил для достижения более быстрой сходимости предложить комбинированную матрицу масс стержневого элемента.

CORRECTED MASS MATRICES OF A ROD FINITE ELEMENT UNDERGOING PITCHING OSCILLATIONS

Abstract: Convergence of the Finite Element Method when determining the lowers frequencies of free oscillations was analyzed in a rod with pitching oscillations. As an example, matrices of one-dimensional finite elements of two types, distributed mass and lumped mass, were taken. The analysis of the received results allowed to offer a combined mass matrix of a rod element.

Данный доклад посвящён проблеме определения значений частот собственных колебаний МКЭ на примере продольных колебаний.

Для консольного стержня испытывающего продольные колебания точные значения собственных частот определяются по формуле:

$$\omega_n = \frac{(2n-1)\pi}{2L}\sqrt{\frac{EA}{m}}, \qquad (1)$$

где n – номер частоты собственных колебаний; L – длина стержня; EA – жёсткость стержня при растяжении-сжатии; m - погонная масса стержня.

Проблема собственных значений в МКЭ находится из уравнений

$$\left|[K]-\omega^2[M]\right| = 0, \qquad (2)$$

где $[M]$ - матрица масс (ММ) системы; $[K]$ – матрица жёсткости (МЖ) системы; ω - частоты собственных колебаний, определяемые порядком ММ.

Для стержневого конечного элемента (КЭ) работающего на растяжение-сжатие МЖ имеет вид

$$K_i = \frac{EA}{l}\begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix}, \qquad (3)$$

где ℓ - длина КЭ.

В динамике сооружений для приближенного определения частот собственных колебаний обычно применяют способ приведенной массы и метод переноса масс. В МКЭ эти два подхода реализуются в ММ стержневого КЭ, как методы распределённых масс и сосредоточенных масс, и соответственно имеют вид

$$M_i = \frac{m\ell}{6}\begin{bmatrix} 2 & 1 \\ 1 & 2 \end{bmatrix}, \qquad (4)$$

$$M_i = \frac{m\ell}{2}\begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix}, \qquad (5)$$

где m – распределённая погонная масса стержня.

Нами были сопоставлены результаты расчетов МКЭ выполненные методом сосредоточенных масс и методом распределённых масс. При вычислениях собственных частот низкого порядка МКЭ способ сосредоточенных масс дает погрешность в меньшую сторону, а способ распределённых масс – в большую, при чем погрешности эти почти равны и отличаются лишь знаком. Для улучшения сходимости результата к точному решению при малом числе КЭ можно предположить, что комбинируя эти способы можно получить более точное решение. В этом случае можно получить уточнённую ММ КЭ, как комбинированную из ММ (4) и (5)

$$M_i = \alpha \frac{m\ell}{6}\begin{bmatrix} 2 & 1 \\ 1 & 2 \end{bmatrix} + (1-\alpha)\frac{m\ell}{2}\begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix}, \quad (6)$$

где α - весовой коэффициент.

Если принять $\alpha = \beta = 0{,}5$, то уточнённая ММ КЭ имеет вид

$$M_i = \frac{m\ell}{6}\begin{bmatrix} 2{,}5 & 0{,}5 \\ 0{,}5 & 2{,}5 \end{bmatrix}. \quad (7)$$

Из анализа полученных результатов видно, что погрешность в определении первой частоты собственных продольных колебаний в стержне при использовании уточнённой ММ КЭ (формула 7) уменьшается почти в сотню раз по отношению к обычно используемым ММ в приближенных методах определения первой частоты собственных колебаний. При применении предложенной ММ КЭ решение оказывается достаточно близким к точному (погрешность при одном КЭ 0,18%). При этом машинное время решения задачи о собственных значениях не увеличивается в сравнении с обычно используемыми приближенными методами.

Аналогичный результат можно получить как среднее арифметическое значение соответствующих частот по способам сосредоточенных масс и приведенных масс, но машинное время в этом случае увеличивается в два раза.

Учитывая полученный результат для стержневых КЭ работающих на растяжение-сжатие можно предположить, что установленные закономерности могут быть применены и в изгибных стержневых КЭ.

ОБОБЩЕННЫЙ МЕТОД ГЛАВНЫХ КООРДИНАТ В ДИНАМИЧЕСКИХ РАСЧЕТАХ СИСТЕМ С ЛОКАЛЬНЫМИ НЕЛИНЕЙНОСТЯМИ

Ю.Л. Рутман[1], В.А. Семенов[2], В.Л. Лебедев[2], А.Ю. Солдатов[2]
[1] КБСМ, г. Санкт-Петербург, Россия
[2] ООО «ТЕХСОФТ», г. Москва, Россия

COMPUTER MODELLING OF STRUCTURES: REALIZATION IN ING+ AND MICROFE 2007 SOFTWARE

Abstract: Possibility of using general method of main coordinates for dynamic calculation seismic protection of buildings is discussed. There are main equations of general method of main coordinates. There is example for illustration efficiency of using general method for calculation seismic protection.

Постоянное развитие систем сейсмозащиты зданий и сооружений требует соответствующего развития алгоритмов и программ для расчета этих систем. Существующие универсальные программные комплексы («Ansys», «Cosmos» и др.) в состоянии выполнить расчет процесса колебаний многоэтажного здания, расположенного на нелинейной системе сейсмозащиты. Однако высокая точность расчета достигается за счет скрупулезного учета массовых и жесткостных параметров защищаемого объекта. Это приводит к высокой размерности исследуемой динамической модели. Результаты расчета таких моделей с трудом поддаются физической интерпретации. Отсюда – значительные трудности при выборе проектных параметров.

В работах [1-3] предложено для расчета динамических систем с нелинейными опорами использовать обобщенный метод главных координат. В этом методе сложный характер распределения массовых и жесткостных характеристик модели учитывается интегрально при определении параметров собственных форм. Размерность динамической модели, описывающей нестационарные колебания здания при землетрясении, может быть невелика и физически прозрачна. В настоящей работе метод развит для расчета систем не только с нелинейными опорами, но и с произвольно расположенными нелинейными связями. Приводятся примеры расчета систем сейсмозащиты зданий предлагаемым методом. Все расчеты выполнены в ПК MicroFe 2008.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Рутман Ю.Л.** Обобщенный метод динамического расчета и его применение к исследованию колебаний элементов стартового комплекса. Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. Ленинград, ЛМИ. 1966.
2. **Рутман Ю.Л.** Обобщение метода главных координат на случай упругих систем с локальными нелинейностями. Сб. трудов V международной конференции «Научно-технические проблемы прогнозирования надежности и долговечности конструкций и методы их решения». С.-Петербург, СПбГПУ, 2003.
3. **Рутман Ю.Л., Лебедев В.Л., Семенов В.А.** Применение обобщенного метода главных координат для динамического расчета сейсмозащищенного здания. Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений, 2005, N6.

МОДЕЛИРОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ОПОРНОЙ ЗОНЫ СТАЛЬНЫХ ПОДКРАНОВЫХ БАЛОК

В.Ф. Сабуров, И.А. Кадатский
Южно-Уральский государственный университет, г. Челябинск, Россия

Опыт обследований подкрановых конструкций на промышленных предприятиях Уральского региона показывает частые повреждения подкрановых балок в опорных частях. Трещины в опорных узлах зачастую носят усталостный характер, что заставляет уделить внимание изучению вопроса расчета опорного узла подкрановых балок на усталостную прочность.

Для анализа напряженно-деформированного состояния опорных частей подкрановых балок было выполнено компьютерное моделирование с последующими испытаниями лабораторного образца (балки).

В качестве испытуемого образца использована балка с пролетом 1480 мм. и высотой 424 мм. Для проведения эксперимента были поставлены следующие задачи:

- смоделировать физическую модель балки в конечноэлементную;
- определить расчетами максимальную нагрузку, которую можно приложить к испытуемой балке;
- найденную максимальную нагрузку прикладывать к балке распределенно по площади из условия опирания на полку балки рельса КР-70;
- перемещая нагрузку по конечноэлементной модели выявить характер распределения и значения напряжений в опорном узле балки;
- на основе полученных результатов разместить тензодатчики на физической модели;
- сравнить значения напряжений полученные при компьютерном моделировании и лабораторных испытаниях образца.

Моделирование балки проводилось в ПК «ЛИРА». При формировании модели использованы конечные элементы типа «пластины», размерами 20 х 20 мм.

Помимо этого решено проанализировать подобным образом работу существующей балки в одном из цехов относящемся к металлургической промышленности.

ВЫБОР РАСЧЕТНОЙ МОДЕЛИ ЗДАНИЯ НА ОСНОВАНИИ СРАВНИТЕЛЬНОГО АНАЛИЗА РАЗЛИЧНЫХ МОДЕЛЕЙ

С.А. Савич, А.В. Шипигусева
ООО «Научно-производственное проектное конструкторское бюро», г. Пермь, Россия

CHOICE OF RATED MODEL OF BUILDING ON THE REASON OF COMPARISON DIFFERENT MODELS TESTS

Abstract: There was considered a problem of verification of getting in rate complexes solutions. For this was done a set of calculations for the same building. On the reason of comparative tests got in the result of solutions data the most convenient for calculations model for similar building design was chosen.

При проектировании современных зданий сложной конструкции неизбежно возникает вопрос о расчете на прочность и устойчивость. Современные программные комплексы позволяют проводить подобные расчеты. Однако возникает вопрос об адекватности и точности полученных результатов. Одним из путей решения этой проблемы становится расчет здания в разных программных комплексах и сравнение полученных результатов. При этом одной из главных проблем становится выбор расчетной схемы. При расчете в специализированных пакетах для строительных объектов обычно используются упрощенные модели 3-х мерных тел: стержни, пластины, оболочки. Современные программные комплексы позволяют создавать достаточно сложные расчетные модели, приближенные к реальным, и разные пользователи по-разному создают расчетные модели одного и того же объекта. Особую сложность представляет моделирование грунтового основания.

При решении задачи о поведении системы «Здание-фундамент-основание» а процессе эксплуатации использовался расчетный комплекс Ansys. Были смоделированы различные расчетные схемы здания и грунта, рассматривались различные граничные условия и модели самого грунта (линейная и нелинейная). Выполнен сравнительный анализ полученных результатов расчета. Представлен алгоритм создания твердотельной модели «Здание-фундамент-основание» в ПК Ansys.

