Министерство образования и науки Российской Федерации
Российская академия архитектуры и строительных наук
Российская академия естествознания
Российское общество по механике грунтов,
геотехнике и фундаментостроению
Международное общество по геосинтетике
Администрация Волгоградской области
Волгоградский государственный
архитектурно-строительный университет

ИНЖЕНЕРНЫЕ ПРОБЛЕМЫ СТРОИТЕЛЬНОГО МАТЕРИАЛОВЕДЕНИЯ, ГЕОТЕХНИЧЕСКОГО И ДОРОЖНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

Материалы IV Международной научно-технической конференции, 23–25 сентября 2013 г., Волгоград

Волгоград
ВолгГАСУ
2013

Министерство образования и науки Российской Федерации
Российская академия архитектуры и строительных наук
Российская академия естествознания
Российское общество по механике грунтов,
геотехнике и фундаментостроению
Международное общество по геосинтетике
Администрация Волгоградской области
Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

ИНЖЕНЕРНЫЕ ПРОБЛЕМЫ СТРОИТЕЛЬНОГО МАТЕРИАЛОВЕДЕНИЯ, ГЕОТЕХНИЧЕСКОГО И ДОРОЖНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

Материалы
IV Международной научно-технической конференции,
23—25 сентября 2013 г., Волгоград

Волгоград
ВолгГАСУ
2013

УДК 691+624.15+625.71.8] (063)
ББК 38.3я431+39.311я431+38.582я431
И 662

Редакционная коллегия: д-р техн. наук, проф. А.Н. Богомолов,
канд. техн. наук, проф. Т.К. Акчурин,
д-р техн. наук, доц. С.В. Алексиков,
канд. техн. наук., доц. А.В. Жиделёв

И 662 **Инженерные** проблемы строительного материаловедения, геотехнического и дорожного строительства : материалы IV Международной научно-технической конференции, 23—25 сентября 2013 г., Волгоград / М-во образования и науки РФ ; Российская академия архитектуры и строительных наук ; Российская академия естествознания ; Российское общество по механике грунтов, геотехнике и фундаментостроению ; Международное общество по геосинтетике ; Администрация Волгоградской области ; Волгогр. гос. архит.-строит. ун-т. – Волгоград : ВолгГАСУ, 2013. – 262 с.

ISBN 978-5-98276-598-7

Представлены результаты теоретических и экспериментальных исследований в области повышения эффективности работы строительного комплекса в регионе по следующим направлениям: вопросы рационального использования местных сырьевых ресурсов и техногенного сырья в промышленности строительных материалов, перспективные направления повышения качества и эффективности работы строительного и дорожного хозяйства, результаты научных исследований в области геотехнического строительства.

Содержатся статьи и доклады участников конференции: представителей органов власти, ведущих специалистов жилищно-коммунальных служб, дорожных и строительных организаций, ученых и преподавателей вузов.

Для научных и инженерно-технических работников, преподавателей вузов и аспирантов.

УДК 691+624.15+625.71.8] (063)
ББК 38.3я431+39.311я431+38.582я431

ISBN 978-5-98276-598-7

© Федеральное государственное
бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет», 2013

© Авторы статей, 2013

СОДЕРЖАНИЕ

Азаров В.Н., Фомина Е.О. Определение аэродинамических характеристик частиц цементной пыли 7

Акчурин Г.Т., Анистратенко В.В. Комплексные подходы в управлении квалифицированными трудовыми ресурсами для дорожно-строительной и иных отраслей в условиях сокращения производств в рамках регионов (на примере Волгоградской области) 11

Акчурин Т.К., Цебоева Т.К., Поникаровских Р.М. Исследование возможности применения бесклинкерного вяжущего для производства декоративных бетонов 22

Алексиков С.В., Бадрудинова А.Н. Особенности проектирования укрепления обочин при ремонте автомобильных дорог 30

Алексиков С.В., Бадрудинова А.Н. Укрепление обочин автомобильных дорог асфальтогранулятом 33

Алексиков С.В., Волченко С.В. Скоростной режим транспортных потоков городских магистралей 37

Алексиков С.В., Волченко Ф.В. Районирование города Волгограда по условиям зимнего содержания 46

Алексиков С.В., Ермилов А.А. Исследование температуры асфальтобетонной смеси при ремонте городских дорог 52

Алексиков С.В., Симончук Д.Н. Дорожные одежды на переуплотненном грунтовом основании 56

Анопин В.Н. К вопросу о необходимой точности выполнения геодезических работ при устройстве городских и пригородных зеленых насаждений 58

Богомолов А.Н., Ушаков А.Н., Богомолова О.А. Аналитическое решение задачи о вычислении осадок ленточного фундамента 61

Богомолов А.Н., Богомолова О.А, Вайнгольц А.И., Подтелков В.В. Сопосталение результатов решений смешанной задачи теории упругости и теории пластичности грунта для штампа, полученных разными авторами 74

Богомолов А.Н., Ушаков А.Н., Богомолова О.А. О соответствии формул Н.И. Мусхелишвили для контактных давлений расчетным схемам Л. Прандтля и Р. Хилла 86

Богомолов А.Н., Богомолова О.А., Ермаков О.В., Подтелков В.В. Использование монолитных бетонных плит как альтернативы геосинтетическим материалам при армировании высокой грунтовой насыпи 91

Богомолов А.Н., Олянский Ю.И., Богомолова О.А., Тихонова Т.М., Шиян С.И., Донсков Р.Е., Подтелков В.В., Ермаков О.В. Физико-механические свойства сарматских глин южной окраины Русской платформы 97

Винников Ю.Л., Косточка Н.А. Погрешности определения модуля деформации грунта 129

Вовко В.В., Котляревский А.А. Использованием модифицированных нефтяных битумов для получения асфальтобетонов и возможности оценки качества автомобильных дорог с определением эффективности использования разработанных составов модифицированных битумных вяжущих 134

Габибов Ф.Г., Баят Х.Р., Габибова Л.Ф. Разработка эффективных сейсмостойких зданий 142

Габибов Ф.Г., Мамедли Р.А. Системный анализ комбинированных, смешанных и усложненных моделей грунтового основания 148

Габибов Ф.Г., Сафарова Н.А., Баят Х.Р. К вопросу о распространении сейсмических волн в грунтах 153

Габибов Ф.Г., Халафов Н.М., Мамедли Р.А. О прогнозировании устойчивости сложных геотехнических систем 160

Гарькавенко А.А. Развитие методологических основ управления качественными показателями строительных материалов 165

Гофман Д.И., Вовко В.В. Использование серы в технологии литого асфальтобетона для строительства автомобильных дорог 169

Жиделёв А.В., Воробьёв В.И. Результаты проведения рейтинга эффективности научно-исследовательской деятельности кафедр и факультетов ФГБОУ ВПО «Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет» в 2012 г. 172

Иващенко Ю.Г., Павлова И.Л., Зинченко С.М., Кочергина М.П. Силикатнатриевые композиции на основе алюмосиликатного наполнителя 194

Илларионов С.О. Калошина С.В. Результаты модельного эксперимента по изучению влияния нового строительства на существующую застройку 198

Калашникова А.С., Пушкарская О.Ю. Гидроизоляция строительного назначения – мировой и отечественный опыт 204

Кочетков А.В., Беляев Д.С. Методологический анализ показателя ровности автомобильных дорог 206

Майорова Л.С., Акчурин Т.К., Потапов А.А. Долговечность модифицированных мелкозернистых бетонов 211

Мамешев Р.Т., Зинченко С.М., Мухамбеткалиев К.К. Применение активированной воды для модификации строительных композиционных материалов 217

Потапов А.А., Акчурин Т.К., Поникаровских Р.М. Биодеградация и биостойкость композиций модифицированных органоминеральными добавками 220

Потапов А.А., Акчурин Т.К. Влияние органоминерального модифицирования на структуру и деформативность цементного камня и мелкозернистого бетона 223

Соловьева Т.А., Акчурин Т.К., Пушкарская О.Ю. Процессы формирования макро- и микроструктуры цементно-волокнистой композиции, армированных отходами углеволокна, и оценка содержания влияния армирующего компонента на свойства бетона 229

Стефаненко И.В. О воздействии пыли цементного производства на организм работающих 232

Тухарели В.Д., Акчурин Т.К. Эффективные бетоны, модифицированные многофункциональной добавкой техногенной природы 234

Федянина А.В.,Акчурин Т.К., Григорьевский В.В. Влияние нагрева на изменение капиллярно-пористой структуры легкого бетона на керамзитовом заполнителе сорбционным БЭТ-методом 241

Фомина Е.О. Оценка основных физико-химических свойств цементной пыли 245

Хирис Н.С., Акчурин Т.К. Высоконаполненный мелкодисперсный бетон 251

Шкода Г.Г. Сталефибробетон и условия работы фибр в бетонной матрице 256

Сведения об авторах 260

В.Н. Азаров[(1)], Е.О. Фомина[(1)]

ОПРЕДЕЛЕНИЕ АЭРОДИНАМИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ЧАСТИЦ ЦЕМЕНТНОЙ ПЫЛИ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет[(1)]

Наиболее важным аэродинамическим свойством цементной пыли является скорость витания [1].

Скорость восходящего потока газа, при которой находящаяся в нем частица зависает на одном уровне (витает), называют скоростью витания. Численно скорость витания равна постоянной скорости падения частицы в неподвижной среде.

Если частица при витании непрерывно меняет свое положение в пространстве, то ее скорость витания не постоянна, так как площадь миделева сечения непрерывно меняется.

При пофракционном оседании, называемом иногда дробным оседанием, анализируемая проба измельченного материала диспергируется в верхней части столба дисперсионной среды. В первую очередь из верхнего слоя этой среды выпадают фракции наиболее тяжелых и крупных частиц, которые, пройдя к определенному времени τ высоту столба H, оседают на дне седиментационного цилиндра. По скорости оседания $\omega = H/\tau$ можно всегда найти наименьший диаметр осевших к моменту τ частиц, и по массе осадка определить процент частиц, имеющих диаметр меньше δ. В качестве прибора для определения дисперсного состава пыли методом седиментации в воздушной среде можно использовать воздушный седиментометр (рис. 1).Он состоит из следующих частей:

— распыливающего устройства, где резким воздушным толчком производится распыление порошка;

— седиментационного цилиндра высотой H = 1480 мм и диаметром d = 175 мм. В нем происходит оседание частиц под действием силы тяжести;

— подставки, на которую устанавливается седиментационный цилиндр;

— ленточного транспортера, снабженного липкой лентой (скотчем).

Частицы с различной скоростью падения оседают на липкой ленте, уложенной на ленточный транспортер. Лента транспортера рывком перемещается на величину диаметра седиментационного цилиндра за равные промежутки времени.

В качестве объекта исследований была взята цементная пыль, выделяющаяся при перегрузке сыпучего материала от упаковочной машины в

мешки. Перед выполнением эксперимента пыль просушивалась, взвешивались пробы по 50 мг, наносились на чистый лист бумаги и равномерно по нему распределялась.

Навеска исследуемой пыли равномерно (без комков) укладывается на лист фильтровальной бумаги. Распыление порошка производится резким воздушным толчком в специальном распыливающем устройстве седиментометра, из которого облачко пыли попадает в верхнюю часть седиментационного цилиндра, где под действием силы тяжести частицы оседают в неподвижном воздухе. Частицы с различной скоростью падения оседают на липкой ленте (скотч), уложенной на ленточный транспортер

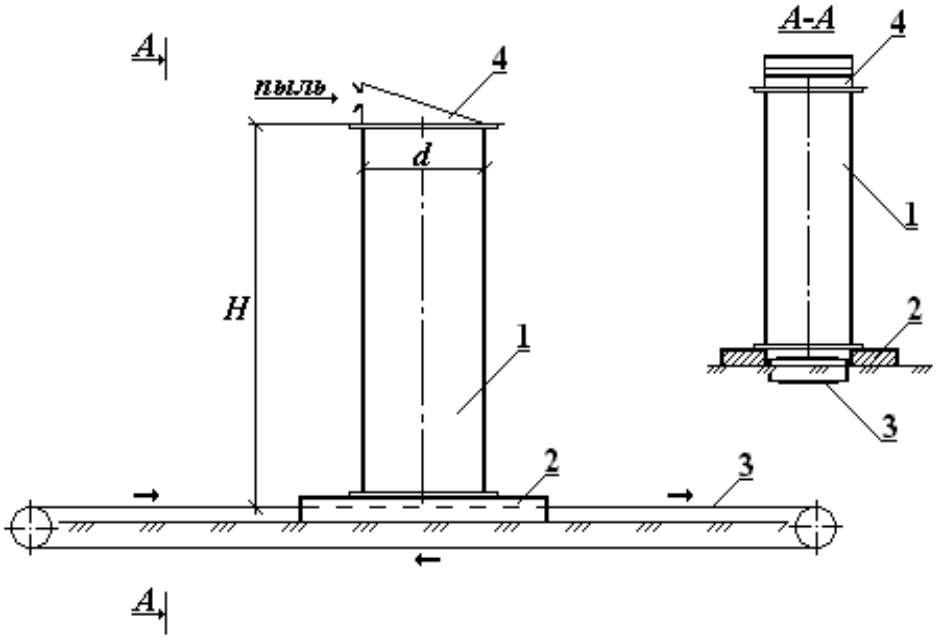


Рис. 1. Экспериментальная установка:
1 — седиментационный цилиндр; 2 — подставка;
3 — ленточный транспортер; 4 — распыливающее устройство

Лента транспортера рывком перемещается на величину диаметра седиментационного цилиндра за равные промежутки времени. Для закрепления пыли на ленте использовался защитный слой самоклеющейся бумаги.

Были проведены исследования по 9 серий через интервалы оседания: 2 с, 5 с и далее до 25 с через каждые 5 с. После проведения экспериментальной части был осуществлен анализ дисперсного состава пыли методом микроскопии. Данный метод основан на цифровом фотографировании увеличенных под микроскопом в (200–2000) раз частиц пыли. С помощью компьютерной программы по площади, занимаемой пылевидной частицей, рассчитывается её медианный диаметр и определяется количество частиц различного размера. Результаты анализа дисперсного состава пыли представлены в виде интегральных кривых массы частиц по диаметрам в вероятностно-логарифмической сетке на рис. 2. В результате проведенных

исследований установлено, что крупность оседающих частиц с течением времени уменьшается. Так медианный диаметр пыли, выделяющейся в процессе упаковки цемента составил: через 2 с — 37 мкм; через 5 с — 31 мкм; через 10 с — 24 мкм; через 15 с — 16 мкм; через 20 с — 7 мкм; через 25 с — 4 мкм.

По результатам проведенного дисперсного анализа построены зависимости скорости оседания от эквивалентного диаметра частицы в логарифмической сетке.

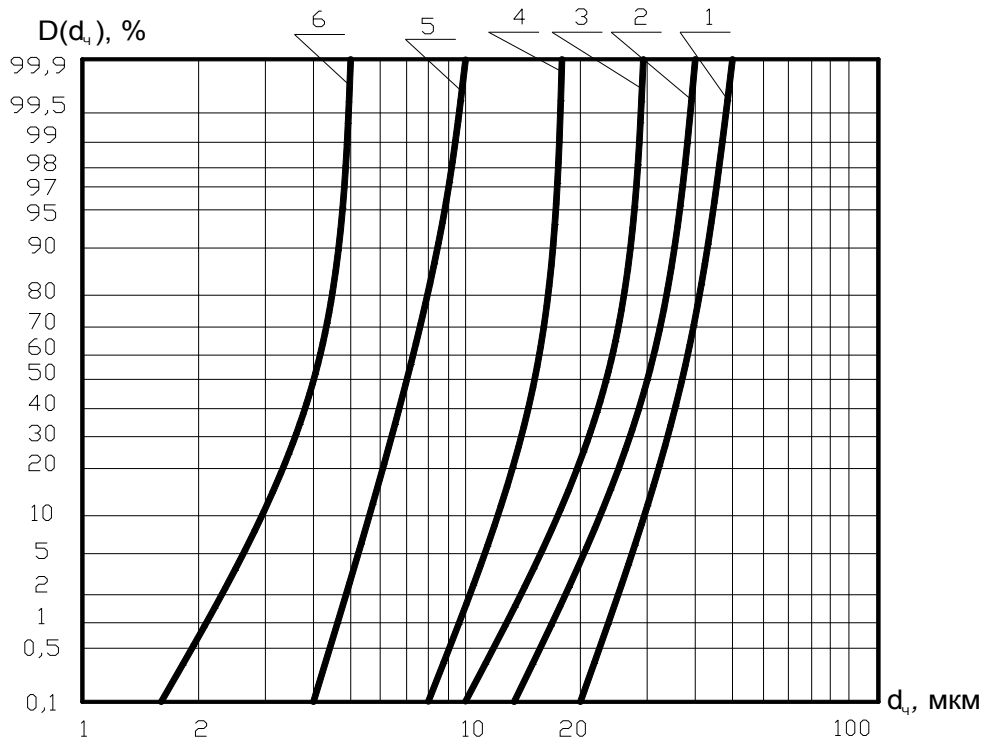


Рис. 2. Интегральные кривые распределения массы частиц пыли, выделяющейся в воздух рабочей зоны при упаковке цемента, по диаметрам в вероятностно-логарифмической сетке: 1 — для пылеоседания через 2 с; 2 — через 5 с; 3 — через 10 с; 4 — через 15 с; 5 — через 20 с; 6 — через 25 с

Медианный диаметр d_{50} частиц пыли, отобранной через 2 секунды, составил 37 мкм. Определим скорость витания, разделив высоту седиментационного цилиндра H = 1480 мм на время оседания, равное 2 секундам.