Проведенный анализ и сравнение результатов показали, что большее значение в этих задачах имеет не объем рассмотренного грунта, а более точное описание его механических свойств, выбор граничных условий, конечно-элементная аппроксимация; модель самого здания может рассматриваться достаточно приближенно при исследовании осадок фундамента. Для сравнения результатов были проведены расчеты и в ПК Мономах. Полученная осадка плиты в ПК Ansys существенно превышает осадки, полученные в ПК Мономах. Расхождение результатов в ПК Ansys для различных моделей составляет порядка 10% в зависимости от выбранной расчетной схемы.

В результате проведенных вычислительных экспериментов выбрана наиболее рациональная модель с точки зрения экономии машинных ресурсов, соответствия принятым научным гипотезам и возможности проведения дальнейших расчетов, например динамических, которая может быть использована при проектировании аналогичных зданий.

СОВМЕСТНОЕ ИСПОЛЬЗОВАНИЕ МЕТОДА АКУСТИЧЕСКОЙ ЭМИССИИ И КОМПЬЮТЕРНОГО АНАЛИЗА ДЛЯ ОЦЕНКИ ДЕЙСТВИТЕЛЬНОЙ РАБОТЫ КОНСТРУКЦИИ

А.И. Сагайдак
Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона, г. Москва, Россия

Аннотация: Приводятся результаты исследований особенностей сцепления с бетоном арматурных стержней. Использование метода акустической эмиссии и компьютерного анализа способствует изучению природы сцепления арматуры с бетоном.

THE RESULTS OF STUDIES CHARACTERISTICS OF ADHESION TO CONCRETE REINFORCING RODS. THE USE OF ACOUSTIC EMISSIONS AND COMPUTER ANALYSIS CONTRIBUTES TO THE STUDY OF THE NATURE OF ADHESION FIXTURES WITH CONCRETE

При проектировании и выполнении прочностных расчётов широкое применение нашли вычислительные компьютеры. В основе вычислительных комплексов используются современные вычислительные методы, в первую очередь метод конечных элементов. Расчёт производится с использованием общих моделей железобетона. В ряде программ и методических рекомендациях по расчёту строительных конструкций особенности механических свойств бетона и железобетона (нелинейность, трещиностойкость, ползучесть, усадка, особенности сцепления арматуры с бетоном и т.п.) учитывается не в явном виде, а нивелируются, например, путём уменьшения модуля упругости бетона.

В докладе рассматриваются результаты проведенного в НИИЖБ эксперимента, учитывающего особенности сцепления арматуры различного профиля с бетоном и компьютерное моделирование напряженно-деформированного состояния бетона при выдергивании арматурных стержней в теле бетона. Эксперименты проводились с тремя видами арматурного профиля – арматурный профиль А500СП, арматурный профиль, изготовленный по ГОСТ 5781 и арматурный профиль, изготовленный по СТО АСЧМ 7 – 93. Испытания стержней на выдергивание производили по методике РИЛЕМ. Кроме традиционных измеренных величин (перемещение стержня, нагрузка, прикладываемая к стержню) был применен метод акустической эмиссии. Для анализа напряжённо-деформированного состояния бетона в приграничной с арматурным стержнем областью впервые использовались локационные возможности метода акустической эмиссии.

Использование метода акустической эмиссии и результатов компьютерного анализа позволило оценить напряжённо-деформированное состояние бетона, выявить особенности сцепления с бетоном арматуры различных профилей, получены данные, подтверждающие связь параметров сигналов акустической эмиссии с перемещением стержня.

Совместное использование локационных возможностей метода акустической эмиссии и компьютерного моделирования позволяет определить депланацию сечений бетона в приграничной области с арматурным стержнем с учетом профиля стержня, наличием дефектов в структуре бетона. Все это способствует дальнейшему изучению природы сцепления арматуры с бетоном.

ОЦЕНКА НАДЕЖНОСТИ ВИСЯЧИХ СТЕРЖНЕВЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ РАСЧЕТЕ С УЧЕТОМ ГЕОМЕТРИЧЕСКОЙ И ФИЗИЧЕСКОЙ НЕЛИНЕЙНОСТИ

А.А. Свентиков
Воронежский государственный архитектурно-строительный университет, г. Воронеж, Россия

Аннотация: При оценке надежности висячие системы представляются в виде системы последовательно соединенных систем: гибкая нить, подвески, балка жесткости. В свою очередь гмбкая нить и балка жесткости являются системами последовательно соединенных элементов, а система подвесок – системой параллельных элементов. Расчет иллюстрируется на примере расчета надежности висячей системы с вертикальными подвесками и системы с треугольной решеткой.

EVALUTUATION REALIABTION HANDLE PIVOT CONSTRUCTION BY CALCULATION WITH GEOMETRICAL AND PHYSICAL NONLINEAL

Abstract: By calculation handle system appear system consecutive united system: supple cord, brackets, beam harde. In its turn supple cord and beam harde appear system consecutive united element, ant system brackets – system pairional elemnt. Calculation picurion on example calculation realibtion handle system with vertical brackets and system with triangular lattice.

Одной из важнейших задач в исследовании строительных конструкций является вероятностная оценка их надежности. Основным свойством, определяющим надежность строительных конструкций является безотказность их работы: способность сохранять заранее определенные эксплутационные качества в течение определенного срока службы. Количественной характеристикой данного свойства является вероятность безотказной работы.

При оценке напряженно-деформированного состояния стальных конструкций условие прочности в большинстве случаев записывается как условие не превышения расчетного сопротивления материала по пределу текучести. Однако при превышении напряжений данного условия элементы конструкций не разрушаются, а переходят в упруго-пластическую стадию работы. Фактически условием разрушения стальных конструкций является превышение напряжений расчетному сопротивлению стали по пределу временного сопротивления. Сравнение вероятности выполнения условия прочности и условия разрушения позволяет оценить развитие остаточных пластических деформаций в строительной конструкции с вероятностной точки зрения (получить статистический коэффициент развития пластических деформаций). Сравнительная оценка надежности конструкций на различных этапах нагружения осуществлялась по характеристике безопасности А.Р. Ржаницина:

$$\beta = \overline{G} / \sigma_g .$$

В висячих комбинированных конструкциях эксплутационная нагрузка от изгибаемой балки жесткости через систему подвесок передается на несущий растянутый кабель. Следовательно разрушением в висячей конструкции следует считать следующие события: обрыв несущей нити (превращение системы в балочную конструкцию и практически однозначно к разрушению балки жесткости), обрыв всех подвесок (разъединение несущего кабеля с балкой жесткости), разрушение балки жесткости (создание кинемати-

ческого механизма). Таким образом, висячая система представляет собой последовательное соединение следующих совокупностей элементов: балка жесткости, система подвески и несущая нить (кабель). В свою очередь система подвесок является системой параллельных элементов, а другие две совокупности (несущая нить и балка жесткости) - последовательных элементов. Исходя из этого, вероятность не разрушения висячей конструкции можно записать в следующем виде:

$$P_c(\sigma) = \prod_{i=1}^{n}\left[1 - P_i(\sigma)\right] = \\ = \left(1 - P_н(\sigma)\right)\cdot\left(1 - P_б(\sigma)\right)\cdot\left(1 - P_п(\sigma)\right), \quad (1)$$

где $P_c(\sigma), P_н(\sigma), P_б(\sigma), P_п(\sigma)$ - интегральное распределение прочности соответственно всей системы, несущей нити, балки жесткости, подвесок.

В работе изучалось надежность следующих двух конструкций: висячей системы с вертикальными подвесками и висячей системы с треугольной решеткой.

Проведенные расчеты на надежность показали, что в висячей конструкции с вертикальными подвесками вероятности не разрушения гибких элементов (несущей нити и подвесок) практически не оказывают влияния на надежность всей системы в целом. Основным видом разрушения в данной системе является разрушение (возникновение пластических деформаций) в балке жесткости. Данный факт объясняется преобладающим влиянием на напряженно-деформированное состояние висячих конструкций с вертикальными подвесками упругих удлинений гибких нитей.

Анализ полученных данных выявил, что в висячей конструкции с треугольной решеткой на надежность системы наряду с вероятностью не разрушения балки жесткости оказывает существенное влияние еще и вероятность не разрушения системы подвесок.

В целом исследования надежности висячих систем показали, что в них имеются запасы прочности по развитию пластических деформаций порядка 20 ÷ 25 %, что указывает на преобладание деформационных критериев над прочностными при расчете висячих конструкций. Кроме этого отметим, что при прогибах до 1/500 пролета обе висячие системы обладают практически одинаковой надежностью, а с возрастанием интенсивности нагрузки надежность висячей конструкции с треугольной решеткой преобладает над системой с вертикальными подвесками.

ОБ ИСПОЛЬЗОВАНИИ РАЗЛИЧНЫХ ТЕОРИЙ ИЗГИБА ПЛИТ В РАСЧЕТАХ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В.А. Семенов
ООО «ТЕХСОФТ», г. Москва, Россия

ON A USING OF DIFFERENT THEORIES OF PLATE BENDING IN BUILDING STRUCTURES ANALYSIS

Abstract: In this paper the results of finite element analysis obtained using thing plate theory and Reissner-Mindlin theory for model problems and several real structures are compared.

При расчетах строительных конструкций на статические нагрузки обычно используется теория изгиба тонких плит. В работе приводится сопоставление результатов полученных методом конечных элементов по теории тонких плит и по теории Рейснера-Миндлина как для модельных задач, так и для некоторых реальных объектов. Сопоставление проводится также с результатами аналитических решений [1], с результатами численного решения пространственных задач теории упругости и расчета по [2] для некоторых реальных объектов (покрытие цеха завода «Компрессор», несущая система стадиона «Локомотив» в г.Москва). Сопоставление результатов показывает, что даже для весьма тонких конструктивных элементов ($h/a < 0.001$, h – толщина пластинки, a - ее габаритный размер) перемещения, внутренние силовые факторы и реакции полученные по теории тонких плит могут весьма существенно (в несколько раз) отличаться не только количественно, но и качественно от результатов которые соответствуют теории упругости. Перемещения, внутренние силовые факторы и реакции полученные по теории Рейснера-Миндлина весьма хорошо соответствуют результатам теории упругости и натурных испытаний.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Прочность, устойчивость, колебания. Справочник в 3-х т. Под ред. **Биргера И.А. и Пановко Я.Г.** // М.: Машиностроение,- 1968, Т.1,- 832 с.
2. Мембранные конструкции зданий и сооружений: Справ.пособие: В 2ч.: Ч.1/Под общ. ред. **Трофимова В.И. и Еремеева П.Г.** - М.:Стройиздат, 1990.

СОВРЕМЕННЫЕ ПОДХОДЫ К ПОСТРОЕНИЮ РАСЧЕТНЫХ СХЕМ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ И ИХ ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ПРИ РАСЧЕТАХ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ

В.А. Семенов
ООО «ТЕХСОФТ», г. Москва, Россия

SOME FEATURES OF HIGH-RISE BUILDINGS CALCULATION BY FEM

Abstract: In this report isogeometric approaches to construction of design models which taking into account real dimensions of the structure elements and conditions of their mutual interaction (contact) for walls and columns, walls and carriers, plates and stiffeners, beams and solids elements are discussed based on a general method.

Одной из наиболее важных проблем, которые приходится решать при расчетах конструкций является построение и выбор соответствующих расчетных схем. При расчетах зданий методом конечных элементов в качестве расчетных схем для моделирования несущих конструкций обычно используется оболочечно-стержневая идеализация. В докладе на основе общего метода построения оболочечно-стержневых расчетных схем изложенного в [1,2] обсуждаются изогеометрические подходы к построению расчетных схем учитывающих максимально полно реальные размеры конструкций и условия их взаимодействия (контакта) для стен и колонн, стен и балок, плит и ребер жесткости, стержневых и объемных элементов. Использование таких подходов позволяет избежать ошибок при построении расчетных схем и соответственно получать более достоверные результаты. Реализация данного метода предусматривает модификацию схемы построения глобальной матрицы жесткости. Так вместо прямого суммирования элементов матриц жесткостей используются специальные алгоритмы, зависящие от типов контактирующих конструктивных элементов. На основе расчетов различных конструкций проведено сопоставление результатов получаемых на расчетных схемах построенных стандартными методами и изогеометрических расчетных схемах. Показано, что использование стандартных расчетных схем может привести к существенному искажению результатов.

Помимо модельных конструкций были построены различные расчетные схемы и выполнены для них расчеты нескольких высотных зданий (здание высотой 116м – размер в плане – 55 х 90 м, здание высотой 140 м – размер в плане – 61 х 24.5 м, здание высотой 330 м – размер в плане – 94.2 х 94.2 м). Выбор шага дискретизации для конечно-элементной модели определялся с использованием апостериорного индикатора ошибок [3]. Учет совместной работы фундаментной плиты со сваями и грунтом осуществлялся использованием нелинейной дискретно-континуальной модели многослойного основания со сваями [4]. Неодновременность приложения нагрузки от собственного веса несущих конструкций и других нагрузок учитывалась расчетом с учетом стадийности возведения. Сопоставление результатов расчета с результатами мониторинга для уже построенного здания показывает их хорошее соответствие.

Расчетные схемы представляли собой пространственные модели, состоящие из конечных элементов с заданной жесткостью. Вертикальные и горизонтальные распределенные конструкции моделировались высокоточными гибридными конечными элементами плоской оболочки с шестью степенями

свободы в узлах, для расчета использовалась модель изгиба Рейснера – Миндлина. Колонны и ребра жесткости кессонных плит перекрытий моделировались стержневыми конечными элементами с учетом сдвига. Многослойное основание было смоделировано на внутреннем уровне программы объемными конечными элементами, сваи – стержневыми конечными элементами. Таким образом, расчетные схемы включали несущие конструкции высотной части, подземной части, фундаментную плиту, сваи и многослойное основание и позволяли учесть пространственную работу всего каркаса. Для каждого здания рассматривалось два набора расчетных схем: стандартные оболочечно-стержневые расчетные схемы и изогеометрические оболочечно-стержневые схемы. Стандартная статическая расчетная схема 140-метрового здания, состояла из 420 365 узлов и 398 817 конечных элементов. Расчетная схема получена автоматической генерацией из объектно-ориентированной (позиционной) модели с шаблоном размером 0.5 х 0.5м. Такой размер шаблона определяется размером пролета и анализом результатов апостериорного индикатора ошибок. Изогеометрическая статическая расчетная схема этого же здания, построенная с тем шаблоном состоит из 427 792 узлов и 406 377 конечных элементов. Статическая расчетная схемы 330-метрового здания также была получена автоматической генерацией из объектно-ориентированной (позиционной) модели с шаблоном размером 0.5 х 0.5м. В результате получена расчетная схема состоящая из 850 663 узлов и 1 693 249 элементов. Размерность разрешающей системы – 4 080 827 уравнений. Учет совместной работы фундаментной плиты со сваями и грунтом осуществлялся использованием нелинейной дискретно-континуальной модели шестислойного основания со сваями. Характеристики слоев основания принимались на основании данных инженерно-геологических изысканий. Под фундаментной плитой здания рассматривалась бетонная армированная подготовка. Тип свай – висячие с упором в подстилающий слой.

Моделирование зданий и все расчеты выполнялись при помощи ПК MicroFe.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Семенов В.А., Семенов П.Ю.** Выбор расчетных моделей пространственных комбинированных систем // Пространственные конструкции зданий и сооружений (исследование, расчет, проектирование, применение), вып.9, М., 2004.
2. **Семенов В.А., Семенов П.Ю.** О расчетах зданий и сооружений методом конечных элементов с использованием изогеометрического подхода // Пространственные конструкции зданий и сооружений (исследование, расчет, проектирование, применение), вып.10, М., 2006.
3. **Семенов В.А., Семенов П.Ю.** О некоторых апостериорных оценках погрешностей результатов численных расчетов конструкций // В кн.: Математическое моделирование в механике сплошных сред. Методы граничных и конечных элементов. Труды XX Международной конференции, т. III, СПб.:НИИХ СпбГУ, 2003.
4. **Ахметзянов Т.З., Семенов В.А., Семенов П.Ю.** Применение нелинейной дискретно-континуальной модели грунта для проектирования конструкций с учетом их взаимодействия с грунтом // В кн.: Взаимосвязь проектирования пространственных конструкций с вопросами безопасности, эксплуатационной надежности и долговечности. М.:НИИЖБ, 2007.

РАЗРАБОТКА МЕТОДИКИ ИСПЫТАНИЙ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЙ БЕЗРИГЕЛЬНЫХ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ КАРКАСНЫХ СИСТЕМ НА ОСНОВЕ ЧИСЛЕННЫХ ЭКСПЕРИМЕНТОВ

Е.В.Созинова
ОАО «Оргтехстрой», г. Пермь, Россия

В настоящее время железобетонные безригельные сборно-монолитные каркасные системы являются распространенным решением несущей системы многоэтажных зданий гражданского и общественного назначения. Такие системы включают в себя железобетонные изделия заводского изготовления, которые требуют проведения испытаний нагружением на прочность, жесткость и трещиностойкость согласно ГОСТ 8829-94, причем указанные испытания обычно контролируются государственными органами.

Испытания нагружением железобетонных изделий выполняются с целью комплексной проверки обеспечения технологическими процессами производства изделий требуемых показателей их прочности, жесткости и трещиностойкости.

Согласно ГОСТ 8829-94 (п.п.7.2.2), схемы опирания и нагружения изделий для проведения испытаний следует выбирать таким образом, чтобы они соответствовали условиям работы изделий в реальных конструкциях зданий или сооружений на стадии эксплуатации и чтобы при испытаниях по этой схеме достигались контролируемые предельные состояния.

Этого достаточно легко добиться, если мы имеем дело с ригельным каркасом, где многопустотные плиты, опертые по двум сторонам, «работают» в одном направлении (испытывают действие положительного изгибающего момента в одной плоскости), или если испытываемые изделия в реальной конструкции оперты по трем, четырем сторонам или по четырем углам. Для таких изделий подходят стандартные методики испытаний.

В случае с безригельными сборно-монолитными каркасами дело обстоит несколько сложнее. Примером сборно-монолитного каркаса с безбалочными перекрытиями может служить система КУБ-2.5. Несущими элементами системы являются колонны и плиты перекрытия. Элементами жесткости – связи и диафрагмы. Сборно-монолитное перекрытие системы образуется плитами трех основных типов в зависимости от месторасположения: надколонными, межколонными и средними, которые после замоноличивания стыков превращаются в жесткий диск перекрытия в горизонтальной плоскости (см. рис.1)

Распределение силовых факторов в таком перекрытии характеризуется существенной неоднородностью. При этом напряженные состояния различных типов плит существенно отличаются друг от друга. Например, элемент перекрытия типа «средняя плита» испытывает действие положительных изгибающих моментов в двух взаимно-перпендикулярных плоскостях, «межколонная плита» испытывает действие положительного изгибающего момента в одной плоскости и отрицательного изгибающего момента в другой плоскости, а надколонная плита – действие отрицательных изгибающих моментов в двух взаимно-перпендикулярных плоскостях. Кроме этого все плиты испытывают действие поперечных сил. Поэтому становится очевидным, что необходимо проводить испытания для каждого из типов плит в отдельности, по индивидуально определенной схеме опирания и нагружения.