Получим: $U_{\text{вит}} = 0{,}74$ м/с.

Медианный диаметр частиц пыли, отобранной через 5 секунд, составил 31 мкм. Определим скорость витания, разделив высоту седиментационного цилиндра H = 1480 мм на время оседания, равное 5 секундам.

Получим: $U_{\text{вит}} = 0{,}296$ м/с.

Медианный диаметр d_{50} частиц пыли, отобранной через 10 секунд, составил 24 мкм. Определим скорость витания, разделив высоту седиментационного цилиндра H = 1480 мм на время оседания, равное 10 секундам.

Получим: $U_{\text{вит}} = 0,148$ м/с.

Медианный диаметр d_{50} частиц пыли, отобранной через 15 секунд, составил 16 мкм. Определим скорость витания, разделив высоту седиментационного цилиндра H = 1480 мм на время оседания, равное 15 секундам.

Получим: $U_{\text{вит}} = 0,098$ м/с.

Медианный диаметр d_{50} частиц пыли отобранной через 20 секунд, составил 7 мкм. Определим скорость витания, разделив высоту седиментационного цилиндра H = 1480 мм на время оседания, равное 20 секундам.

Получим: $U_{\text{вит}} = 0,074$ м/с.

Медианный диаметр d_{50} частиц пыли, отобранной через 25 секунд, составил 4 мкм. Определим скорость витания, разделив высоту седиментационного цилиндра H = 1480 на время оседания, равное 25 секундам.

Получим: $U_{\text{вит}} = 0,059$ м/с.

Результаты расчета представлены в табл. 1.

Таблица 1

Результаты определения скорости витания частиц

Время, с	2	5	10	15	20	25
d_{50}, мкм	37	31	24	16	7	4
Скорость витания, м/с	0,74	0,296	0,148	0,099	0,074	0,059

Проведенные исследования зависимости скорости оседания от эквивалентного диаметра частицы пыли, выделяющейся при упаковке цемента в мешки, позволили сделать вывод о том, что на первых пяти секундах выпадает наибольшее количество частиц пыли как по числу, так и по массе.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Азаров, В.Н.* О расчете скоростей витания некоторых пылящих материалов в строительстве / В. Н. Азаров, А. Б. Голованчиков, Н. С. Кузнецова // Научно-практическая конференция «Проблемы охраны производственной и окружающей среды». – Волгоград, 2001. — С. 119–124.

Г.Т. Акчурин[1], В.В. Анистратенко[2]

КОМПЛЕКСНЫЕ ПОДХОДЫ В УПРАВЛЕНИИ КВАЛИФИЦИРОВАННЫМИ ТРУДОВЫМИ РЕСУРСАМИ ДЛЯ ДОРОЖНО-СТРОИТЕЛЬНОЙ И ИНЫХ ОТРАСЛЕЙ В УСЛОВИЯХ СОКРАЩЕНИЯ ПРОИЗВОДСТВ В РАМКАХ РЕГИОНОВ (НА ПРИМЕРЕ ВОЛГОГРАДСКОЙ ОБЛАСТИ)

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет[1],
Правительство Волгоградской области[2]

«<…> На основании этого опыта Фишер пришел к выводу о том, что максимальную прибыль можно получить двумя способами: <…> 2) инвестируя в компании, работой которых руководят в высшей степени квалифицированные менеджеры» [1].

Приведенная цитата, без сомнения, одного из самых успешных инвесторов XX в. Ф. Фишера, отлично характеризует интересы любого инвестора, предполагающего получить достаточный уровень доходности в определенный период времени от компании, в которую он планирует инвестировать средства. Но справедлив ли данный принцип для компаний, работающих в нестабильной экономике России и использующих эффект масштаба?

Насколько актуально утверждение Филипа Фишера в современной экономической действительности, когда сбыт продукции на мировом рынке гарантируется не только грамотным маркетингом и успешной ценовой политикой, но и активным лоббированием государства компаний, в работе на которых задействованы значительное количество населения страны, а также налоговые взносы которых в значительной мере формируют бюджет страны, авторы предлагают оценить самим читателям. Ярким примером для исследователей явился кризис ликвидности 2008 г. Американское правительство сделало беспрецедентные шаги по поддержанию автомобильной, самолетостроительных и иных отраслей американской экономики. При объективном рассмотрении шаги по поддержанию эффективной деятельности крупнейших компаний выглядят абсолютно логичными и неизбежными. Например, только в компании Boeing число занятых на ко-

нец 2008 г. составляло более 162 тыс. чел., а выручка компании составила 60,9 млрд. долларов [2]. Естественно, что Евросоюз (прежде всего Франция, Германия, Испания и Великобритания) в таких условиях предпринял все возможные меры для недопущения серьезного падения производства концерна AIRBUS, где работает свыше 50 000 сотрудников, а выручка в 2006 году составила 26 млрд. евро [3]. При этом, необходимо принимать во внимание объем частного бизнеса, который так или иначе связан с Boeing или AIRBUS (например, организация питания сотрудников, поставка проката алюминиевого сплава для корпусов, поставка материалов отделки салона и т.п.).

Думать, что в Российской Федерации предприятия находятся в каких-то иных условиях, по меньшей мере, неверно.

В качестве примера приведем компанию РУСАЛ и рассмотрим Волгоградский алюминиевый завод (ВгАЗ), принадлежащий данному концерну. Завод был запущен в 1959 году, общая площадь завода составляет 115 гектаров, мощность 168 тыс. тонн алюминия в год, на предприятии трудятся свыше 1600 человек [4].

Основные потребители алюминия в России - это производители листового прокат из алюминиевого сплава, авиационные производства, производители кабельной продукции, автопром, предприятия использующие алюминий в технологии экструзии, предприятия черной металлургии.

В III квартале 2013 года компания РУСАЛ объявила о консервации нескольких заводов концерна, в число которых попал и Волгоградский алюминиевый завод.

Причиной этой, очевидно непопулярной, меры стало падение спроса на продукцию компании как на зарубежным рынках, так и со стороны потребителей, расположенных на территории России.

Какие меры для выхода из кризиса может предпринять Правительство России, Правительство Волгоградской области и руководство компании РУСАЛ?

По мнению авторов данной статьи, основных путей выхода из сложившейся ситуации два.

Первый, и наиболее очевидный, принятие соответствующего постановления Правительства Российской Федерации, позволяющее компании РУСАЛ приобретать электрическую энергию для производственных нужд Волгоградского алюминиевого завода напрямую у производителя – корпорации РУСГИДРО, – являющейся собственником Волжской ГЭС. Возможно, такое соглашение может предусматривать зависимость стоимости электрической энергии от стоимости алюминия на мировом рынке, объемов его реализации компанией РУСАЛ, условия возвращения РУСАЛа на

ФОРЭМ. Такой вариант сотрудничества реализован в Сибири, где рост производства составил 15% благодаря сотрудничеству с РУСГИДРО и реализации схемы с Богучанской ГЭС, что позволило удешевить получаемую предприятиями РУСАЛа электроэнергии [5].

В тоже время Правительство Российской Федерации и Министерство промышленности и торговли может предпринять меры по стимуляции внутренного спроса на продукцию РУСАЛА. Такими мерами можут явиться увеличение государственного заказа для нужд Министрества обороны РФ, Министрества по чрезвычайным ситуациям РФ на поставку самолетов, вертолетов, безпилотных летательных аппаратов, что позволит РУСАЛу сохранить минимальный объем продукции и отказаться от консервации производства на ряде предприятий, включая ВгАЗ. Необходимо отметить, что ряд предприятий авиационной промышленности имеет в составе акционеров американский концерн Alcoa – прямого конкурента РУСАЛа, поставщика компаний Boeing и Airbus.

Конечно, некоторые специалисты отметят и такой путь выхода из кризисной ситуации, как продажа РУСАЛом нерентабельного производства, учитывая, что запуск его после нескольких лет простоя, очевидно, будет невыгодным. Учитывая возрастающую активность европейских инвесторов на российских энергетических и ресурсодобывающих рынках, исключать данный вариант развития события нельзя, но, отметим, что такое решение проблемы в большей степени зависит от СЕО РУСАЛА, его акционеров и того уровня цены, который они попросят за свой волгоградский актив. Также в случае продажи волгоградского актива судьба сотрудников завода будет зависеть от нового собственника и его концепции развития завода.

Второй, и наиболее непопулярный, путь это остановка производства и трудоустройство специалистов предприятия в других производствах, действующих на территории Волгоградской области или граничащих с ней регионов. Стоит сразу заметить, что промышленность Волгоградского региона также находится в состоянии, далеком от уверенного роста, тем не менее авторы предлагают рассмотреть данный путь выхода из сложившейся ситуации.

Отметим, что применение нижеописанных меры будут иметь положительный эффект в случае поддержки указанных направлений производства на уровне Правительства РФ, Правительства Волгоградской области.

Рассмотрим структуру персонала Волгоградского алюминиевого завода. В настоящее время она выглядит следующим образом (рис. 1, 2).

Единовременное высвобождение такого количества работников ведет к возникновению экстремальной ситуации на рынке труда и резкому

повышению уровня безработицы, имеющей своими последствиями, кроме экономических факторов, таких как снижение доходов, уровня обеспеченности домохозяйств, потери квалификации и т.д., также социальные и психологические проблемы непосредственно для каждого уволенного работника, нивелировать которые не менее важно, чем решать экономические задачи. Кроме того, необходимо осознавать, что подготовленный, высококвалифицированный специалист уже имеет прибавочную стоимость по сравнению с выпускником ВУЗов, в его образование и квалификацию инвестированы значительные финансовые средства и предприятием-работодателем, и государством. Преимущественное предоставление работы таким специалистам по сравнению с соискателями вакансий из-за рубежа задача, важность которой трудно переоценить.

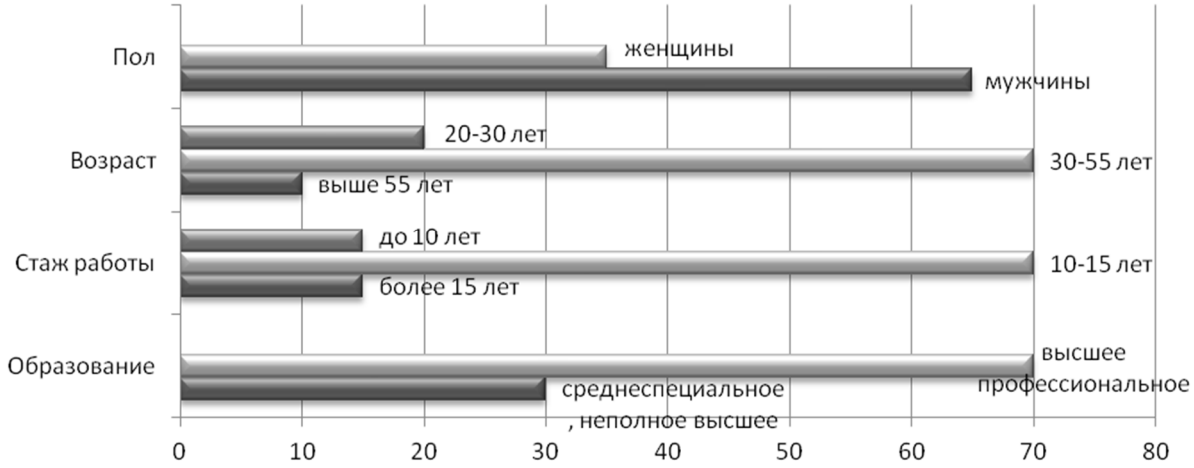


Рис. 1. Структура персонала Волгоградского алюминиевого завода на момент до консервации завода

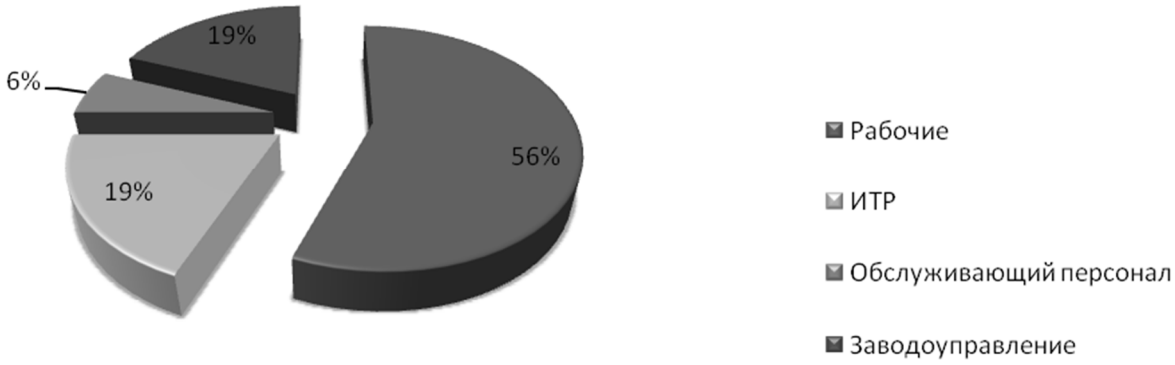


Рис. 2. Структура персонала Волгоградского алюминиевого завода по категориям деятельности на момент до консервации завода

Потеря места работы для человека всегда является поражением, то есть ситуацией стресса, обусловленной невозможностью реализации собственных актуальных потребностей в силу внешних обстоятельств. Проблема осложняется тем, что, оставшись без работы и средств к существованию, человек становится неспособным полностью реализовать сразу ряд базовых потребностей [6]. Физиологические и материальные потребности становится сложно удовлетворить в силу резкого падения уровня доходов в конкретно взятой семье, кроме того оставшиеся доходы приходится перераспределять на обязательные выплаты (кредиты, оплату текущих счетов, иные финансовые обязательства).

Таким образом, все внимание и деятельность человека концентрируется на попытках удовлетворить базовые потребности и снизить общий негативный эмоциональный фон, игнорируя при этом иные стороны жизни, в том числе и собственный профессиональный потенциал. При дальнейшем погружении в стрессовую ситуацию человек теряет контроль над собой и над обстоятельствами. Это приводит к истощению, апатии и, соответственно, к потере базовых профессиональных умений и навыков.

А значит, для недопущения снижения качества высококвалифицированного трудового потенциала работников, попавших под массовое сокращение, необходимо в максимально короткие сроки проводить мероприятия по трудоустройству высвобожденной рабочей силы.

Таким образом, ситуацию необходимо разрешать в настоящих условиях волгоградского рынка труда. Алгоритм проведения мероприятий по трудоустройству высвобожденной квалифицированной рабочей силы – инженерно-технических работников (далее – ИТР) представлен на рис. 3, 4.

Итак, после консервации Волгоградского алюминиевого завода высвободится около 300 ИТР (следствие из рис. 2), часть которых имеет смысл распределить на другие производства, расположенные в г. Волгограде (рис. 3, блок 1).

Универсальность специалистов ИТР заключается в том, что они владеют всеми необходимыми общенаучными и общеинженерными знаниями и навыками, которые требуются на любом производстве, а значит, при соответствующем доучивании, они могут выполнять работу на производствах различного профиля.