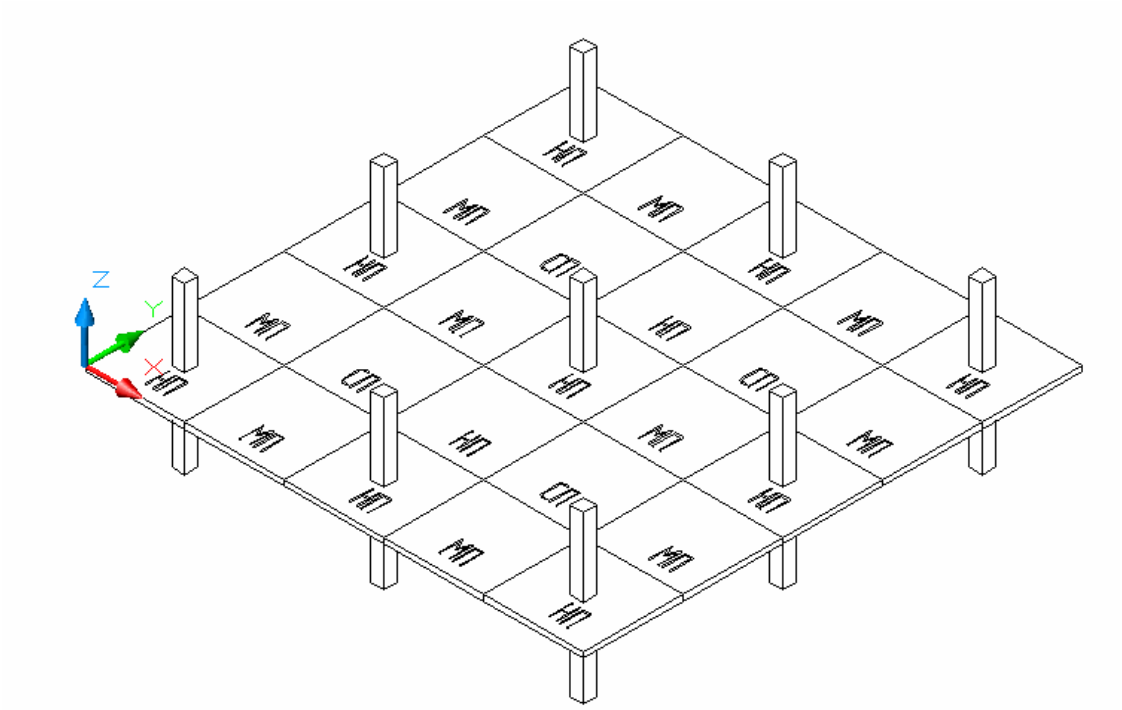


Рис.1. Сборно-монолитное перекрытие безригельной каркасной системы.

Эти обстоятельства требуют существенной корректировки стандартных методик испытания плит перекрытия, в частности стандартных схем опирания и нагружения. Указанные особенности поведения конструкций в составе безригельной каркасной системы КУБ-2.5 потребовали проведения тщательных исследований их напряженно-деформированого состояния (НДС) при помощи современных численных методов.

По результатам расчета фрагмента каркаса здания были определены НДС для каждого из трех типов плит, возникающие при работе изделий в составе сборно-монолитного перекрытия на стадии эксплуатации. Расчет был произведен в двух конечно-элементных программных комплексах ANSYS и SCAD. Результаты, полученные в этих программах, качественно и количественно повторяют друг друга. Расхождения в значениях силовых факторов составляют не более 2%. Сходимость решений контролировалась на сетках из конечных элементов различного размера.

Полученные изополя силовых факторов (изгибающих моментов, перемещений и поперечных сил) были использованы для разработки схем опирания плит в процессе испытаний. Предварительный анализ показал, что для создания аналогичных условий работы при испытаниях, схемы опирания, помимо испытуемых плит, должны содержать дополнительные элементы, соединяемые с плитами замоноличенными швами системы КУБ с образованием фрагмента перекрытия. В результате ряда численных экспериментов были определены размеры дополнительных элементов, а также оптимальное расположение шарнирно-неподвижных опор, обеспечивающее максимальное соответствие НДС испытуемых плит их работе в реальных конструкциях.

На основе разработанных схем были проведены испытания всех типов плит нагружением на прочность, жесткость и трещиностойкость согласно ГОСТ 8829-94. Результаты испытаний подтвердили теоретические исследования.

Таким образом, в результате численного исследования были получены схемы испытаний нагружением для каждого типа плит перекрытия безригельной сборно-монолитной системы КУБ-2.5. Качественное и количественное совпадение картин НДС плит при работе в реальной конструкции и в схемах испытаний говорит о правильности их выбора. Расхождения значений изгибающих моментов составляют не более 3%. Принятые схемы испытаний плит обеспечивают соответствие напряженно-деформированного состояния испытуемых плит их рабочему состоянию в каркасном здании. Теоретические исследования подтверждаются результатами проведенных испытаний плит перекрытия системы КУБ-2.5.

На основании проведенного численного анализа и комплекса натурных экспериментов разработана принципиально новая методика испытаний железобетонных конструкций со сложным напряженно-деформированным состоянием.

ПРИМЕНЕНИЕ ИНФОРМАЦИОННЫХ ТЕХНОЛОГИЙ В НАУЧНЫХ ИССЛЕДОВАНИЯХ, ПРОЕКТИРОВАНИИ, РЕКОНСТРУКЦИИ СТРОИТЕЛЬНЫХ ОБЪЕКТОВ И УЧЕБНОМ ПРОЦЕССЕ

Б.С. Соколов
Казанский государственный архитектурно-строительный университет, г. Казань, Россия

APPLICATION OF INFORMATION TECHNOLOGIES IN SCIENTIFIC RESEARCHES, DESIGNING, RECONSTRUCTION OF BUILDING OBJECTS AND EDUCATIONAL PROCESS

Abstract: The technique of application of information technologies is stated. Concrete decisions are considered.

Применение программных продуктов при выполнении научных исследований на кафедре ЖБ и КК началось практически с момента их возникновения и интенсивно продолжается в настоящее время.

Как правило, целью исследований ставится изучение напряженно-деформированного состояния изучаемых объектов на всех этапах их работы при возрастании нагрузки от нуля до разрушающей при варьировании различных факторов.

Разработана методика реализации поставленной цели, заключающаяся в следующем:

- создании информационной схемы численного эксперимента;
- выборе математической модели исследуемого процесса и программного комплекса, проведении тестирования;
- назначении расчетной схемы;
- выполнении расчетов и получении их результатов в удобном для анализа виде;
- анализе результатов расчетов, построении аналитических зависимостей «изучаемый параметр – фактор»;
- разработке моделей (схем) для расчета изучаемого объекта.

Безусловно, полученная по результатам численных исследований информация требует экспериментального подтверждения на физически подобных изучаемому объекту образцах. Однако, наличие таких данных делает возможной более четко спланировать программу опытов, сократить время и расходы на их проведение.

Численные исследования позволили изучить работу балок-стенок различных конструктивных решений – сплошных, с отверстиями, неразрезных, перемычек, составных и др., выявить общие закономерности их работы, разработать методики их расчета по прочности и трещиностойкости, обосновать и наглядно подтвердить модель разрушения бетона, создать с ее использованием теоретические основы сопротивления анизотропных материалов сжатию. Результаты численных исследований и теория сопротивления анизотропных материалов сжатию нашли подтверждение в физических экспериментах и способствовали созданию методики расчета большого числа элементов и конструкций – крановых перемычек, плоских и объемных элементов при действии местных нагрузок; горизонтальных стыков – контактных, платформенных, комбинированных; штепсельных стыков колонн при статических нагрузках и сейсмических воздействиях; каменных и армокаменных сжатых элементов и конструкций, в т.ч. с поперечным обжатием и др.

Освоение достаточно быстро развивающихся вычислительных комплексов и их особенностей дает возможность решать достаточно сложные проектные работы как для вновь возводимых зданий и сооружений, так и реконструируемых. При этом обращается внимание на анализ напряженно-деформированного состояния несущих систем с учетом допущенных при строительстве отклонений от проектных решений, наличия повреждений и дефектов. Для каркасных зданий из монолитного железобетона к наиболее значимых из них следует отнести: занижение прочности бетона, несоосность колонн, дефекты стыков, наличие трещин. Моделирование фактического состояния несущих конструкций позволяет сделать вывод об их соответствии требованиям конструкционной безопасности и пригодности к эксплуатации, выбрать эффективные способы и методы их усиления.

Накопленный научный и проектный опыт по исследованию напряженно-деформированного состояния несущих систем зданий, сооружений и их элементов успешно внедряются в учебный процесс на всех трех уровнях профессионального обучения. Созданы спецкурсы для чтения лекций, проведения практических, виртуальных лабораторных занятий. Разработаны учебные пособия по курсовому и дипломному проектированию (в т.ч. с грифом УМО АСВ), выполнению ВКР бакалавров, магистров, учебные комплексы по дисциплинам: «Современные методы расчета и конструирования железобетонных и каменных конструкций», «Эксплуатация и реконструкция зданий и сооружений», «Обследование зданий и сооружений» и т.д. Доклад сопровождается графическим материалом, слайдами и видеофильмами.

КОМПЬЮТЕРНОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ В ИССЛЕДОВАНИИ ПРОЧНОСТИ БЕТОННЫХ ЦИЛИНДРОВ

Б.С. Соколов, М.Р. Загидуллин
Казанский государственный архитектурно-строительный университет, г. Казань, Россия

COMPUTER MODELLING IN RESEARCH OF DURABILITY OF CONCRETE CYLINDERS

Abstract: The description of a technique of computer modelling of process of destruction of the experimental sample used at numerical researches of concrete elements tensely-deformed a condition of the cylindrical form is presented. And as the basic received results used for working out of a design procedure of bearing ability of concrete cylinders are stated.

Компьютерное моделирование бетонных элементов цилиндрической формы применялось в ходе численного исследования их напряженно-деформированного состояния. Целью исследований является разработка частной методики определения несущей способности бетонных цилиндров в зависимости от физико-механических свойств материала, а так же соотношения высоты цилиндра к его диаметру, выходящего за пределы, предложенные существующим ГОСТ на испытание образцов, отобранных из массива конструкций. Методика разрабатывается на основе теории сопротивления анизотропных материалов сжатию.

Численный эксперимент проводится для получения данных о характере распределения внутренних усилий в теле бетонных элементов, геометрических характеристиках физической модели разрушения анизотропного материала в сжимающем силовом потоке, последовательности разрушения бетонного элемента, а так же величине разрушающей сжимающей нагрузки. Варьируемым параметром является соотношение высоты цилиндра к его диаметру (h/d).