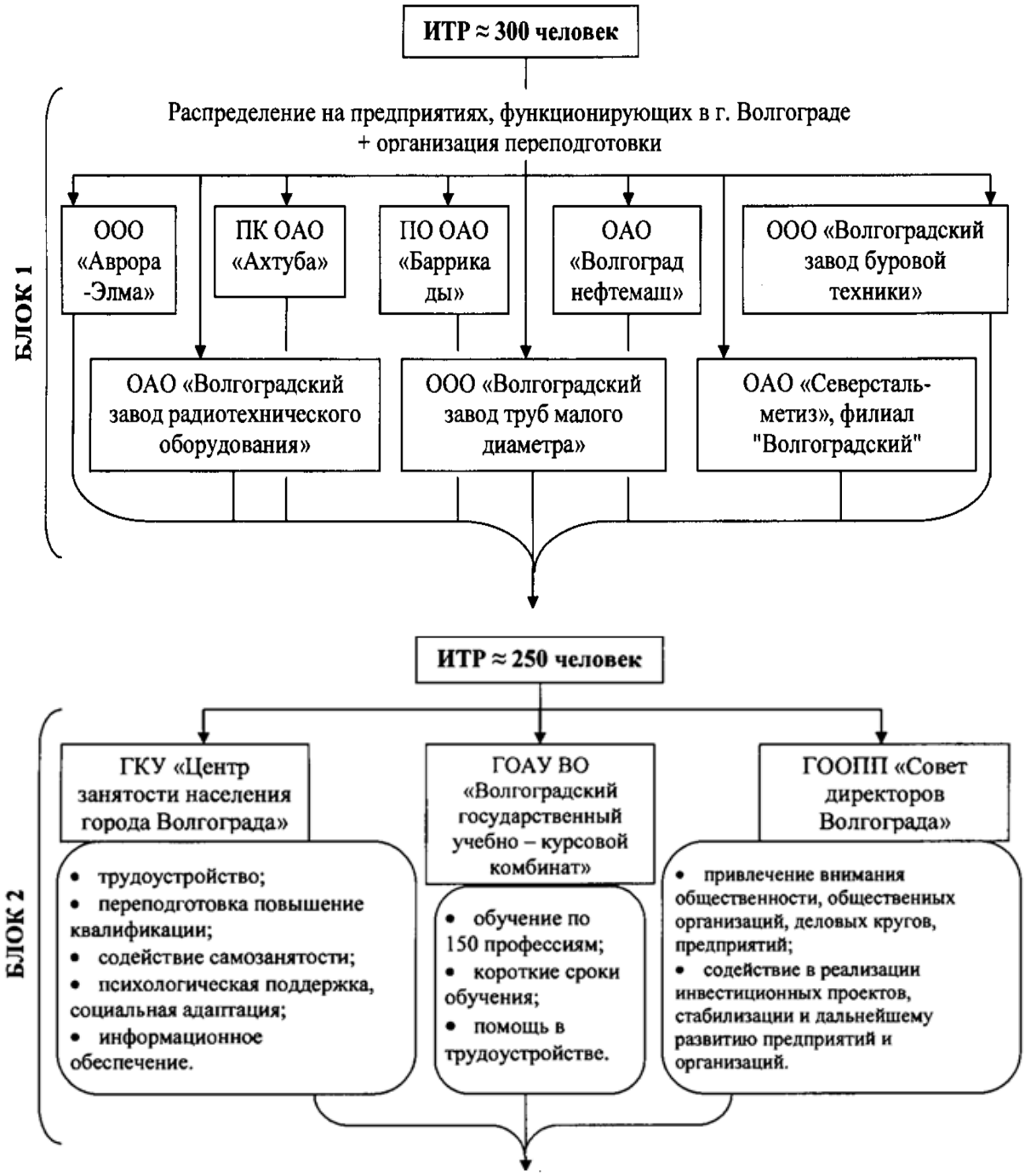


Рис. 3 Алгоритм проведения мероприятий
по трудоустройству ИТР (блоки 1, 2)

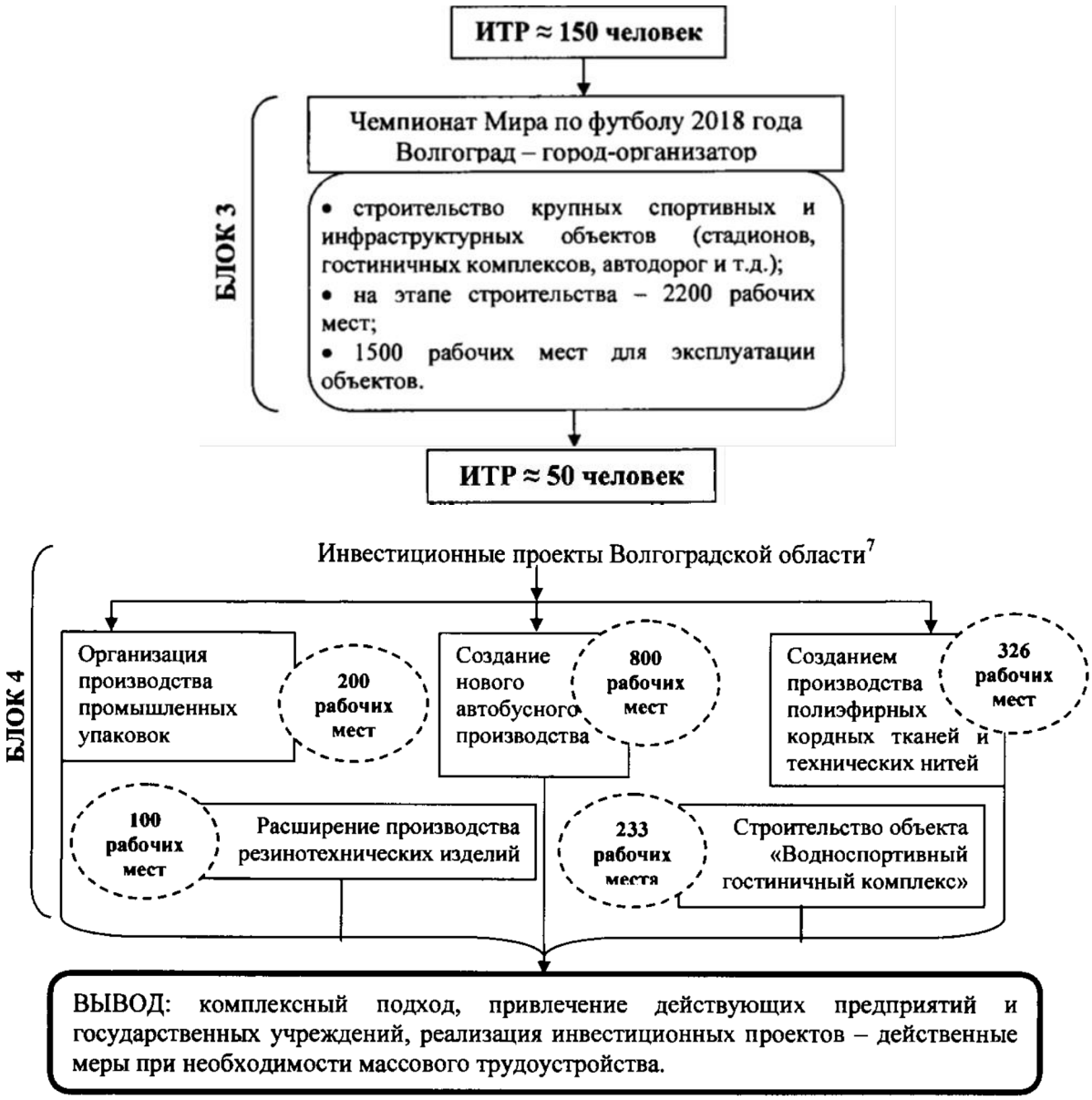


Рис. 4. Алгоритм проведения мероприятий
по трудоустройству ИТР (блоки 3, 4)

Мониторинг производственных предприятий г. Волгограда показал, что на предприятиях ООО «Аврора-Элма», ПК ОАО «Ахтуба», ПО ОАО «Баррикады», ОАО «Волгограднефтемаш», ООО «Волгоградский завод буровой техники», ОАО «Волгоградский завод радиотехнического оборудования», ООО «Волгоградский завод труб малого диаметра», ОАО «Северсталь-метиз», филиал «Волгоградский» и др. открыты различные вакансии инженеров. Исходя из вышеизложенного, есть возможность трудоустроить часть ИТР, уволенных с Волгоградского алюминиевого завода, на вышеперечисленные предприятия, при организации дополнительного обучения. Авторы статьи исходят из предположения, что финансирование переподготовки или дополнительного обучения персонала могут осуществить как корпорация РУСАЛ, так и предприятия имеющие вакансии. В ряде случаев

целесообразно выполнить данные мероприятия с привлечением бюджетных средств.

Кроме того, активную помощь в трудоустройстве и переподготовке бывших сотрудников Волгоградского алюминиевого завода могут оказать ГКУ «Центр занятости населения города Волгограда», ГОАУ ВО «Волгоградский государственный учебно – курсовой комбинат» и ГООПП «Совет директоров Волгограда» (рис. 3, блок 2), так как данные учреждения владеют широким административным ресурсом, в том числе в направлении организации профессиональной ориентации, трудоустройства, профессионального обучения, организации содействия самозанятости граждан, оставшихся без работы, предоставлении различного рода информационных услуг о возможностях профессиональной подготовки, переподготовки и повышения квалификации, существующих вакансиях.

Также немаловажно привлечение внимания общественности, общественных организаций, деловых кругов, предприятий к существующей проблеме и содействие в реализации инвестиционных проектов, стабилизации и дальнейшему развитию предприятий и организаций.

В первую очередь авторы имеют ввиду наделение города Волгограда функциями города – организатора предстоящего Чемпионата Мира по футболу 2018 года. В связи с данным мероприятием, в соответствии с требованиями FIFA планируется строительство крупных спортивных и инфраструктурных объектов (стадионов, гостиничных комплексов, автодорог и т.д.), на возведении которых будут задействованы около 2200 человек, и около 1500 рабочих мест будет создано для эксплуатации этих объектов (рис. 4, блок 3) [7]. Создание новых рабочих мест поможет снизить процент безработицы.

Подобный эффект будут иметь реализация существующих инвестиционных проектов в регионе (рис. 4, блок.4), организация технопарка на территории ВгАЗа, а также привлечение инвесторов для размещения новых производственных мощностей в Волгоградской области.

Организация технопарка на базе ВгАза решает сразу несколько актуальных задач для волгоградского региона, таких как стимулирование экономического роста уже застроенной территории, диверсификация местных производств, что в конечном итоге делает местную экономику более устойчивой, способствует развитию малого и среднего бизнеса, увеличению доходов местного бюджета.

Что же касается привлечения новых инвесторов в регион, то, несмотря на наличие регрессивных факторов, Волгоградская область имеет ряд преимуществ, основным из которых является низкая стоимость (в сравнении с соседними регионами) подключения электрической мощности, и достаточноее количество ее генерации на территориии региона (ООО «ЛУКОЙЛ-Волгоградэнерго», ОАО «Русгидро»), что обеспечивает будущему производ-

ственному предприятию возможность планировать свою производственную программу, оптимизировать расходы на оплату энергоресурсов.

В целях повышения квалификации и переподготовки ИТР Правительству Волгоградской области в сотрудничестве с волгоградскими учреждениями высшего и профессионального образования целесообразно организовать совместные образовательные программы на базе существующих ВУЗов. Подобная практика уже успешно реализуется в Ленинградской, Саратовской, Оренбургской и других областях России.

Так в настоящее время в ФГБОУ ВПО «Волгоградский государственный технический университет» уже функционирует факультет подготовки и переподготовки инженерных кадров по различным направлениям и специальностям, которые помогают выпущенным специалистам лучше адаптироваться в современных условиях рынка труда и быть более конкурентноспособными.

Широкие возможности для переобучения уволенных специалистов даст сотрудничество с ФГБОУ ВПО «Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет», Филиалом ФГБОУ ВПО «Национальный исследовательский университет (МЭИ)» в г. Волжском и ФГБОУ ВПО «Волжский институт строительства и технологий», в направлениях подготовки которых существует большое количество специальностей, подходящих для переподготовки ИТР.

Вышеперечисленные учебные заведения являются мощными научно-образовательными комплексами в Волгоградской области, обладающими огромным опытом в подготовке высококлассных специалистов, что позволяет Правительству Волгоградской области в сотрудничестве с волгоградскими ВУЗами создать реальные перспективы развития, такие как создание и развитие совместных образовательных программ, оказание ВУЗами консалтинговых услуг, реализация программ дополнительного профессионального образования, повышения профессиональной квалификации специалистов, переподготовки кадров для предприятий, совершенствование процесса подготовки конкурентоспособных специалистов различного профиля и уровня, организация совместных научно-интегрированных образовательных структур. Это позволит подготовить практикоориентированных специалистов высокого уровня, привлечение в будущем работодателей к разработке профессионального стандарта и формированию актуальных компетенций будущих специалистов, разработке программ опережающего обучения управленцев, инженеров-конструкторов, технологов и других специалистов.

Концепция такого взаимодействия представлена на рис. 5. Также следует отметить важное преимущество сотрудничества с ВУЗами – переподготовка на их базе может включать дополнительные дисциплины (основы экономики, финансовую грамотность и т.п.), востребованные в реальной жизни.

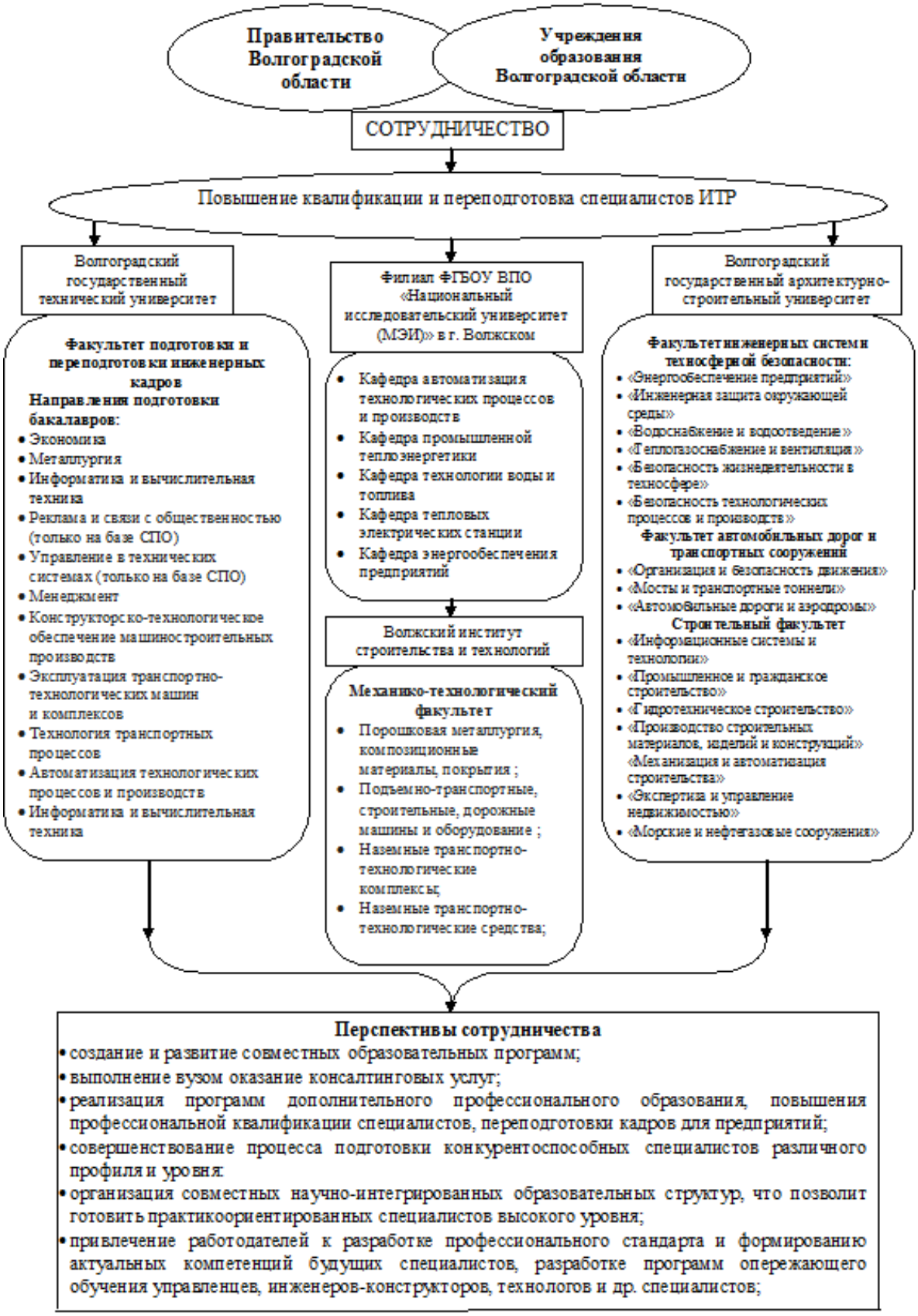


Рис. 5. Сотрудничество Правительства Волгоградской области с учебными заведениями

Последнее направление в настоящее время поддержано разработкой АНО «Агентство стратегических инициатив по продвижению новых проектов» дорожной карты «Создание национальной системы компетенций и квалификаций» (НСКК), реализуемой Правительством Волгоградской области, важными мероприятиями которой будут меры государственной поддержки профессиональных сообществ, цель которых сформировать эффективную модель частно-государственного партнёрства в сфере профессионального образования, где профессиональные сообщества отвечали бы за поддержание качества и формулирование требований к профессиям, создание национальной системы профессиональной ориентации и информирования молодежи и взрослого населения, стимулирование инвестиций бизнеса в профессиональное образование, усиление механизмов контроля качества образования, развитие региональной системы профессионального образования.