Для проведения численного эксперимента в расчетном комплексе “Лира 9.4” составлены объемные конечноэлементные модели бетонных цилиндров с соотношением h/d в пределах 0.5÷4.0. Увеличение несущей способности бетонного цилиндра при уменьшении его высоты связано с наличием сил трения между торцевой поверхностью цилиндра и плитами пресса. Под действием сил трения в приопорных зонах цилиндра появляются обжимающие области, изменяющиеся в зависимости от высоты цилиндра. Таким образом, в приопорных зонах цилиндра возникает область трехосного сжатия конечных элементов, размеры которой зависят от соотношения высоты и диаметра цилиндра. Увеличение прочности материала в условиях объемного обжатия моделируется путем введения в расчет критерия разрушения Г.А. Гениева.

Расчет производится в нелинейной постановке с пошаговым заданием нагрузки. На каждом шаге нагрузки фиксируется состояние материала (появление трещин или разрушение). Исключая разрушенные элементы из работы всего образца устанавливается механизм и последовательность разрушения бетонного образца с фиксацией величины разрушающей нагрузки. Численный эксперимент показал, что первыми из расчета исключаются конечные элементы в приопорной зоне цилиндра у его наружной поверхности. Физически это аналогично появлению трещин в этой зоне. Из-за трехосного сжатия у приопорных участках образуются области конической формы, в пределах которых не происходит разрушения. Оно развивается между вершинами указанных областей. Здесь материал работает в условиях сжатия-растяжения. Физически это означает, что

между вершинами конических областей переуплотненного материала появляется продольная трещина. Последующее увеличение действующей нагрузки ведет к увеличению количества конечных элементов, разрушенных от сжатия-растяжения, так же развиваются поверхностные разрушения в приопорных участках. При нагрузках, близких к несущей способности бетонного цилиндра происходит объединение разрушений поверхностных и между коническими областями сжатия-сжатия. Это приводит к геометрической изменяемости конечно-элементной модели образца, что интерпретируется как физическое разрушение экспериментального образца. При этом фиксируется разрушающая нагрузка.

По полученным изополям главных напряжений определяются геометрические характеристики физической модели разрушения, используемые для разработки частной методики расчета бетонных элементов цилиндрической формы. Для подтверждения данных, полученных в ходе численного эксперимента, проведены физические испытания бетонных образцов.

По полученным в ходе численного и физического экспериментов величинам геометрических характеристик физической модели разрушения составлены аналитические зависимости, которые подставляются в уравнение прочности теории сопротивления анизотропного материала сжатию.

На основе проведенных исследований и теории сопротивления анизотропных материалов сжатию разработана методика расчета, позволяющая определить несущую способность бетонного цилиндрического образца при любом соотношении его высоты к диаметру.

ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ШТЕПСЕЛЬНОГО СТЫКА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН

Б.С. Соколов, Р.Р. Латыпов
Казанский государственный архитектурно-строительный университет, г. Казань, Россия

MODE OF DEFORMATION ANALYSIS FOR PLUG JOINT OF REINFORCE CONCRETE COLUMN

Abstract: Information about the plug joint of reinforce concrete column which is computer-simulated in Ansys and Lira programs for various factors. Plastic behavior of concrete and mortar bed is characterized the Drucker-Prager and Geniev yield criterion. Nonlinear solution for determine a mode of deformation and load-carrying ability of joint is discussed.

При возведении каркасных зданий по рамно-связевой системе используются бессварные стыки колонн. Одним из них является «штепсельный» стык, особенностью которого является наличие цилиндрических полостей в торце нижележащих колонн и выпусков рабочей арматуры из торцов вышележащих колонн. Заделка стыка происходит за счет твердения раствора, заливаемого в полости, и частичного его выдавливания из них. Последнее позволяет «склеивать» торцы стыкуемых колонн. Отсутствие конструктивных требований и методики расчета не позволяют повысить их экономичность и надежность.

Для изучения работы стыка под нагрузкой составлена программа численного исследования при различных условиях сопротивления. Анализ конструктивных особенностей штепсельных стыков показал, что к основным варьируем параметрам относятся: толщина растворного шва, жесткость раствора, прочность контактного шва, площадь продольной и поперечной арматуры, наличие продольной сил, толщина защитного слоя, класс бетона колонны. За базовый образец принята модель стыка размерами 400х400 мм, с определенными физико-механическими свойствами бетона колонн и раствора.

Для реализации численного эксперимента использованы инженерные комплексы «Ansys» и «Лира 9.4» с применением объемных и стрежневых конечных элементов наиболее полно отвечающие адекватному описанию конструктивного решения стыка. В «Ansys» адгезионный слой между растворным швом и бетоном, раствором и арматурой моделировался специальными контактными конечными элементами, что обеспечивало возможность взаимного смещения колонн в стыке. Основной характеристикой контактной поверхности являлись динамический и статический коэффициенты трения (0,35 и 0,6 соответственно) и предельное значение касательных напряжений. После достижения касательными напряжениями предельного значения в любой зоне стыка происходило проскальзывание, что приводило к трудной сходимости решения задачи. В конечно-элементной модели упругопластические свойства бетона и раствора описываются условием прочности Друкера – Прагера. При этом предельное усилие сцепления в условии прочности приравнивалось нормативному сопротивлению бетона и раствора осевому растяжению, а угол внутреннего трения 30 градусам. Элементы стальной арматуры моделировались упругими объемными и стержневыми конечными элементами расположенные в продольном и поперечном на-

правлениях. В «Лира 9.4» характеристики физической нелинейности бетона и раствора описываются условием прочности Гениева для бетона. Взаимное смещение колонн в стыке исключалось из-за условия непрерывности деформации в модели.

По результатам расчетов были определены участки концентрации напряжений в стыке, степень влияния различных факторов на напряженно – деформированное состояние при действии сжимающих и поперечных сил. Расчеты по обеим программам, с одинаковыми граничными условиями, показали близкие результаты по деформациям и напряжениям. Однако особенностью стыка является работа при наличии сил трения. Учет контактного взаимодействия привел к существенному перераспределению касательных напряжений между швом и продольными стержнями пересекающие шов. При этом наличие продольной силы сказывалось на деформативности стыка в поперечном направлении. На основе выполненных расчетов зафиксированы схемы разрушения стыка, величина разрушающего усилия и деформации. Разработана методика расчета штепсельного стыка на сдвиг и построены зависимости перерезывающее усилие-податливость.

Численное моделирование стыка позволило более детально изучить его напряженно-деформированное состояние при действии продольных и поперечных сил, выявить недостатки существующего конструктивного решения и оптимизировать программу физического эксперимента с сокращением количества рассматриваемых факторов.

НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ СТЫКОВ СТЕН КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ

Б.С. Соколов, Г.П. Никитин
Казанский государственный архитектурно-строительный университет, г. Казань, Россия

THE INTENSE-DEFORMED CONDITION OF HORIZONTAL JOINTS OF WALLS OF LARGE-PANEL BUILDINGS

Abstract: The contact, platform and combined joints are considered. Influence of the big number of factors is studied. It is considered by working out of a design procedure on the basis of the theory of resistance of anisotropic materials to compression.

Изучение напряженно-деформированного состояния горизонтальных стыков панельных стен зданий важно как для строительства новых (в связи и необходимостью повышения этажности), так и реконструируемых зданий (в связи с надстройкой, необходимости оценки влияния повреждений, дефектов, усиления).

Рассматриваются наиболее распространенные контактные, платформенные и комбинированные (контактно-платформенные) стыки. Анализ выполненных ранее работ позволил установить факторы, влияющие на напряженно-деформированное состояние стыков, составить программы численных исследований, которые реализованы с применением разных вычислительных комплексов – «ЛИРА», «STARK», «ANSYS».

По полученным результатам расчетов построены аналитические зависимости «прочность-фактор», которые нашли подтверждение в экспериментальных исследованиях и поэтому внесены в условия прочности стыков.

Численные исследования способствовали не только тщательному изучению напряженно-деформированного состояния, но и возможности сократить количество испытаний опытных образцов, обратив особое внимание на влияние наиболее значимых факторов.

Доклад сопровождается иллюстрационным материалом.

ИЗУЧЕНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ СТЫКОВ ПАНЕЛЕЙ ЗДАНИЙ ДЛЯ ИХ УСИЛЕНИЯ

Б.С. Соколов, Г.П. Никитин
Казанский государственный архитектурно-строительный университет, г. Казань, Россия

STUDYING OF THE IS INTENSE-DEFORMED CONDITIONS OF HORIZONTAL JOINTS OF PANEL BUILDINGS FOR THEIR STRENGTHENING

Abstract: Numerical researches of combined joints of panels for their strengthening are resulted. The program of researches is developed, the factors influencing to it intense-deformed conditions of joints are defined. Possibility of research of horizontal joints by means of computer modeling programs is considered. The sequence of development of cracks, and also analytical dependences for the factors influencing to intense-deformed conditions of joints is received.

Изучение напряженно-деформированного состояния горизонтальных стыков направлено на получение информации о влиянии дефектов на их прочность и деформативность для принятия конструктивных мер по их устранению или усилению.

В данной работе основное внимание уделено контактно-платформенным стыкам с односторонним опиранием плиты перекрытий. Анализ нормативной литературы по проектированию таких стыков, а также результатов их исследований, позволил разработать программу численных исследований, в которой учтены наиболее значимые факторы, оказывающие влияние на сопротивление разрушению. Среди них – длина опирания плиты перекрытия, эксцентриситет приложения усилий, соотношение жесткостей растворных швов и бетона стеновых панелей, толщина растворных швов, неравномерное заполнение растворных швов по длине стыка, соотношение нагрузок на верхнюю стеновую панель и плиту перекрытия и т.д. Кроме того, для изучения напряженно-деформированного состояния комбинированных стыков при усилении, программа численных исследований включала такие факторы, как устройство полимерной армированной шпонки, различные варианты приложения усилий обжатия стыка горизонтальной нагрузкой.

Для реализации программы численных исследований выбраны программные комплексы «Лира» и «SCAD», реализующие метод конечных элементов и, по мнению авторов, наиболее полно отвечающие требованиям работы на данном этапе. Среди них возможность работы с плоскими и пространственными моделями, использование нелинейных свойств материалов, наличия критериев прочности, отражающих характер разрушения элемента, просмотр разрушенных конечных элементов с обозначением причин их разрушения, возможность пошагового приложения нагрузки с учетом предыстории нагружения для выявления нелинейного деформирования элемента.

В соответствии с выбранной для изучения конструкцией контактно-платформенного стыка, в программных комплексах, в основном, использовалась плоская модель, состоящая из прямоугольных конечных элементов балки-стенки КЭ 21 (КЭ 221 для нелинейных задач). Для исключения влияния зон опирания и приложения нагрузки на работу стыка размеры рассчитываемой модели стыка по высоте превышали три ширины стеновой панели. Размеры конечных элемен-

тов составляли не более *0.1Lx0.1H*, где *L* и *H* – размеры фрагмента контактно-платформенного стыка. В зонах соединения стеновых панелей и плит перекрытия размеры конечных элементов уменьшены с целью моделирования контактного граничного слоя. При этом переход к меньшим размерам осуществлялся с помощью треугольных конечных элементов КЭ 22 (КЭ 222 для нелинейных задач). Связи на узлы модели назначались в соответствии с расчетной схемой комбинированного стыка. При задании жесткостей конечным элементам учитывались нелинейные свойства материалов комбинированного стыка. Нагрузка на элементы стыка была приведена к узловой и прикладывалась на конечные элементы верхней стеновой панели и плиты перекрытия. Для задач в физически нелинейной постановке нагружение производилось пошагово с доведением стыка до виртуального разрушения. На каждом шаге фиксировались элементы с трещинами и элементы, исключенные из работы. В качестве критерия прочности использовалась теория Гениева Г.А. – Баландина П.П. для железобетона.

В процессе исследований контактно-платформенных стыков выполнено более 80 расчетов. По результатам расчетов проводился анализ распределения значений главных растягивающих и сжимающих напряжений и их компонентов в элементах стыка, который позволил установить ряд зависимостей, отражающих характер изменения напряженно-деформированного состояния стыков от указанных факторов. По найденным зависимостям было произведено ранжирование факторов и установлено, что в наибольшей степени на напряженно-деформированное состояние оказывают влияние длина опирания плиты перекрытия, толщины растворных швов. Для каждой серии расчетов получено распределение усилий между контактной и платформенной частями стыка. Также определены возможные схемы разрушения и данные о разрушающих нагрузках, предложены эффективные варианты усиления, позволяющие наиболее полно использовать несущую способность.

Проведенные численные исследования позволили разработать рациональную программу экспериментальных исследований, с учетом ранжирования выбрать наиболее значимые факторы и варианты усиления, отражающие напряженно-деформированное состояние стыков, вычислить размеры опытных образцов, определить предполагаемые результаты эксперимента.

РАСЧЕТ РАМНЫХ КАРКАСОВ НА УСТОЙЧИВОСТЬ

М.П. Сон
Пермский государственный технический университет, г. Пермь, Россия

CALCULATION OF FRAMEWORKS ON STEADINESS

Abstract: Calculation on steadiness spatial framed system is actual problem. In contemporary program complexes this question insufficiently worked, and hand calculation is practically impossible. Even calculation of a plane frame is too bulky. Main difficulty consists in decision system of transcendental equation which expresses condition of loss steadiness. In this article offers new approach of calculation frameworks without decision system of equation and without construction of draught.

Расчет на устойчивость пространственных рамных систем является актуальной задачей. В современных программных комплексах этот вопрос проработан недостаточно, а ручной расчет является практически не возможным. Даже расчет плоской рамы чрезвычайно громоздок. Основная трудность заключается в решении системы трансцендентных уравнений выражающих условие потери устойчивости.

В данной статье предлагается новый подход к расчету пространственных каркасов без решения системы уравнений и без построения эпюр.

В работе доказывается теорема: *для многопролетных рам, с постоянной высотой стоек, нагруженных вертикальной нагрузкой, значение критической силы остается неизменным при любом распределении нагрузки между стойками рамы*.

На основе теоремы выводятся формула для определения критической нагрузки, которую может вынести рама до момента потери устойчивости.

Для многоэтажных и одноэтажных рам получены формулы (1) и (2) соответственно.

$$P_{кр} = \sum_{k=1}^{n}\left(1 - \frac{0.75}{1 + \frac{2(i_k^p + i_{k+1}^p)}{\sum_{r=1}^{m}\frac{i_{kr}^p}{r}}}\right)\cdot \pi^2 \frac{EI_k}{l^2}; \quad (1)$$

$$P_{кр} = \sum_{k=1}^{n}\left(1 - \frac{0.75}{1 + \frac{2(i_k^p + i_{k+1}^p)}{i_k^c}}\right)\cdot \pi^2 \frac{EI_k}{l^2}, \quad (2)$$

где *k*-номер стойки или ригеля

Рассмотрим пространственный каркас (рис.1.). Высота этажа 3м, жесткость ригелей вдвое больше жесткости колонн.

Из изгибных форм потери устойчивости здания нас будут интересовать две (изгиб относительно буквенных и цифровых осей). Изгиб относительно любой другой оси даст критическую силу много большую, т.к. вовлечет в работу все плоские рамы (по двум осям).

При потере устойчивости относительно буквенных осей в работу будут вовлечены три плоских рамы по цифровым осям, и наоборот. Общая устойчивость каркаса определится как сумма критических сил для всех плоских рам, вовлеченных в работу.

$$P_{крА} = P_{крБ} = 1.7\pi^2 \frac{EI}{h^2};$$

$$P_{крВ} = P_{крД} = 2.493\pi^2 \frac{EI}{h^2};$$

$$P_{крГ} = 0.25\pi^2 \frac{EI}{h^2}.$$

$$P_{кр1} = 4.365\pi^2 \frac{EI}{h^2};$$

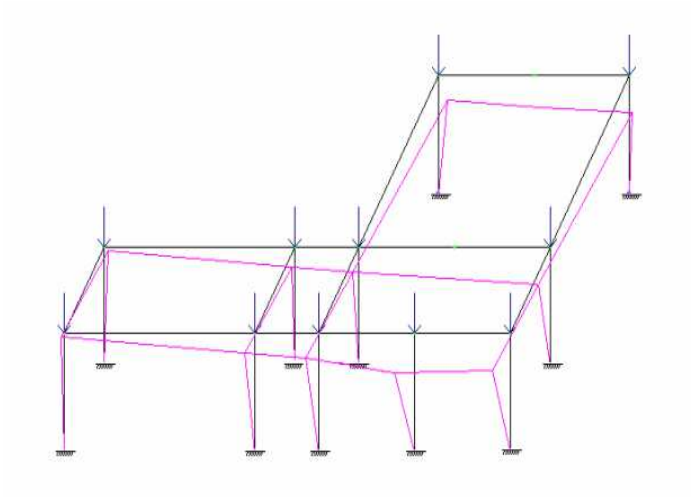


Рис.1.

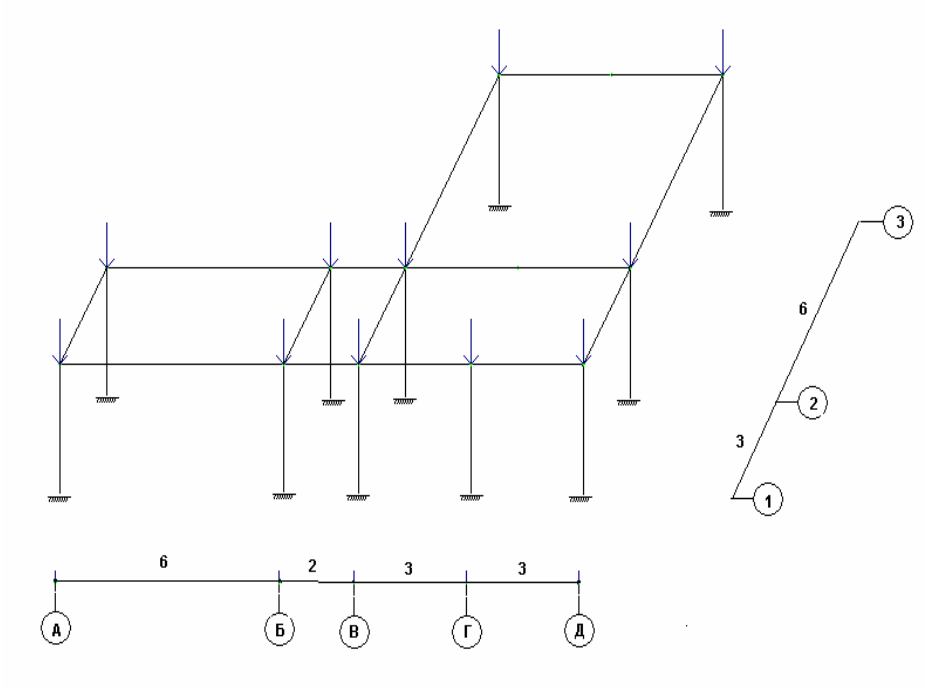


Рис.2. Крутильная форма потери устойчивости каркаса

$$P_{кр2} = 3.333\pi^2 \frac{EI}{h^2};$$

$$P_{кр3} = 1.5\pi^2 \frac{EI}{h^2}$$

или

$$P_{крБукв} = 9.2\pi^2 \frac{EI}{h^2} \quad P_{крЦифр} = 8.64\pi^2 \frac{EI}{h^2}.$$

Т.е наименьшая сила, при которой возможна изгибная форма потери устойчивости

$$P_{кр} = 8.64\pi^2 \frac{EI}{h^2}.$$

Но возможна также и крутильная форма потери устойчивости. При этом точка, относительно которой произойдет закручивания, должна быть такой, чтоб включилось в работу как можно меньшее число рам с мини-

мальными критическими силами. В данном примере эта точка находится на оси А между осями 1 и 2. Отличие крутильной формы от изгибной относительно цифровых осей заключается в том, что вместо рамы по оси А работает рама по оси 3 (рис.2)
Таким образом

$$P_{крКрут} = 8.44\pi^2 \frac{EI}{h^2}.$$

Основная трудность расчета заключается в правильном определении точки закручивания. Но даже если крутильная форма окажется первой то в отличие от изгибной формы критическая нагрузка не превосходят 5% (в данном примере 2.3%).