По мнению авторов, особое внимание необходимо уделить трудоустройству квалифицированных рабочих в дорожную отрасль. Учитывая большое количество мигрантов из стран ближнего зарубежья, в ближайшее время возможна ситуация, когда подавляющее большинство предприятий дорожного строительства будет состоять из трудовых мигрантов стран бывшего СССР.

Исходя из данных корпорации РУСАЛ (рис. 1), большая часть рабочих ВгАЗ это мужчины в возрасте от 30 до 55 лет, то есть это молодые работоспособные люди, у подавляющего большинства которых на содержании находятся их семьи с детьми. Справедливо полагать, что сотрудники ВгАЗ рабочих специальностей после незначительного переобучения смогут квалифицированно выполнять работы по строительству дорог и инфраструктурных объектов, учитывая высокий уровень подготовки и повышения квалификации в корпорации РУСАЛ. Кризисные явления в строительной и дорожной отраслях последних лет привели к тому, что значительная часть квалифицированных рабочих мигрировали в соседние регионы, где наблюдается прирост объемов жилищного, промышленного и дорожного строительства. Замещение выбывших рабочих и ИТР мигрантами отрицательно сказывается на социальной обстановке в регионе, увеличивая протестные настояния среди населения, в тоже время не способствуя снижению стоимости работ по устройству дорожного полотна или улучшению качества проводимых работ.

Хорошо подготовленный состав ИТР, характерный для крупных холдинговых компаний, особенно технологи, без сомнения могут найти применение в дорожной отрасли, переживающей в настоящее время широкое внедрение инновационных технологий. Сейчас при строительстве и реконструкции дорог все чаще используются геосинтетические материалы – георешетки, геоматы, геосетки, используются щебеночно-мастичные ас-

фальтобетоны, идет широкое внедрение новых стабилизирующих, адгезионных, дисперсно-армирующих добавок для асфальтобетоно и роль технологов в производстве асфальтобетонов и дорожном строительстве многократно возрастает.

В настоящее время в связи с приостановкой производства на ВгАЗе высвобождается достаточное количество конкурентноспособной квалифицированной рабочей силы, ИТР, технологов, которые при незначительном доучивании смогут коренным образом улучшить кадровый потенциал как строительной отрасли, так и работающих предприятий Волгоградской области.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Уоррен Баффет*. Как 5$ превратить в 50 миллиардов. Стратегия и тактика великого инвестора. Роберт Г. Хатстром М. ЭКСМО, 2010, с.46.

2. «Financial Statements and Supplemental Data». Form 10-K. The Boeing Company. 2009.

3. Интервью: Том Эндерс, гендиректор Airbus // Ведомости, № 166 (1940), 5 сентября 2007

4. Данные с сайта предприятия http://www.rusal.ru/about/48.aspx

5. Информация с сайта http://www.rusal.ru/press-center/news_details.aspx?id=9104&ibt=52&at=1.

6. Лучшие HR-решения: [сб.ст.]. – М.: Вершина, 2006. — 120 с.

7. Информация с официального портала Губернатора и Правительства Волгоградской области http://www.volganet.ru/news/news/2013/06/news_02453.html.

Т.К. Акчурин[(1)], Т.К. Цебоева[(1)], Р.М. Поникаровских[(1)]

ИССЛЕДОВАНИЕ ВОЗМОЖНОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ БЕСКЛИНКЕРНОГО ВЯЖУЩЕГО ДЛЯ ПРОИЗВОДСТВА ДЕКОРАТИВНЫХ БЕТОНОВ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет[(1)]

Приоритетными научно-исследовательскими работами являются те, которые направлены на всемерное ресурсосбережение и широкое внедрение промышленных отходов в производство строительных материалов. При этом особую ценность представляют работы, выявляющие новые возможности тех или иных отходов по созданию местных вяжущих веществ и строительных материалов на их основе. Это не только приводит к экономии природных ресурсов и улучшению экологической обстановки, но и резко снижает объемы перевозок сырья и материалов, а следовательно, снижает производственные затраты предприятий, производящих строительные материалы.

Значительным промышленным отходом, возможности переработки которого раскрыты еще не полностью, является бой щелочных искусственных стекол.

Исследования, проведенные на кафедре «СМиСТ» ВолгГАСУ показали, что молотое стекло, не твердеющее в естественных условиях, при увеличении температуры и *pH*-среды более 9, проявляет гидравлическую активность [1].

Растворение тонкоизмельченного стекла можно рассматривать как процесс деполимеризации, осуществляемый посредством гидролиза. Для того чтобы этот процесс протекал, необходим катализатор, способный хемосорбироваться на поверхности частиц, повышая тем самым координационное число поверхностных атомов и ослабляя их кислородные связи с другими атомами, расположенными в последующем слое. Таким катализатором является гидроксил-ион в щелочных растворах.

В результате растворения кремнезема образуются пересыщенные растворы мономера $Si(OH)_4$, которые, будучи термодинамически нестабильными, вследствие дегидратации, подвергаются конденсационной полимеризации.

Процесс полимеризации включает в себя конденсацию силанольных групп: $\equiv SiOH + HOSi \equiv => \equiv SiOSi \equiv + H_2O$, приводящую к появлению молекулярно связанных единичных образований кремнезема с постоянно возрастающими размерами, причем такими образоваьями являются агрегаты с возрастающим числом составляющих их частиц-золей, гелей.

Вместе с тем, близко расположенные соседние группы $Si(OH)_4$ на полимерных разновидностях конденсируются, приводя к формированию более компактных разновидностей. Дальнейшая внутренняя конденсация объемных полимерных структур, сопровождается перестройкой до более уплотненного состояния, приводит к образованию первичных коллоидных частиц SiO_2, поверхность которых покрыта силанольными группами *SiOH*. При *pH*>9 коллоидные частицы кремнезема (золи) формируются и растут быстро. Далее идет процесс агрегации – образования вязких золей и гелей.

При низких значениях pH частицы кремнезема несут очень незначительный ионный заряд и, следовательно, могут сталкиваться друг с другом и агрегировать с образованием геля поликремниевой кислоты, обладающего вяжущими свойствами.

Гель, находясь в метастабильном состоянии стремиться перейти в более устойчивые формы. При этом скорость перехода аморфного кремнезема в кристаллическое состояние возрастает с увеличением содержания ионов OH^- и повышения температуры.

Введение в состав вяжущего алюмосодержащей добавки способствует нейтрализации щелочных поровых растворов после окончания процесса образования силикатных связок и образованию устойчивых щелочных гидроалюмосиликатов типа R_2O-Al_2O_3-SiO_2-H_2O. Данная система проявляет гидравлические свойства.

Результаты рентгеноструктурного анализа (рис. 1) позволили установить, что новообразования, синтезируемые в процессе тепловлажностной

обработки, представлены цеолитоподобными синтетическими продуктами типа гидронефелин состава $Na_2O' Al_2O_3 2SiO_2 \cdot H_2O$ (2,13; 2,25; 2,79; 2,85; 3,68; 6,38; 10,27 Å); натролит состава $Na_2O\ Al_2O_3 \cdot 3SiO_2 \cdot 2H_2O$ (2,62; 3,17; 3,38; 3,98; 4,10; 9,01; 13,51 Å); анальцим состава $Na_2O \cdot Al_2O_3 \cdot 4SiO_2 \cdot 2H_2O$ (2,69; 2,94; 3,19; 3,22; 5,00; 6,35; 7,04; 8,16 Å) и кварцем (1,45;1,54;1,95;3,34;3,46;4,53 Å).

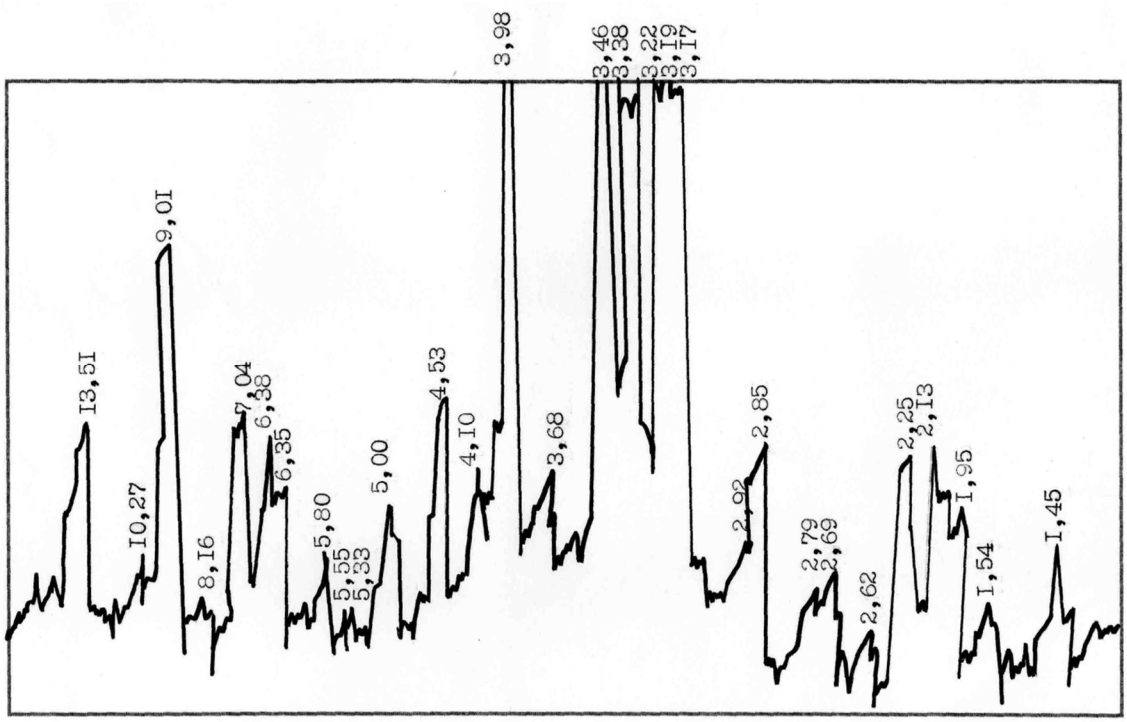


Рис. 1. Рентгенограмма бесклинкерного вяжущего, активизированного щелочным компонентом, после тепловлажностной обработки

Как показали проведенные исследования, одним из основных факторов, влияющих на активность тонкоизмельченного стеклобоя, является содержание щелочного активизатора.

Содержание щелочного активизатора должно быть оптимальным, т.е. минимально необходимым для растворения нужного количества кремнезема и достаточным для реакции поликонденсации кремниевой кислоты. При несоблюдении этого положения, т.е. при избыточном содержании щелочи в воде затворения, образование геля поликремниевой кислоты не происходит и твердение материала осуществляется, в основном, за счет образования низкоосновных гидросиликатов щелочных металлов состава $R_2O \cdot nSiO_2$. В результате этого материал получается неводостойким, что недопустимо для бетонов, предназначенных для наружной отделки. При недостаточном же содержании щелочи в воде затворения, получаемый материал имеет низкие прочностные показатели, вследствие того, что не образуется необходимого количества геля поликремниевой кислоты. Результаты исследований приведены на рис. 2 и 3.

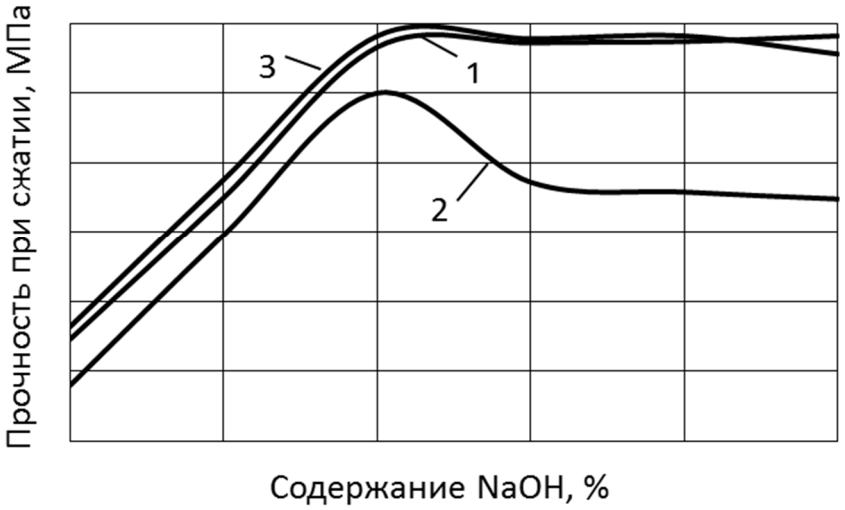


Рис. 2. Зависимость прочности при сжатии бесклинкерного вяжущего от содержания в нем щелочного активизатора:
1 – после тепловлажностной обработки; 2 – водонасыщенного;
3 – высушенного после водонасыщения

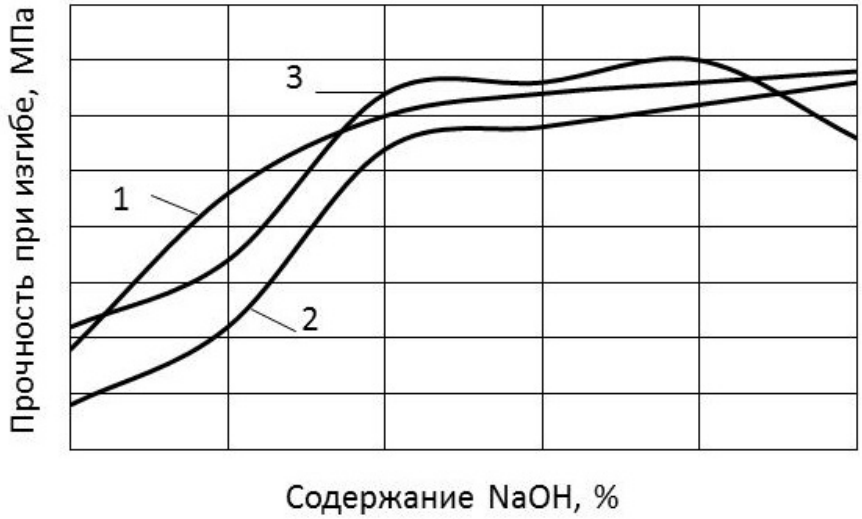


Рис. 3. Зависимость прочности при изгибе бесклинкерного вяжущего от содержания в нем щелочного активизатора:
1 – после тепловлажностной обработки; 2 – водонасыщенного;
3 – высушенного после водонасыщения

Как следует из полученных данных, наиболее оптимальным является 4%-ный водный раствор *NaOH*. Дальнейшее же повышение концентрации щелочи в растворе приводит к резкому снижению коэффициента размягчения (рис. 4) и к появлению при хранении во влажностных условиях на поверхности образцов высолов. Следует учитывать, что повышению *pH* среды более 9 также способствуют R_2O, находящиеся в составе стекла и переходящие в раствор в результате гидролиза.

Введение в состав вяжущего алюмосодержащей добавки способствует нейтрализации щелочных поровых растворов после окончания процесса образования силикатных связок и образованию устойчивых щелочных гидроалюмосиликатов.

Проведенные исследования показали, что оптимальное количество алюмосодержащей добавки, обеспечивающее максимальную прочность бесклинкерного вяжущего на основе стеклобоя, является 20% (рис. 5).

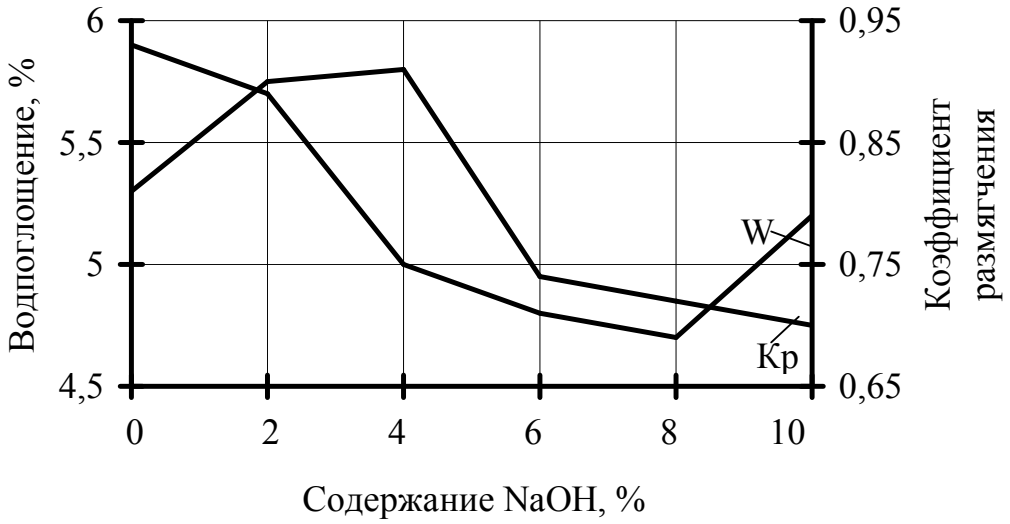


Рис. 4. Зависимость водопоглощения (*W*)
и коэффициента размягчения (K_p) бесклинкерного вяжущего
от содержания в нем щелочного активизатора

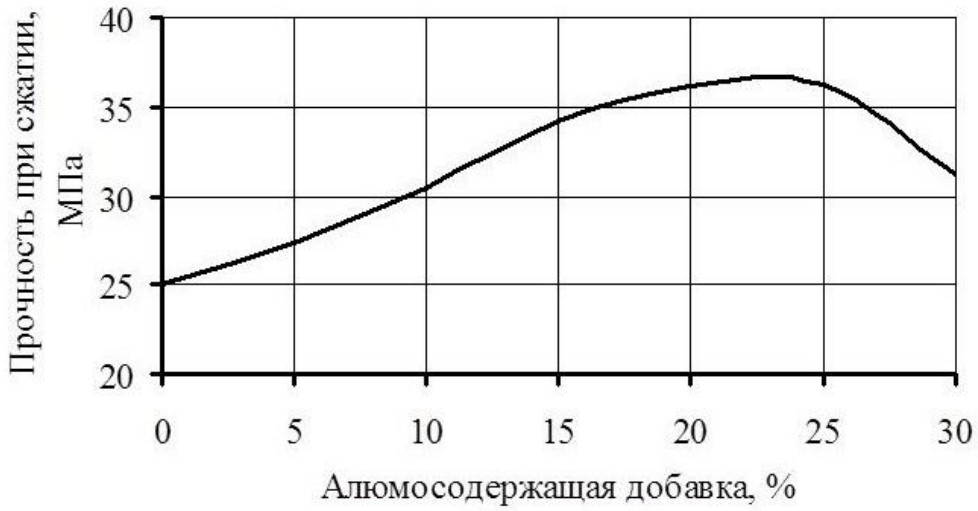


Рис. 5. Зависимость активности бесклинкерного вяжущего
от количества алюмосодержащей добавки

Влияние температуры и продолжительности пропаривания на активность бесклинкерного вяжущего оптимального состава проводилось при водо-вяжущем отношении равном 0,4. Результаты исследований приведены в табл. 1.

Таблица 1

Влияние температуры и продолжительности пропаривания на активность бесклинкерного вяжущего

№№ серии	Температура пропаривания, °С	Режим пропаривания, ч	Активность вяжущего, МПа
1	70±5	3 + 4 + 2	14,5
2		3 + 7 + 2	18,4
3		3 + 10 + 2	18,8
4	80±5	3 + 4 + 2	19,2
5		3 + 7 + 2	29,1
6		3 + 10+2	34,1
7	90±5	3 + 4 + 2	21,3
8		3 + 7 + 2	38,2
9		3 + 10 + 2	38,6

Как показали проведенные исследования, оптимальный режим тепловлажностной обработки, позволяющий получать вяжущее активностью выше 35,0 МПа: подъем температуры – 3 ч; экзотермическая выдержка при температуре 90±5°С – 7 ч; снижение температуры – 2 ч, при этом определяющее влияние оказывает удельная поверхность вяжущего и количество щелочного активизатора.

Проведенные исследования показали, что при различной удельной поверхности с учетом количества щелочного активизатора, можно получить вяжущее в широком диапазоне активности (рис. 6, 7).

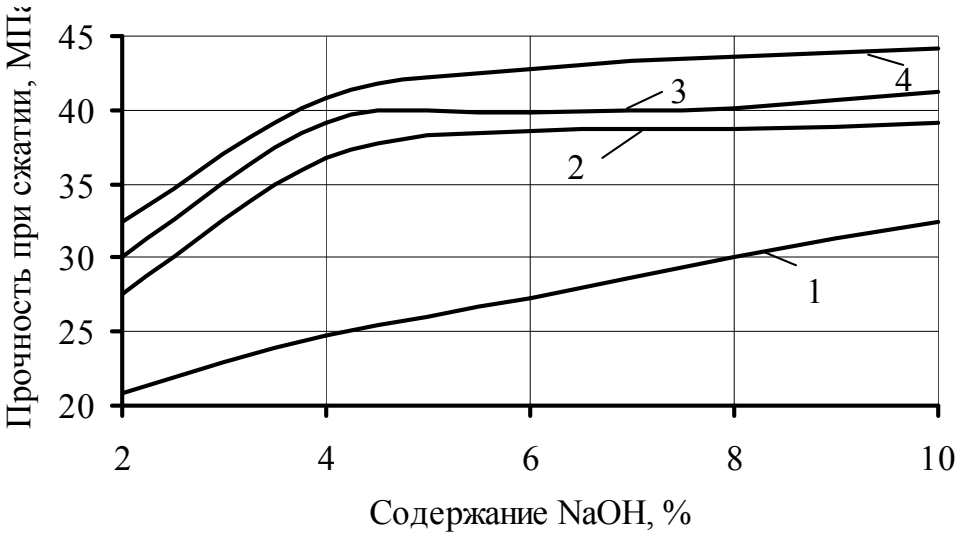


Рис. 6. Зависимость прочности при сжатии бесклинкерного вяжущего от количества едкого натра и удельной поверхости:
1 — $S_{уд}$ = 3000 см^2/г; 2 — $S_{уд}$ = 4000 см^2/г;
3 — $S_{уд}$ = 5000 см^2/г; 4 — $S_{уд}$ = 6000 см^2/г

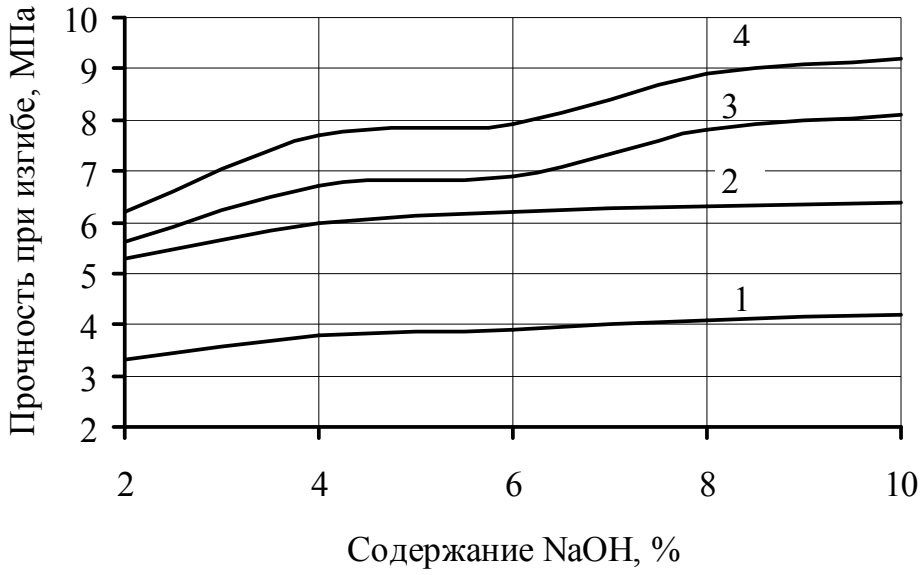


Рис. 7. Зависимость прочности при изгибе бесклинкерного вяжущего от количества едкого натра и удельной поверхности:
1 — $S_{уд}$ = 3000 см^2/г; 2 — $S_{уд}$ = 4000 см^2/г;
3 — $S_{уд}$ = 5000 см^2/г; 4 — $S_{уд}$ = 6000 см^2/г

Зависимости активности бесклинкерного вяжущего от его удельной поверхности и количества щелочного компонента представлены на рис. 8.

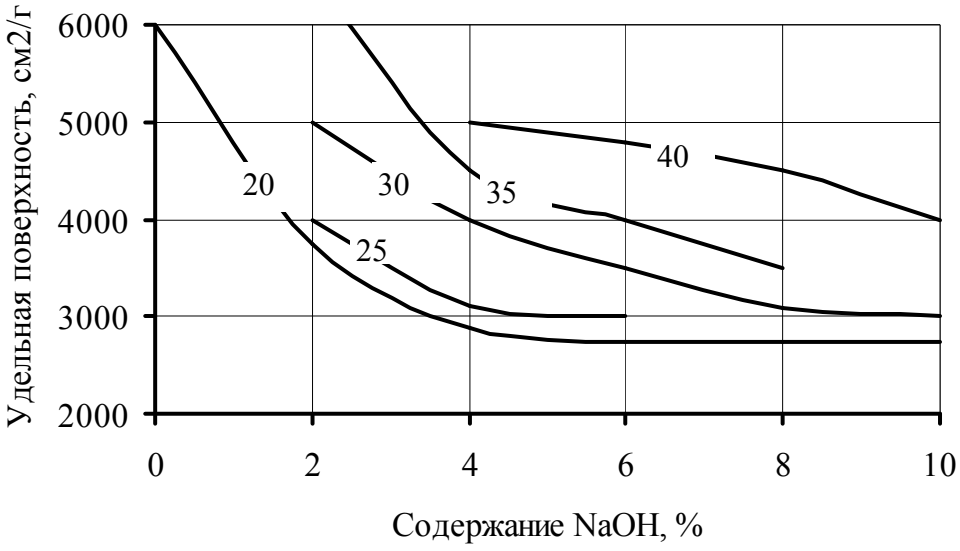


Рис. 8. Активность вяжущего (МПа) в зависимости от удельной поверхности и содержания щелочного активизатора

Искусственные стекла характеризуются высокой инертностью по отношению к действию эксплуатационных факторов, поэтому физико-химические свойства бетонов на их основе выше, чем для материалов на основе традиционных вяжущих веществ, даже в тяжелых условиях эксплуатации. Основные физико-технические свойства мелкозернистых бетонов на основе бесклинкерного вяжущего приведены в табл. 2.

Таблица 2

Основные физико-технические свойства мелкозернистых бетонов на основе бесклинкерного вяжущего

Физико-технические свойства	Ед. изм.	Показатели свойств
Средняя плотность	кг/м^3	2100–2400
Прочность на сжатие	МПа	30–35
Прочность при изгибе	МПа	4,3–4,8
Водопоглощение (по массе)	%	6,0–8,0
Коэффициент размягчения	–	0,94
Морозостойкость	цикл	более 200

Характер омоноличивания материалов из мелкозернистых бетонов на основе бесклинкерного вяжущего предопределяет возможность изготовления из них как крупноразмерных, так и мелкоштучных изделий с легко регулируемыми свойствами.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Акчурин Т.К., Потапова О.К., Стефаненко И.В.* Использование сырьевых ресурсов Волгоградской области в технологии строительных материалов // Волгоград: ВолгГАСА, 1999. — 231 с.

2. *Потапов Д.А., Акчурин Т.К., Цебоева Т.К.* Кинетика структурообразования бесклинкерного вяжущего на основе стеклобоя // Надежность и долговечность строительных материалов, конструкций и оснований фундаментов: материалы IV Международной науч.-техн. конф. Ч.1 / – Волгоград: ВолгГАСУ, 2005. — С. 117–121.

3. *Цебоева Т.К.* Отделочные материалы на основе модифицированного бесклинкерного вяжущего // Социально-экономические и технологические проблемы развития строительного комплекса и жилищно-коммунального хозяйства региона: материалы Всероссийской науч.-техн. конф. Ч.1 / Волгоград: ВолгГАСУ, 2006. — С. 31–34.

С.В. Алексиков[1], А.Н. Бадрудинова[1]

ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ УКРЕПЛЕНИЯ ОБОЧИН ПРИ РЕМОНТЕ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет[1]

Оценка эксплуатационного состояния обочин показывает, что их укрепление при ремонте автомобильных дорог ограничивается щебневанием рядовым щебнем фракции до 120 мм толщиной слоя 10–15 см или профилированием. Конструкция укрепления щебнем назначается без расчета. Вследствие этого, через 1–3 года на участках, где обочины интенсивно используются для движения или остановки транспорта, появляются просадки, колейность, уступы и размывы. Величина уступа между покрытием и обочиной достигает 15–18 см, что является причиной повышенной аварийности дорожного движения.

Анализ движения транспорта показывает, что в современных условиях эксплуатации дорожной сети проектированию ремонта обочин следует уделять особое внимание. При расчете конструкции усиления необходимо учитывать следующие современные особенности работы обочин:

- ✓ Укрепленная часть обочин все чаще используется для совершения обгона. При уровне загрузки дороги $z = 0{,}5–0{,}6$ преобладают одиночные выезды автомобилей на укреплённую часть обочины для обгона. Доля таких автомобилей-нарушителей составляет 1,0–1,5% от общей интенсивности движения транспортного потока. При этом скорость движения этих автомобилей составляет 100–150 км/ч. ДТП, совершённые вследствие обгона по обочине, отличаются высокой тяжестью последствий.
- ✓ При загруженных условиях движения $z>0{,}75–0{,}8$ (близких к пропускной способности) укреплённая полоса и обочина становятся практически дополнительной полосой с регулярным движением. Выезды автомобилей на укреплённую полосу и обочину становятся систематическими. При этом доля автомобилей, движущихся по укреплённой обочине, достигает 12% и более от интенсивности движения, а скорость движения не превышает 60 км/ч.
- ✓ Остановочная часть обочины часто используется для остановки и длительной стоянки грузовых крупногабаритных тяжелых автомобилей с осевыми нагрузками 10 тонн и более. В период осенне-весенней распутицы, когда грунтовое основание наиболее ослаблено, на укрепленной части обочин формируется колейность и просадки.

✓ Несвоевременная ликвидация просадок и колейности на краевых и остановочных полосах приводит к дополнительному увлажнению грунтового основания обочин, резкому снижению деформационных и прочностных характеристик грунтов, ускоренному разрушению не только обочин, но и проезжей части дороги.

✓ В процессе длительной эксплуатации обочин материалы укрепления загрязняются и разрушаются. В результате воздействия климатических и транспортных нагрузок, низкого качества содержания и ремонта обочин, строительные материалы укрепления снижают деформационные и прочностные характеристики до 20–35%. Это необходимо учитывать при проектировании конструкций укрепления обочин при их ремонте.

Перечисленные выше особенности эксплуатации укрепленных обочин позволяют перечислить некоторые основные подходы к их проектированию.

Конструкции укрепления эксплуатируемых обочин дорог следует назначать раздельно для укрепительной и остановочной полос на основе расчетного обоснования их прочности. При этом для укрепительных полос учитывается повторность нагружения (вероятное число заездов транспортных средств в рассматриваемых условиях), которая заимствована из ВСН 39-79. Сам расчет следует выполнять с учетом всех критериев прочности, предусмотренных для дорожной одежды проезжей части (ОДН 218.046-01).

Конструкцию укрепления остановочных полос следует рассчитывать на единичное нагружение по критерию сдвига (дороги III–IV т.к.). При обосновании возможен расчет по всем критериям оценки прочности, предусмотренным для расчета дорожной одежды проезжей части. Такое решение рекомендуется для отдельных участков дорог высоких технических категорий (дороги I–II т.к.), где вследствие высокой интенсивности движения имеется необходимость, по опыту эксплуатации, систематического пропуска потока по укрепительной и остановочной полосам в периоды ограничения проезда (в местах ДТП, на подъездах к ж/д переездам и пересечениям и т.п.) или в отдельные кратковременные «пиковые» периоды роста интенсивности движения, когда уширение дорожной одежды проезжей части нецелесообразно или невозможно по экономическим условиям.