РАСЧЁТНЫЕ МОДЕЛИ УСИЛЕНИЯ СЛАБЫХ ОСНОВАНИЙ С ПОМОЩЬЮ ГЕОТЕКСТИЛЬНЫХ ОБОЛОЧЕК

Л.М. Тимофеева
Пермский государственный технический университет, г. Пермь, Россия

Рассмотрены методы усиления слабых оснований земполотна автомобильных и железных дорог с помощью геотекстильных оболочек, заполненных грунтом, в случаях действия динамических транспортных нагрузок при малой высоте насыпи и в стеснённых условиях устройства берм для насыпей, собственный вес которых превышает несущую способность оснований. Проведенные автором натурные, лабораторные и численные исследования взаимодействия земполотна со слабым основанием для различных случаев армирования контактного слоя, показали, что эффективность армирования зависит от конструктивных особенностей армогрунтового слоя, физико-механических свойств грунтовой матрицы и арматуры, а также условий и вида взаимодействия армирующих элементов с грунтовой матрицей. Наиболее широко в дорожно-строительной практике используется метод однослойного армирования геотекстильными материалами с заделкой армирующих прослоек в песчано-гравийные подушки и боковые дренажные траншеи.

Применяемые расчётные схемы основаны на использовании мембранного эффекта гибких покрытий и эмпирических данных, полученных в лабораторных или полевых условиях. Геотекстильные оболочки, заполненные грунтом, были впервые предложены автором для создания противопучинного отпора при строительстве малоэтажных зданий на пучинистых основаниях. Опыт их применения показал, что такие мягкие оболочки перераспределяют деформации основания, а возникающие распорные усилия в гибких оболочках поглощаются предварительным их натяжением в конструкциях. В целом значительно уменьшаются величины осадок и их неравномерность. В качестве расчётных использовались модели армогрунтовой балки (при двухслойном армировании) и гибкой нити (при однослойном армировании). На их основе были разработаны приближённые методы расчёта, позволяющие определить эффективные жесткостные параметры армогрунтовых подушек и предельную несущую способность основания с верхним армированным слоем для различных условий нагружения. Сопоставление расчётных и эмпирических данных показало, что армирование верхнего слоя основания путём устройства армогрунтовых подушек позволяет повысить жесткостные и прочностные параметры основания, перераспределить неравномерность осадок и уменьшить динамическое воздействие в результате повышения динамических упругих характеристик грунта. Однако величина и характер динамических воздействий на основание (в отличие от статических нагрузок) не изменяются при таком способе армирования. Практически улучшение работы основания связано только с наличием дополнительного армогрунтового слоя на поверхности основания. Исследования автора динамических свойств армогрунтовых песчаных засыпок в лабораторных условиях показало, что наиболее эффективным является использование замкнутых армогрунтовых систем типа оболочек или сотовых конструкций с геотекстильными прослойками. Это позволило предложить для усиления слабых оснований при действии значительных динамических воздействий, приводящих к возникновению значительных по величине и неравномерных (за счёт локальных неоднородностей) пластических деформаций, укладку на поверхности основания геотекстильных оболочек, заполненных грунтом, создающих буферную зону. Расчёт динамических характеристик мягких оболочек, за-

полненных грунтом, предложено определять на основе квазистатической модели.

Рассмотрено также повышение несущей способности слабого основания в случае высоких насыпей и стеснённых условий их возведения за счёт устройства контрбанкетов из геооболочек, позволяющих создать значительное противодавление образованию поверхностей скольжения и повысить устойчивость откосов большой крутизны. Расчетная модель состоит из трёх последовательных расчётных схем: устойчивости откоса на слабом основании, устойчивости многоярусного крепления из оболочек и устойчивости основания.

РАСЧЁТНЫЕ МОДЕЛИ УСИЛЕНИЯ СЛАБЫХ ОСНОВАНИЙ С ПОМОЩЬЮ ГЕОТЕКСТИЛЬНЫХ ОБОЛОЧЕК

И.Н. Фаизов, Ю.Л. Тонков, А. Зобачева
Пермский государственный технический университет, г. Пермь, Россия

Деревянные конструкции находят широкое применение в практике строительства благодаря разнообразию конструктивных форм, большому диапазону перекрываемых пролетов, малой массе, относительно высокой долговечности, простоте изготовления и монтажа, наличию обширной сырьевой базы.
Наибольшее распространение в практике современного строительства получили деревянные клееные конструкции. Одной из наиболее рациональных форм клееных конструкций являются арки кругового и стрельчатого очертания, широко применяемые при возведении большепролетных сооружений. Клееные деревянные арки проектируются обычно сплошного прямоугольного сечения, эффективность которого зависит от отношения высоты к ширине. Экономия материала получается тем значительнее, чем больше это отношение. Однако, при отношении h/b>5 сжатая неподкрепленная кромка полуарки, загруженная отрицательным изгибающим моментом, начинает деформироваться из плоскости действия нагрузки. Возникает опасность потери устойчивости плоской формы деформирования. Методика расчета клееных деревянных арок на устойчивость плоской формы деформирования, рекомендуемая СниП II-25-80, достаточно приближенная и не учитывает многих факторов, существенно влияющих на величины критических нагрузок.
При расчете арок по методике СниП рассматривается плоская арочная конструкция, раскрепленная системой жестких связей, препятствующих перемещению арки из плоскости действия нагрузки.
На практике устойчивость арочного сооружения в продольном направлении обеспечивается системой связей выполненных из деревянных или стальных стержней достаточно малой жесткости, по сравнению с жесткостью арки. Связевые элементы крепятся к полуаркам гибкими стальными соединительными деталями. Вся связевая система является достаточно податливой, что приводит к появлению перемещений вдоль оси сооружения при нагрузках, меньших критических.
На кафедре строительной механики и вычислительных технологий совместно с кафедрой строительных конструкций ПГТУ ведутся исследования пространственной работы большепролетных арочных сооружений.
Целью работы являются вопросы обеспечения надежности клееных деревянных арок, уточнение фактической работы конструкций под нагрузкой, выявление факторов, влияющих на снижение несущей способности.
В процессе выполняемых исследований предполагается:

- выявить влияние податливости связей и соединительных элементов на устойчивость плоской формы деформирования;
- установить влияние геометрических несовершенств (отклонения конструкций из плоскости в процессе изготовления, монтажа и эксплуатации) на несущую способность арок;
- разработать критерии расстановки связей в покрытии сооружения исходя из обеспечения прочности и устойчивости арок;
- разработать рекомендации по проектированию большепролетных арочных сооружений с уточнением методики расчета арок на устойчивость.

Исследования проводятся методом численного моделирования с применением программных комплексов SCAD и ANSYS. Результаты расчетов сравниваются с данными экспериментальных исследований.

МОДЕЛИРОВАНИЕ ВЕТРОВОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ: ПРОБЛЕМЫ И РЕШЕНИЯ

Г.В. Левинтовская
ООО «СИТИС», г. Екатеринбург, Россия

В последние годы расчеты ветровых воздействий на здания и сооружения являются актуальной темой различных исследований: продувки в аэродинамических трубах, компьютерные CFD расчеты. Известно[1], что компьютерное моделирование демонстрирует преимущества как по сравнению с продувкой в аэродинамической трубе, так и в сравнении с полноразмерными измерениями. Полноразмерные измерения ветровых нагрузок на реальные здания достаточно трудно организовать и провести, их практически невозможно повторить и результаты таких измерений содержат неопределенности. Продувка в аэродинамической трубе также имеет ряд недостатков. Как правило, аэродинамическая труба имеет ограниченное количество скоростных режимов, что не позволяет задавать профиль скорости, характерный для определенной местности. При продувке обычно не учитывается конфигурация окружения исследуемого здания, поскольку для турбулизации потока используются «стандартные» элементы шероховатости. Следует отметить, что стоимость организации продувки и время проведения этих работ существенно не меняются, а стоимость и время расчетов постоянно снижаются из-за развития технического и программного обеспечения, поэтому валидация и верификация компьютерных методов расчета ветрового воздействия является актуальной задачей.

Целью настоящей работы является презентация результатов, полученных при использовании компьютерной программы для расчета ветрового воздействия на фасады зданий – FENSAP (Newmerical Technologies International (NTI), Канада). FENSAP основан на методике RANS(Reynolds-Averaged Navier-Stokes), позволяет решать стационарные и нестационарные трехмерные уравнения Навье-Стокса для сжимаемой жидкости. Возможны расчеты для вязких и невязких сред при ламинарном либо турбулентном набегающем потоке.

В работе представлены результаты сравнения коэффициентов Ср для призматической модели здания, полученных в результате расчета FENSAP с результатами продувки модели в аэродинамической трубе, опубликованными в статье [2]. Показано, что точность компьютерного расчета соизмерима с точностью продувки, однако позволяет гораздо более детально задавать исходные данные, и предоставляет гораздо больше информации для анализа результатов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Ronald G. Rehm, Kevin B. McGrattan, Howard R. Baum and Emil Simiu** An Efficient Large Eddy Simulation Algorithm for Computational Wind Engineering: Application to Surface Pressure Computations on a Single Building, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, USA, August 1999.
2. **J. Wacker, R. Friedrich, E.J. Plate and U. Bergdolt** Fluctuating wind load on cladding elements and roof pavers, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 38 (1991), pp 405-418.

ПРОГРАММНО-АЛГОРИТМИЧЕСКАЯ РАЗРАБОТКА И ВЕРИФИКАЦИЯ ПОДСИСТЕМЫ УТОЧНЕННОГО КОНЕЧНОЭЛЕМЕНТНОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ ДЕТАЛЕЙ ТРУБОПРОВОДОВ

***А.М. Белостоцкий*[1], *А.Л. Потапенко*[2]**

[1] ЗАО НИЦ СтаДиО, г. Москва, Россия; Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия

[2] ЗАО НИЦ СтаДиО, г. Москва, Россия

Аннотация: В составе и при полной совместимости с АСТРА-НОВА (а также автономно), разработана, существенно развита и детально верифицирована подсистема АСТРА-СТАДИО для уточненного расчета НДС (по оболочечным и трехмерных схемам метода конечных элементов) и прочности тяжело нагруженных деталей трубопроводов – тройников (сварных, с накладками и штампованных), отводов, гибов и колен (в том числе, секторных, с учетом присоединенных труб, эллиптичности и переменной толщины сечения), линзовых и сильфонных компенсаторов, переходников и др.