Выбор параметров конструкций укрепления производится на основе расчетов по ОДН 218.046-01. В качестве расчетного следует принимать автомобиль с нагрузкой 10 т на ось давлением в шинах 0,6 МПа и диаметром отпечатка, эквивалентным следу колеса, 33 см для расчета укрепления остановочной полосы (если расчет выполняется только по критерию сдвига) и 37 см – краевой укрепительной полосы. Толщину каждого слоя конструкции следует принимать не ниже значений, указанных в СНиП 2.05.02-

85. Толщину конструктивного слоя следует принимать во всех случаях не менее чем 1,5 размера наиболее крупной фракции применяемого в слое минерального материала. В случае укладки каменных материалов на глинистые и суглинистые грунты рекомендуется прослойка не менее 10 см из песка, высевок, укрепленного грунта или синтетических материалов.

Расчетные значения влажности грунта *W* земляного полотна назначаются в зависимости от условий увлажнения и типа покрытия укрепления [1]. Прочностные характеристики глинистых грунтов при расчете на статическую нагрузку назначаются в зависимости от их влажности.

Сцепление в грунте определяется:

– для суглинков и глин: $C = 0,453e^{-4,541W}$;

– для супесей: $C = 0,0435e^{-1,855W}$.

Угол внутреннего трения определяется:

– для суглинков и глин: $\varphi = 43,091e^{-0,289W}$;

– для супесей: $\varphi = 99,151e^{-2,456W}$.

При расчете дорожной одежды на остановочных полосах расчетную нагрузку рекомендуется принимать при интенсивности движения не менее 1/3 расчетной интенсивности или другую нагрузку, обосновываемую в проекте, при которой исключается накопление остаточных деформаций.

Расчет конструкций укрепления краевой укрепительной полосы не выполняется в случаях [1]:

– устройства путем уширения дорожной одежды проезжей части или самостоятельно с аналогичными характеристиками и материалами;

– устройства краевой укрепительной полосы из сборного цементобетона.

Конструкция укрепления остановочной полосы рассчитывается по методике ОДН 218.046-01 при значении коэффициента $K_д$ равным 1.

Величина требуемого модуля упругости конструкции укрепления остановочной полосы принимается без расчета [2]:

– при использовании в покрытии асфальтобетона — 120 МПа;

– при укреплении битумоминеральными смесями, гравийными, щебеночными материалами — 85 МПа.

Параметры краевой укрепительной полосы, сооружаемой при самостоятельном выполнении работ по укреплению обочин, устанавливаются согласно ОДН 218.046-01 расчетами по трем критериям, аналогичным при расчете дорожной одежды:

– упругому прогибу;

– сдвигу в грунте земляного полотна, слабосвязных материалах и материалах, обработанных вяжущим;

– растягивающим напряжениям в монолитных слоях.

Требуемое минимальное значение модуля упругости конструкции укрепления краевой полосы устанавливается в зависимости от количества наездов автомобилей $N_р$ и материала покрытия полосы:

$$E^{I}_{mp} = a + b \cdot \lg N_р ,$$

где a и b зависят от материала покрытия полосы.

Среднесуточное количество наездов на обочину автомобилей $N_р$ рассчитывается:

$$N_p = 0,01 \sum_{n=1}^{m} \frac{N_m S_{m,сум}}{2},$$

где N_m — число проездов автомобилей по дороге m-й марки в сутки; $S_{m,сум}$ — суммарный коэффициент приведения к расчетной нагрузке, принимаемый по приложению 1 ОДН 218.046.01 [2].

Приведенные выше особенности проектирования будут использованы при разработке рациональных конструкций укрепления обочин при ремонте автомобильных дорог Юга РФ.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Укрепление обочин автомобильных дорог. ОДН 218.3.039-2003. – М.: ГП Информавтодор, 2003.

2. Проектирование нежестких дорожных одежд. ОДН 218.046-01. – М.: Минтранс РФ, 2001.

С.В. Алексиков[(1)], А.Н. Бадрудинова[(1)]

УКРЕПЛЕНИЕ ОБОЧИН АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ АСФАЛЬТОГРАНУЛЯТОМ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет[(1)]

Прочность и ровность проезжей части, аварийность движения, скорость автомобилей зависят от состояния и ширины укрепленных обочин автомобильных дорог. Многочисленные исследования, статистики дорожно-транспортных происшествий (ДТП) показывают:

– укрепление обочин обеспечивает увеличение прочности грунтового основания под проезжей частью дороги на 6–8%;

– до 16–20% ДТП происходит из-за неудовлетворительного состояния обочин;

– сохранение ровности укрепленных обочин позволяет повысить среднюю скорость транспортного потока до 5–10%.

Неудовлетворительное состояние обочин обусловлено:

– плохим содержанием дорог;

– высокими (сверхнормативными) транспортными нагрузками грузовых автомобилей, остановившихся на обочине;

– отсутствием краевых и остановочных полос;

– использованием обочин для движения транспорта на участках дорог, перегруженных движением.

В условиях дефицита финансирования ремонт дороги в большинстве случаев ограничивается только укладкой новых слоев усиления проезжей части, толщиной 5–7 см. Подсыпка укрепленных обочин каменным материалом не производится, ограничивается только профилированием поверхности. При этом не учитывается, что поверхность обочин деформируется в результате ее использования для проезда автотранспорта, размыва поверхностными водами, периодического профилирования автогрейдером.

В результате этого превышение кромки проезжей части над поверхностью обочины проезжая часть достигает 15–18 см, является причиной снижения скорости автомобилей до 6–8%, ДТП с опрокидыванием транспортных средств.

Вследствие этого важно в составе ремонтных работ предусмотреть укрепление обочин. Одним из эффективных решений укрепления обочин является использование асфальтогранулята (АГ), образующего при фрезеровании старого покрытия. При существенном разрушении укрепления обочин, необходима ее очистка и досыпка щебнем. В местах интенсивного использования обочин транспортом устройство покрытия выполнять из АГ.

Повторное использование материалов, получаемых при переработке дорожных покрытий актуально, в связи с увеличением цен на битум и другие составляющие асфальтобетона. Регенерация на АБЗ дает экономию средств и материалов на 15–20%, регенерация на месте – примерно 30% (по сравнению с укладкой нового слоя толщиной 4 см), холодная регенерация – 30–40%.

В настоящее время в ряде регионов РФ (г.г. Москва, Санкт-Петербург, Омск, и т.п.) предприятия дорожной отрасли наладили выпуск АГ как в дробильных установках, так и при холодном фрезеровании дорожных покрытий. Переработка старого асфальтобетона осуществляется путем добавления его, до 20% по массе, к горячим асфальтобетонным смесям, приготавливаемым на асфальтобетонных заводах.

Как правило, такой обновленный укреплением слой используется в качестве верхнего слоя основания, либо в нижнем слое покрытия. Это объясняется тем, что использование АГ в составе асфальтобетонных смесей, в большинстве случаев приводит к ухудшению их качества. Это связано, в первую очередь, с тем обстоятельством, что в состав смеси вводится материал, который содержит «постаревший» в течении времени эксплуатации покрытия битум и подвергшиеся механическим воздействиям (как

при фрезеровании, так и в процессе эксплуатации) минеральные материалы. Потому при получении асфальтобетонных смесей в результате объединения новых минеральных материалов и АГ необходимо внимательно подходить к подбору состава таких смесей и технологии их приготовления.

Производственный опыт показывает, что при использовании отечественных материалов и битума для получения асфальтобетонных смесей не следует использовать более 20% АГ. В тех случаях, когда разогрев АГ осуществляется в сушильном барабане вместе с песком и щебнем, его содержание не должно превышать 10%. Если содержание АГ увеличивается до 30%, то необходимо применять специальные пластификаторы (жидкие битумы марок МГ и МГО).

При проектировании конструкций укрепления обочин с покрытием из АГ необходимо учитывать некоторые особенности [1–4]:

– модуль упругости АГ в 1,2–2,2 раза ниже нового асфальтобетона;

– АГ эффективно использовать при приведенной интенсивности движения по обочине до 500 авт/сут.

При расчете конструкции укрепления весьма важно иметь достоверную информацию о прочностных характеристиках асфальтобетона с использованием АГ. Кратковременный модуль упругости (E_y), для разных типов АГ – смесей зависит от температуры покрытия (T):

$$E_y = A \cdot T^2 + B \cdot T + C, \quad (1)$$

где A, B, C — коэффициенты уравнения зависят от типа АГБ, принимаются по табл. 1.

Таблица 1

Значения коэффициентов уравнения (1)

Тип АГБ	Значение коэффициентов			Характеристика асфальтогранулятобетона
	A	*B*	*C*	
М	115,71	1382,6	4944	с добавлением минерального вяжущего (цемента дороге)
К	122,68	1376,7	4483	с добавлением комплексного вяжущего (битумной эмульсии и цемента на дороге)
Э, В	95,179	1077,4	3509	с добавлением битумной эмульсии, вспененного битума (предпочтительнее на АБЗ)
Б	80,357	918,79	2992	с добавлением разогретого битума (предпочтительнее на АБЗ)
А	57,143	688,57	2270	без добавления вяжущего (на дороге)

Среднее значение сопротивления растяжению АГБ при изгибе R_u определяется значением кратковременного модуля упругости E_y^0 при температуре покрытия 0°*С*:

$$R_u = 1{,}3447\ln(E_y^0) - 9{,}4439\,, \qquad (2)$$

Так как использование комплектов машин типа «Ремиксер» при укреплении обочин технически невозможно, наиболее приемлемым в настоящее время является использование АГБ с добавлением разогретого битума на АБЗ или объекте. Технология приготовления АБГ на АБЗ имеет следующие особенности:

– приготовления АГБ с добавлением разогретого битума не требует перестройки технологическое оборудование АБЗ;

– при увеличении доли АГ с 10 до 50%, температура нагрева минеральной части увеличивается от 120°С до 210°С.

– повышение температуры готовой смеси на выходе от 105°С до 125°С приводит к необходимости увеличения прогрева минеральной составляющей 120°С до 225°С;

– энергозатраты на приготовление АГБ в установке увеличиваются до 85%.

Готовую смесь доставляют на объект автомобилями-самосвалами. Время доставки не должно превышать 2 ч, во избежание увеличения жесткости смеси. Распределение смеси по обочине возможно автогрейдером. Уплотнение осуществляется гладковальцовым катком массой 10 т при 10 проходах по следу. Укатку продолжают до прекращения осадки слоя.

Устройство покрытия из АГ, методом смещения с жидким битумом или эмульсией на объекте производится при температуре воздуха не ниже +10°С. АГБ распределяется автогрейдеров толщиной не менее 4 см по подгрунтованному основанию с подкаткой гладковальцовым катком. Окончательное формирование прочной структуры материала происходит в течение 8–10 суток теплой погоды, при обратной пропитки АГ вяжущим. По истечении этого периода рекомендуется окончательное уплотнение асфальтогранулятобетона гладковальцовым катком весом 10 т. Использование АГ позволяет снизить затраты до 140 руб. за 1 м^2. При этом, чем выше интенсивность движения на ремонтируемой дороге, тем выше экономическая эффективность предлагаемого метода.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Руководство по строительству дорожных покрытий из горячего асфальтобетона / Американская ассоциация государственных дорожных и транспортных служащих ; Федеральная дорожная администрация ; Национальная асфальтобетонная ассоциация. – ЦИНЦИННАТИ ; ОГАЙО, 1993. — 215 с.

2. *Калашникова, Т. Н.* Производство асфальтобетонных смесей / Т. Н. Калашникова, М. Б. Сокальская. - М. : ЭКОН, 2001. — 192 с.

3. *Сюньи Г.К.* Регенерированный дорожный асфальтобетон/ Г.К. Сюньи, К.Х. Усманов, Э.С. Файнберг. – М. : Транспорт, 1984. — 118 с.

4. Методические рекомендации по восстановлению асфальтобетонных покрытий и оснований автомобильных дорог способами холодной регенерации. – М. : Росдорнии, 2002. — 35 с.

С.В. Алексиков[(1)], С.В. Волченко[(1)]

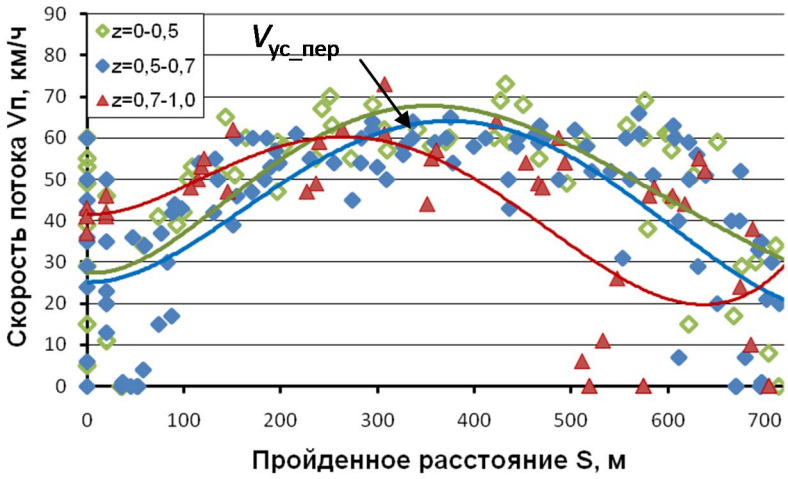
СКОРОСТНОЙ РЕЖИМ ТРАНСПОРТНЫХ ПОТОКОВ ГОРОДСКИХ МАГИСТРАЛЕЙ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет[(1)]

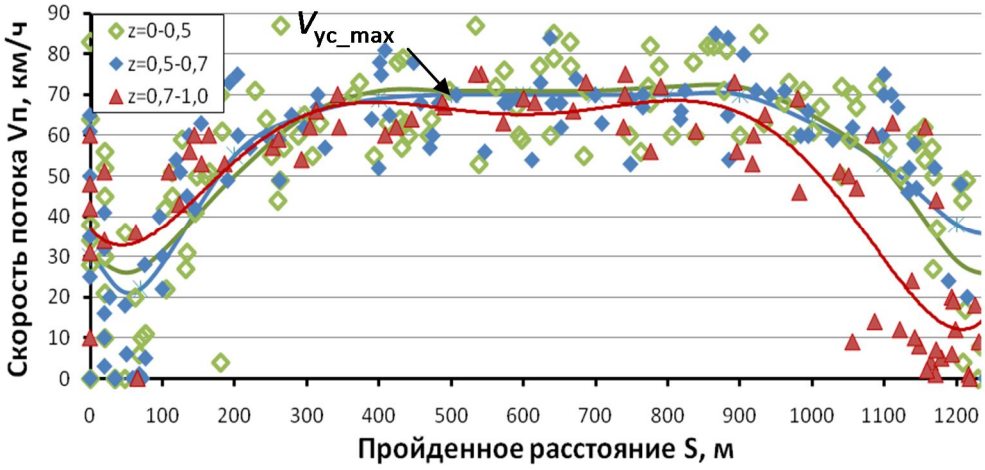
Рост уровня автомобилизации населения и загрузки городских автомагистралей движением до 7–13% в год привел к снижению средней скорости транспортных потоков до 10–25 км/час, при оптимальной — 30–35 км/час. На 30–100% возросли затраты времени на перевозки, до 25-30% повысился расход топлива, ежегодно растет число ДТП и ухудшается экологическая ситуация. Сложившаяся ситуация привела к снижению качества и надежности функционирования транспортных систем больших городов, снижению эффективности работы всех городских служб. В условиях дефицита бюджета весьма актуально повышать эффективность мероприятий по увеличению пропускной способности городских магистралей в кратчайшие сроки с минимальными денежными затратами. Одним из наиболее эффективных методов повышения пропускной способности УДС является координированное регулирование (КР) движения автотранспорта по «зеленой волне» (ЗВ) [1]. Использование данного метода позволяет снизить транспортные потери с минимальными финансовыми затратами за счет повышения средней скорости и сокращения остановок транспорта у регулируемых перекрестков [1].

С целью оптимизации режимов работы магистралей в режиме движения «зеленая волна» в 2006–2013 гг. выполнены исследования скоростного режима транспортных потоков на магистральных перегонах различной длины и ширины проезжей части УДС г. Волгограда. На первом этапе исследования проводилось при уровне загрузки перегонов 0,4–1,0 на участках без значительных деформаций дорожного покрытия.