FINITE ELEMENT ANALYSIS OF PIPE ELEMENTS. DEVELOPE AND VERIFICATION OF PROGRAM PACKAGE

1. Разработанная «исследовательская» подсистема программного комплекса прочностных расчетов трубопроводных систем – *АСТРА-СТАДИО* – полностью совместимая с *АСТРА-НОВА* (экспорт геометрических характеристик, физико-механических свойств и нагрузок, импорт уточненных напряжений и матриц жесткости/податливости), обеспечивает уточненный расчет по пространственно-оболочечным и объемным схемам метода конечных элементов (МКЭ) напряженно-деформированного состояния и прочности следующих тяжело нагруженных элементов трубопроводов при действии полной системы квазистатических нагрузок (внутреннее давление, вес и температурные деформации, осевая и поперечные силы, изгибающие и крутящий моменты на границах-торцах):
   1) тройников ортогональных и неортогональных (косых) радиальных (сварных, с накладками, штампосварных, штампованных и кованых);
   2) отводов (гибов, колен) гнутых, крутоизогнутых, штампованных и секторных с учетом эллиптичности, разностенности (переменной толщины сечения) и примыкающих прямых труб;
   3) конических переходов концентрических и с эксцентриситетом;
   4) линзовых и сильфонных компенсаторов осевых, угловых и сдвиговых (многоволновых с учетом примыкающих прямых труб);
   5) косых стыков;
   6) подземных трубопроводов (труб, отводов и косых стыков с изоляцией/компенсирующими подушками в грунте).
2. Подсистема аккумулирует мировой и собственный 30-летний опыт разработчиков [1-3] по анализу сложного пространственного распределения перемещений, деформаций и напряжений в деталях, определяющих прочность всей трубопроводной системы, в оборудовании, строительных конструкциях и сооружениях.

   Подсистема обладает диалоговым пре- и постпроцессором, может быть связана с базой данных типовых элементов, требует лишь необходимого минимума информации для автоматической генерации опти-

мальных по точности пространственно-оболочечных (для тонко- и "среднестенных" элементов) и объемных (для толстостенных деталей и системы «трубопровод-изоляция-грунт») расчетных конечно-элементных моделей. Вычислительным "ядром" служит мощный верифицированный конечно/суперэлементный комплекс *СТАДИО* [2], имеющий богатый послужной список исследованных сложных объектов атомной, тепловой и гидроэнергетики, различных отраслей строительства и машиностроения.

3. Основные реализованные гипотезы: изотропия и линейная упругость металла (физическая линейность) и малость деформаций-перемещений (геометрическая линейность). Для грунта (подземные трубопроводы) принята физически нелинейная реологическая модель энергетического типа, зарекомендовавшая себя при численном моделировании трехмерных систем "основание-сооружение" [2].

   Корректный и экономичный подход, предложенный А.М. Белостоцким [4], сводит исходную упругую задачу к суперпозиции решений для 1/8 (компенсатор) или четверти (тройник, отвод, переход) детали с использованием свойств циклической симметрии и антисимметрии давления p и 8 групп значимых самоуравновешенных торцевых нагрузок относительно плоскостей геометрической симметрии. Так, для ортогонального радиального тройника напряжения от действия исходной системы нагрузок определяются как

$$(\sigma)_m = \sigma^{(p)} + \sum_{k=1}^{3}\sigma^{(k)} + (-1)^{m/2}\sigma^{(4)} + \\ + (-1)^{(m-1)/2}\sum_{k=5}^{6}\sigma^{(k)} + (-1)^{(m+1)}\sum_{k=1}^{8}\sigma^{(k)},$$

$$(\tau)_m = (-1)^{m+1}\left[\tau^{(p)} + \sum_{k=1}^{3}\tau^{(k)}\right] + (-1)^{(m-1)/2}\tau^{(4)} + \\ (-1)^{m/2}\sum_{k=5}^{6}\tau^{(k)} + \sum_{k=7}^{8}\tau^{(k)}$$

   где $(\sigma)_m$ - расчетные суммарные нормальные напряжения (продольные σ_z и поперечные σ_m), $(\tau)_m$ - касательные напряжения $\tau_{\theta Z}$ в точке m-й четверти тройника (m=1, 2, 3, 4 - соответствует расчетной, 2-й, 3-й и 4-й четвертям); $\sigma^{(k)} \equiv \sigma^{(k)}_{z,\theta}$, $\tau^{(k)}$ - те же составляющие для соответствующей точки 1-й четверти (расчетного фрагмента) тройника от действия группы нагрузок $X_k\,(k \equiv p,1,...8)$; знак "/" означает деление нацело. Предложенный подход является не только наиболее экономичным из возможных, но и, в отличие от более дорогостоящих "консольных" схем – корректным, т.к. рассматривает реально деформируемый тройник без дополнительных предположений о закреплении его торцов. Эта схема обобщается и на тройниковое соединение с двумя плоскостями симметрии, образованное сочленением произвольных оболочек.

4. Результаты расчета при заданных сочетаниях нагрузок:
   - перемещения (вариант – при единичных нагрузках – матрица податливости);
   - значимые компоненты полных нормальных и касательных напряжений, главных напряжений и приведенных (эквивалентных) напряжений на внутренней, срединной и наружной поверхностях;
   - оценка статической и циклической прочности по критериям, принятым в соответствующих отраслях [4-8].

   Характерное время счета на Pentium 3.0GHz для линейных пространственных и трехмерных задач (тройники, отводы,…) – 30-150 сек, для нелинейных трехмерных задач анализа подземных трубопроводов – до 90 мин.

5. Покажем особенности выполненной верификация подсистемы на примере формирования в *АСТРА-СТАДИО* и использования в стержневой модели трубопроводов (ПК *АСТРА-НОВА*) матричных оболочеч-

Таблица 1

Расчетные перемещения точки приложения консольного момента (ПК АСТРА-НОВА)

Длина плеча, мм	Отвод без податливости		Отвод с податливостью по [9]		Отвод как оболочечный СТАДИО-суперэлемент	
	По Y	По Z	По Y	По Z	По Y	По Z
200	-4.71	-2.24	-13.27	-7.640	*-13.60*	*-7.780*
500	-6.82	-4.36	-18.59	-12.97	*-19.22*	*-13.40*
800	-9.37	-6.90	-24.35	-18.72	*-25.26*	*-19.44*
1000	-11.30	-8.84	-28.43	-22.80	*-29.53*	*-23.71*
2000	-23.85	-21.39	-51.68	-46.05	*-53.74*	*-47.93*
3000	-41.19	-38.72	-79.72	-74.09	*-82.75*	*-76.93*
5000	-90.19	-87.72	-150.1	-144.5	*-155.1*	*-149.3*

ных суперэлементов криволинейных труб (отводов, гибов, колен).

Криволинейные стержневые КЭ, традиционно используемые в ПК СТАДИО и АСТРА-НОВА, представляют собой произвольно ориентированный в пространстве элемент трубы кольцевого сечения, изогнутый по радиусу, с двумя узлами: в центрах начального ($Z' = 0$) и конечного ($Z' = 1$) сечений. Каждый из этих узлов имеет 6 степеней свободы $u, v, w, \alpha, \beta, \gamma$.

Результаты расчетов, выполненных по ПК АСТРА-НОВА для представительной серии верификационных примеров при различных способах моделирования равностенного отвода (без учета податливости, податливость по [9] и оболочечным СТАДИО-суперэлементом), показали хорошее соответствие проверенной практикой аналитической методики [9] и предложенного оболочечно-суперэлементного подхода (см, например, табл.1 – различие не более 4%).

Разумеется, для «разностенного» отвода с эллиптичностью (овальностью), как и для произвольных тройниковых соединений, суперэлементное моделирование деталей трубопровода – «вне конкуренции» по точности.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Белостоцкий А.М., Воронова Г.А., Потапенко А.Л.** “Семейство” программ АСТРА-НОВА для автоматизированных нормативно регламентированных расчетов на прочность трубопроводных систем атомных и тепловых установок и нефтехимических производств. Труды XVIII Международной конференции «Математическое моделирование в механике сплошных сред на основе методов граничных и конечных элементов». BEM&FEM-2000, С-Петербург, 2000 г., с. 72-76.
2. **Белостоцкий А.М., Белый М.В.** Суперэлементные алгоритмы решения пространственных нелинейных статических и динамических задач большой размерности. Реализация в программном комплексе СТАДИО и опыт расчетных исследований. Труды XVIII Международной конференции “Математическое моделирование в механике сплошных сред на основе методов граничных и конечных элементов”. BEM&FEM-2000, С-Петербург, 2000 г., с. 65-69.
3. **Белостоцкий А.М., Головин В.В., Фрадкин Б.В.** Исследование напряженного состояния и разработка инженерной методики расчета на прочность тройниковых соединений при действии полной системы квазистатических нагрузок. – “Вопросы атомной науки и техники”. Серия: Физика и техника ядерных реакторов, 1985 г., вып. 6, с. 76-83.
4. Нормы расчета на прочность оборудования и трубопроводов атомных энергетических трубопроводов. ПНАЭ Г-7-002-86. М., Энергоатомиздат, 1998.
5. Нормы расчета на прочность стационарных котлов и трубопроводов пара и горячей воды. РД 10-249–98 (с Изменениями №1 РДИ 10-413(249) –01 от 13.07.2001). М., 2001 г.
6. Указания по расчету на прочность и вибрацию технологических стальных трубопроводов. РТМ 38.001–94. М., 1995 г.
7. Нормы расчета на прочность трубопроводов тепловых сетей. РД 10-400–01. М., 2001 г.
8. Магистральные трубопроводы. СНиП 2.05.06–85. М., 1985 г.
9. **Аксельрад Э.Л.** Гибкие оболочки. М., Наука, 1976, 376 с,