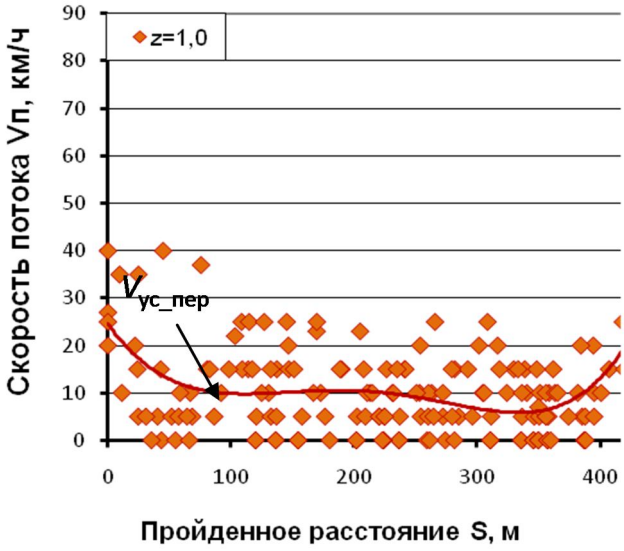
По результатам эксперимента выявлены 3 зоны изменения скорости транспортного потока на перегонах между регулируемыми перекрестками: зона разгона после перекрестка, зона торможения до перекрестка и зона установившейся скорости (рис. 1). На коротких перегонах, в условиях наложения зон влияния смежных перекрестков, участок с установившейся скоростью движения транспортного потока отсутствует (рис. 1, *а*). При этом появление 1-го типа ГИСТП зависит от длины перегона и уровня загрузки регулируемых перекрестков.



а)



б)



в)

Рис. 1 График изменения скорости транспортного потока (ГИСТП): *а* — перегоны с 1 типом ГИСТП, *б* — перегоны с 2-м типом ГИСТП; *в* — перегоны с 3-м типом ГИСТП;

$V_{ус_пер}$ — установившиеся скорость потока в условиях влияния перекрестков;

$V_{ус_max}$ — максимальная установившаяся скорость потока на перегоне

На длинных перегонах, работающих в режиме связанного или насыщенного движения, при достаточной пропускной способности смежных перекрестков (2-ой тип ГИСТП), наблюдаются участки магистралей с постоянной скоростью транспортного потока (рис. 1, *б*). Следует отметить, что в условиях динамичного изменения уровня загрузки участков УДС, на перегонах длиной 950–1250 м. в течение суток наблюдается перерождение 1-го типа ГИСТП во 2-ой тип ГИСТП и обратно.

Для перегонов, работающих в режиме затора, когда отсутствуют чётко выраженные зоны изменения скорости транспортного потока, наблюдается 3-ий тип ГИСТП. Перекрестки не справляются с пропуском транспортного потока и образуются заторы автомобилей, длина которых оказывается больше длины соответствующих перегонов, скорость при этом не поднимается выше 30 км/ч (рис. 1, *в*).

Установлено, что 1-ый тип ГИСТП характерен для перегонов с 1, 2-мя и 3-мя полосами движения в одном направлении длиной до 1050 м и для перегонов с 4-мя полосами движения длиной до 1250 м. При дальнейшем увеличении длины перегона скорость потока изменяется по 2-ому типу ГИСТП. Пропускная способность магистралей на участке установившейся скорости максимальна, поскольку в этой зоне регулируемые перекрестки не оказывают влияние на движение транспортного потока. В условиях плотных потоков, когда уровень загрузки перегона 0,98–1,0, скорость потока изменяется по 3-му типу ГИСТП.

Влияние длины перегона $L_{пi}$ и уровня загрузки его движением z_i на установившуюся скорость транспортного потока $V_{усi}$ можно описать зависимостью:

$$V_{усi} = 10,89 \cdot L_{пi}^{0,21} \cdot z_i^{-0,37}. \quad (1)$$

Коэффициент множественной корреляции 0,81.

Для оценки влияния состояния проезжей части УДС на скорость транспортных потоков весной 2013 г. выполнены наблюдения за скоростью автомобилей на перегонах с повреждениями от 5 до 49 % (рис. 2).

Установлено, что состояние проезжей части не влияет на скорость транспортного потока в следующих случаях:

– на перегонах с площадью деформаций проезжей части до 10%;
– на перегонах длиной до 350 м;
– на участках в зоне разгона или торможения вблизи регулируемых перекрестков.

Комплексное влияние дорожных условий на установившуюся скорость транспортного потока $V_{усi}$, при наличии на дорожном покрытии существенных разрушений, описывается зависимостью:

$$V_{усi} = 35,4 \cdot L_{пi}^{0,02} \cdot z_i^{-0,55} \cdot S^{-0,11}. \quad (2)$$

где S — доля деформированной поверхности дорожного покрытия, %.

Рис. 2. Состояние дорожного покрытия
на ул. Рокоссовского г. Волгограда

Для повышения пропускной способности автомагистралей эффективна организация координированного движения по принципу «Зеленая волна».

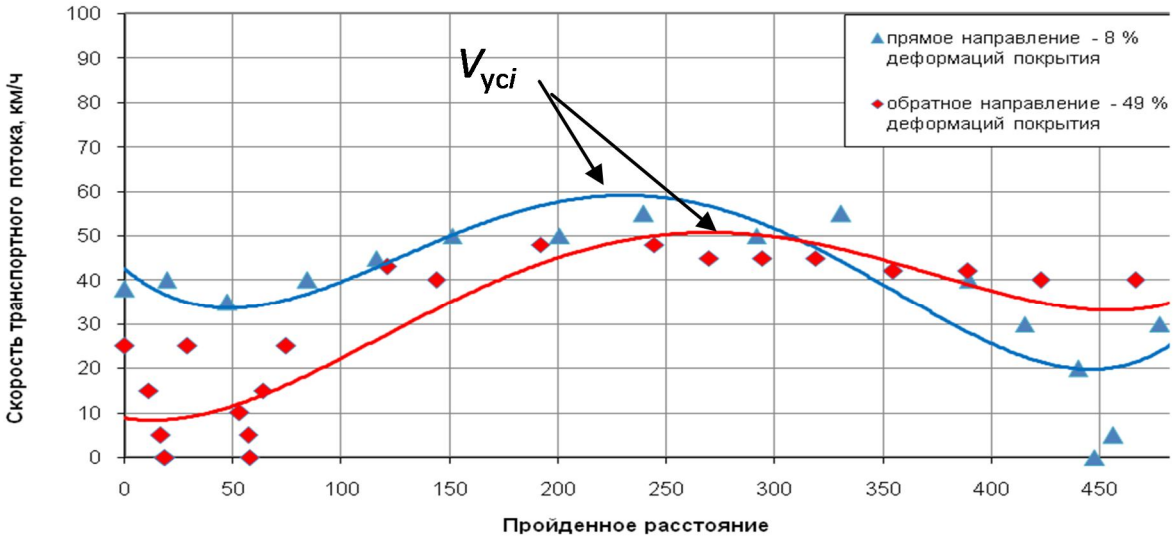
Предлагаемая авторами [1–5] методика проектирования «зелёной волны» основана на использовании графоаналитического метода. Использование данного метода целесообразно для расчёта координированного движения на магистралях любой протяжённости и числа полос движения не менее двух. Основным недостатком этого метода является большая трудоёмкость [3].

Для расчёта координированного регулирования графическим методом необходимы следующие данные [3]: схемы движения на перекрёстках; длительность цикла; интенсивность движения по направлениям; расстояние между перекрёстками (длины перегонов); скорость движения по зелёной волне.

Методика расчета координированного регулирования [4, 5] предусматривает в качестве расчётной скорости движения по зелёной волне принимать увеличенную на 5–8 км/ч 85%-ую скорость движения потока. Эта скорость определяется натурными наблюдениями в середине перегона, где влияние перекрёстков минимальное. Далее строятся кумулятивные кривые и определятся скорость движения потока 85%-ой обеспеченности.

Авторы методики [1–3] предлагают определять среднюю скорость движения на каждом перегоне, путём проведения замеров среднего вре-

мени проезда перегонов. При этом средняя скорость определяется: количеством полос движения [2, 3], ровностью покрытия [2], интенсивностью и составом потока [2, 3], наличием спуска и подъёма [2], длиной перегона и др. [3].



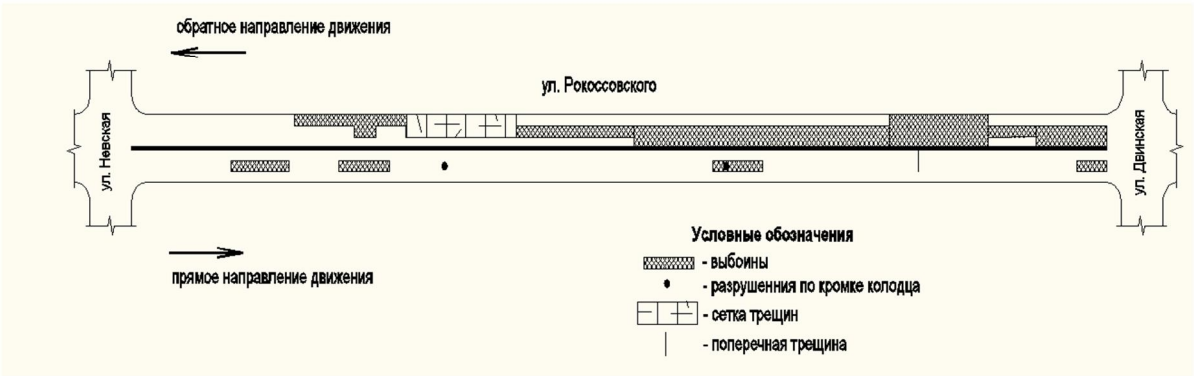
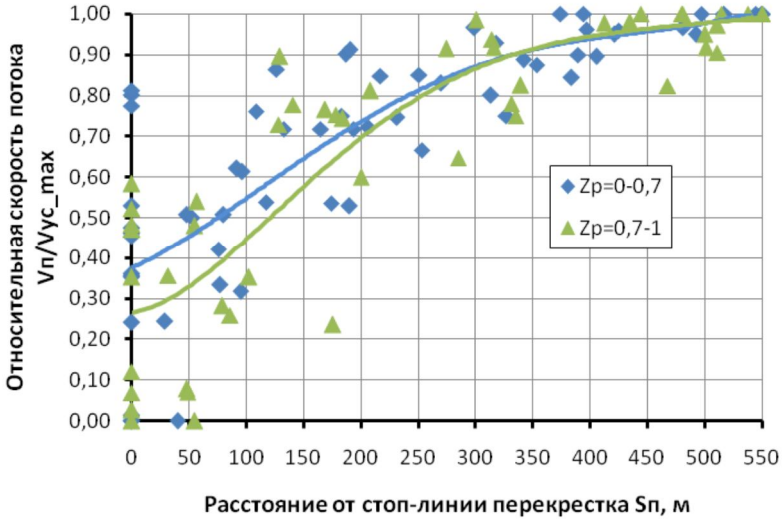


Рис. 3. Изменение скорости транспортного потока не перегоне ул. Рокоссовского – ул. Невская – ул. Двинская ($L_п$ = 495 м, Z = 0,4)

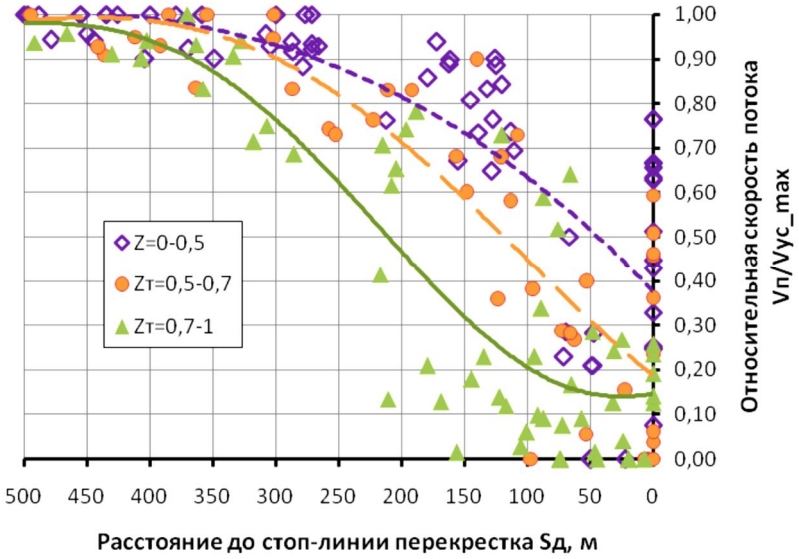
Для повышения эффективности координированного движения предлагается скорость движения по зеленой волне устанавливать с учетом: уровня загрузки регулируемых пересечений (Z_m, Z_p), количества полос движения (n), длины перегона ($L_п$) и установившейся скорости $V_{ус}$ (3).

$$V_{зв} = V_{ср} = f\left(V_{ус}, Z_m, Z_p, n, L_п\right). \quad (3)$$

На основе исследований установлены особенности изменения скоростного режима транспортных потоков в зоне разгона и торможения у регулируемых перекрестков. Установлено, что скорость транспортного потока в зоне перекрестка меняется в зависимости от уровня его загрузки и числа полос движения (рис. 4).



а)



б)

Рис. 4. Скорость транспортного потока на участке
с 3-мя полосами движения в одном направлении:
а — в зоне разгона; *б* — в зоне торможения

Исследование режимов движения в зоне разгона и торможения позволило выявить закономерности движения транспортного потока при прохождении перекрёстков. Движение на зелёный сигнал светофора в условиях плотных транспортные потоков и близко расположенных регулируемых пересечений не гарантируют транспортному потоку движение в режиме постоянной скорости. На перегонах длиной до 950 м (ГИСТП 1) при обеспечении беспрепятственного проезда движение носит пилообразный характер: зона разгона сменяется зоной торможения и наоборот (рис. 5).

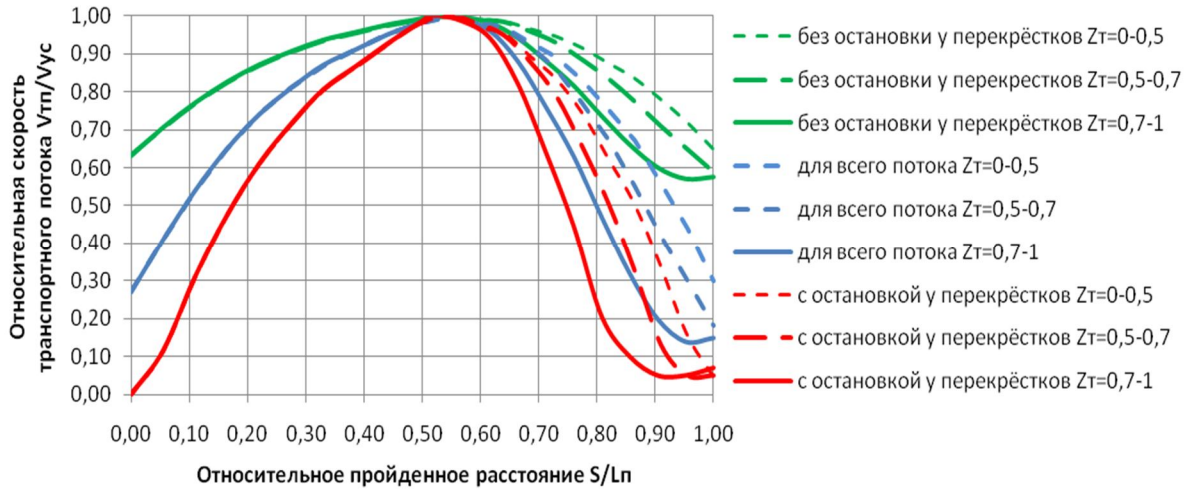


Рис. 5. Изменения скорости транспортного потока на участке с 3-мя полосами движения при уровне загрузки в зоне разгона $Z_р$=0,7–1 при различном уровне загрузки в зоне торможения $Z_т$

Средняя скорость на перегонах длиной менее 950 м (ГИСТП 1) при движении по «зелёной волне» необходимо определять по табл. 1.

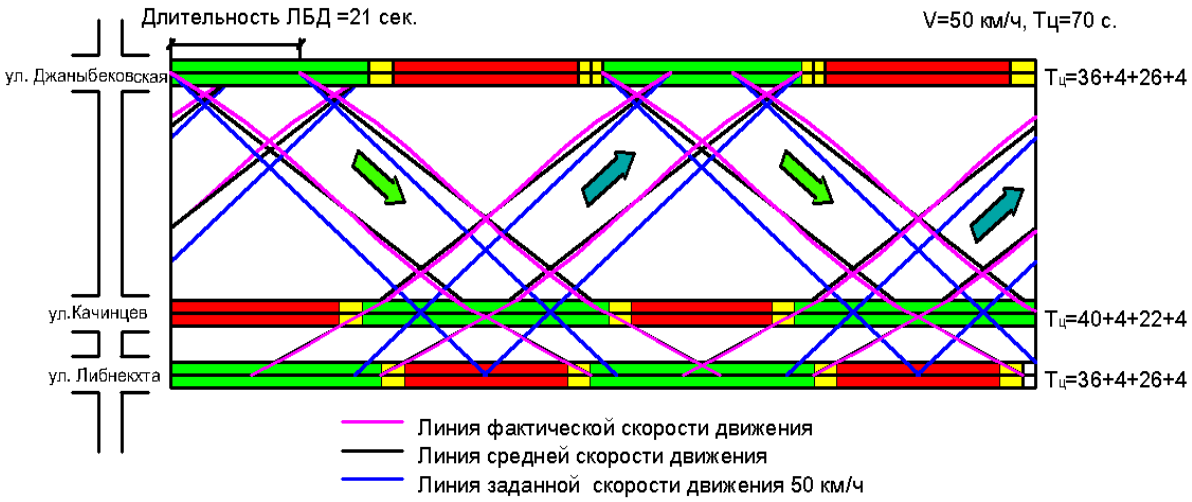


Рис. 6. График координированного регулирования движения по проспекту Жукова г. Волгограда в прямом и обратном направлении движения при $V_{зв}$ = 50 км/ч и $V_{звi}$ = $V_{срi}$

В качестве примера рассмотрим возможность проектирования координированного движения по пр. им. Жукова г. Волгограда. Введение ЗВ по проспекту Жукова в прямом и обратном направлениях возможно: при скорости движения по «зелёной волне» 50 км/ч [4, 5] и средней скорости движения на перегонах в пределах 30–40 км/ч [1–3] (рис. 6).

Таблица 1

Средняя скорость движения потока для перегонов с 1-м типом ГИСТП

Количество полос движения	Уровень загрузки перекрестка в зоне торможения Z_1	Уровень загрузки перекрестка в зоне разгона Z_2	Средняя скорость движения V_{cpi}
2	0–0,7	0,4–0,5	$0{,}87 \cdot V_{ус}$
		0,5–0,7	$0{,}86 \cdot V_{ус}$
		0,7–1,0	$0{,}85 \cdot V_{ус}$
	0,7–1	0,4–0,5	$0{,}86 \cdot V_{ус}$
		0,5–0,7	$0{,}85 \cdot V_{ус}$
		0,7–1	$0{,}84 \cdot V_{ус}$
3	0–0,7	0,4–0,5	$0{,}88 \cdot V_{ус}$
		0,5–0,7	$0{,}86 \cdot V_{ус}$
		0,7–1	$0{,}84 \cdot V_{ус}$
	0,7–1	0,4–0,5	$0{,}87 \cdot V_{ус}$
		0,5–0,7	$0{,}85 \cdot V_{ус}$
		0,7–1	$0{,}82 \cdot V_{ус}$
4	0–0,7	0,4–0,5	$0{,}89 \cdot V_{ус}$
		0,5–0,7	$0{,}87 \cdot V_{ус}$
		0,7–1	$0{,}84 \cdot V_{ус}$
	0,7–1,0	0,4–0,5	$0{,}87 \cdot V_{ус}$
		0,5–0,7	$0{,}86 \cdot V_{ус}$
		0,7–1	$0{,}83 \cdot V_{ус}$

Для обеспечения безостановочного движения необходимо скорость движения по «зелёной волне» определять как среднюю скорость движения на отдельном перегоне, поскольку другая скорость не гарантирует попадание транспортного потока на зелёный сигнал светофора (рис. 6) [3].

При введении ЗВ только в одном наиболее загруженном направлении движения, например в период утреннего часа пик или вечернего часа пик, возможно пополнение потока, попадающего в «зелёную волну» за счёт вливающихся потоков с примыкающих улиц. В этом случае целесообразно увеличить длительность зелёного такта и обеспечить его включение с некоторым опережением.

При проектировании координированного регулирования по проспекту Жукова г. Волгограда в одном направлении движения в вечерний часпик возможно увеличение потока движущегося по зелёной волне на 316 приведенных единиц (согласно исследованиям интенсивности движения [6]) за счёт потоков 1 и 2 с ул. Джаныбековская. При построении линий средней скорости потоков 1 и 2 установлено, что для безостановочного проезда перекрёстов необходимо длительность зелёного такта на пересечении с ул. Либнекхта увеличить на 10 секунд (рис. 7).

Рис. 7. График координированного регулирования движения по проспекту Жукова г. Волгограда в наиболее загруженном направлении при $V_{зві} = V_{срі}$

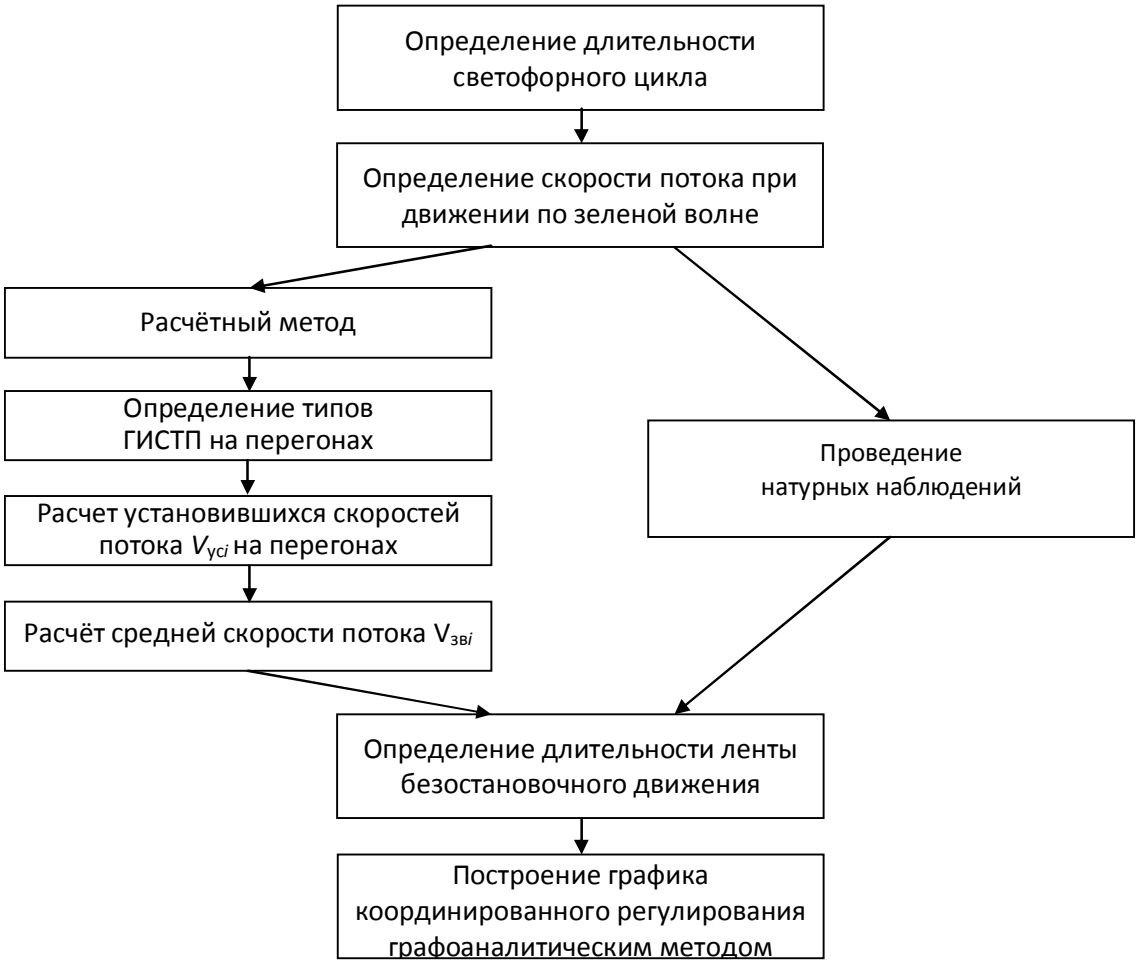


Рис. 8. Блок-схема проектирования координированного регулирования движения

Выполненные исследования позволяют решить задачи:

– расчет оптимальной скорости движения потока по «зелёной волне»;

– оптимизацию функционирования координированного регулирования движения при действии «зеленой волны» в одном направлении.

Скорость движения по зелёной волне рекомендуется определять в зависимости от следующих дорожных условий: длины перегона, уровня загрузки движением в зоне установившейся скорости или в зоне влияния перекрёстков (в зависимости от типа ГИСТП), состояния дорожного покрытия.

Предлагаемую методику проектирования координированного регулирования движения городских транспорта (рис. 8) рекомендуется использовать при разработке проектов организации дорожного движения.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Врубель Ю.А.* Организации дорожного движения. – Минск: Фонд безопасности дорожного движения, 1996. — 326 с.

2. *Аземша, С.А.* Обеспечение безопасности дорожного движения и перевозок / С. А. Аземша, В. А. Марковцев, Д. В. Рожанский // М-во образования Респ. Беларусь, Белорус. гос. ун-т трансп. – Гомель : БелГУТ, 2011. — 259 с.

3. Автоматизированные системы управления дорожным движением в городах/ В. В. Петров: Учебное пособие. – Омск: Изд-во СибАДИ, 2007. – 104с.

4. Руководство по регулированию дорожного движения в городах. – М., Стройиздат, 1974. — 97 с.

5. *Кременец Ю.А., Печерский М.П., Афанасьев М.Б.* Технические средства организации дорожного движения. Учебник для вузов. – М : ИКЦ «Академкнига», 2005. — 279 с.

6. *Алексиков, С.В.* Оптимизация длины перегона городских дорог регулируемого движения: научно-практические рекомендации / С. В. Алексиков, С. В. Волченко // М-во образования и науки Росс. Федерации; Волгогр. гос. архит.-строит. ун-т. Волгоград : ВолгГАСУ, 2011. – 51 с.

С.В. Алексиков[(1)], Ф.В. Волченко[(1)]

РАЙОНИРОВАНИЕ ГОРОДА ВОЛГОГРАДА ПО УСЛОВИЯМ ЗИМНЕГО СОДЕРЖАНИЯ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет[(1)]

С целью оптимизации материально-технических ресурсов на снегоуборку и борьбу с зимней скользкостью выполнено районирование территории г. Волгограда по условиям зимнее содержание УДС.

В качестве целевой функции при районировании городской территории использованы затраты на транспортировку противогололедного мате-

риала (ПГМ) на автомобилях КДМ ЭД-405 по основным (главным) магистралям УДС. При этом учитывалось конфигурации и протяженность дорожной сети, уровень загрузки городских дорог, интенсивность снежных осадков, нормативные сроки уборки снега и ликвидации скользкости на дорожном покрытии, дислокация баз ПГМ. В результате расчетов по территории города выделено семь районов (рис. 1). Фрагмент схемы районирования по Центральному району г. Волгограда приведен на рис. 2.

Краткая характеристика выделенных районов приведена в табл. 1

Таблица 1

Краткая характеристика районов г. Волгограда

№ района	Площадь убираемой территории S, м^2	Расчетная высота снежного покрова на проезжей части, м	Объем снега в валах $V_{сн.в}$	Средний уровень загрузки УДС	Средняя длина перегона $L_{ср}$, м
1	1199250	0,08	44132	0,55	650
2	550125	0,08	20244	0,6	600
3	978300	0,08	36001	0,7	450
4	1192500	0,08	43884	0,6	750
5	1282500	0,08	37384	0,45	600
6	558000	0,08	20534	0,5	700
7	1161000	0,08	47196	0,45	650

Для выделенных районов выполнен расчет потребности в дорожной технике и ПГМ. Расчет потребности выполнен на основе хронометража работы снегоуборочной техники, выполненного в течение зимних периодов 2011–2012 гг.

Потребность в распределителях КДМ ЭД-405Б рассчитывалась:

$$N_{КДМ} = \frac{S_р}{П_Р},$$

где $S_р$ — площадь дорожного покрытия УДС на которой производиться распределение ПГМ, $П_Р$ – производительность КДМ ЭД-405Б, м^2/ч:

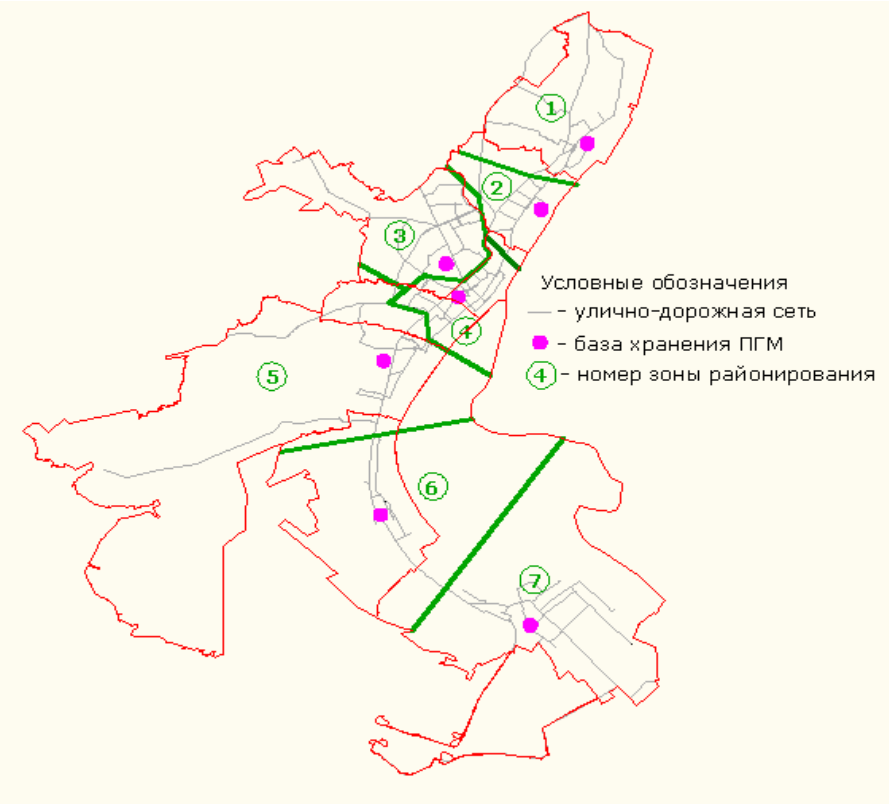


Рис. 1. Районирование территории г. Волгограда
по условиям зимнего содержания УДС

Рис. 2.Фрагмент схемы районирования
УДС в Центральном районе г. Волгограда

$$П_р = \frac{Q \cdot K_з \cdot K_и \cdot \gamma \cdot 60}{q_p \cdot \left(\frac{Q \cdot K_з \cdot \gamma \cdot 60}{q_р \cdot V_э \cdot b} + t_Д + t_П + t_{ПЗ} \right)},$$

где Q — объем кузова, л; $K_и$ — коэффициент использования снегоуборочной техники ($K_и$ = 0,7–0,9); $K_з$ — коэффициент заполнения кузова ($K_з$ = 0,9–1,1); γ — удельный вес ПГМ (песко-соляная смесь γ =1,5 кг/л); $q_р$ — норма распределения ПГМ (песко-соляная смесь $q_р$ = 0,25кг/м^2); $t_Д$ — время доезда до места производства работ, мин; $t_П$ — время погрузки ПГМ, мин; $t_{ПЗ}$ — время подготовительных работ (5% времени работы КДМ), мин; b — ширина обрабатываемой полосы (4,5 м), $V_э$ — эксплуатационная скорость распределяющих машин, м/ч;

$$t_Д = n_р \cdot t_{Д.р},$$

где $t_Д$ — время транспортировки ПГМ до места производства работ за час работы распределителя, $n_р$ — количество рейсов за час работы распределителя, $t_{Д.р}$ — время транспортировки ПГМ за один рейс распределителя.

$$t_П = n_р \cdot t_{П.р},$$

где $t_П$ — время погрузки ПГМ в кузов распределителя за час работы, $n_р$ — количество рейсов за час работы распределителя, $t_{П.р}$ — время погрузки ПГМ.

Количество рейсов распределителя за час:

$$n_р = \frac{1}{t_р},$$

где $n_р$ — количество рейсов за час, $t_р$ — время одного рейса;

$$t_р = \frac{l_{рас}}{V_{рас}} + \frac{l_{тр}}{V_{тр}} + t_П,$$

где $l_{рас}$ — длина участка где производиться распределение ПГМ; $V_{рас}$ — скорость распределителя при производстве работ; $l_{тр}$ — длина участка при транспортировки ПГМ, $V_{тр}$ — скорость распределителя при транспортировки;

$$l_{рас} = \frac{v_{рас} \cdot \gamma}{q_р \cdot b},$$

где $v_{рас}$ — объем кузова распределителя л, γ — удельный вес ПГМ кг/л, b — норма распределения ПГМ ($q_р$=0,25кг/м^2), b — ширина обрабатываемой полосы (4,5 м).

Аналогичным образом определялась потребность в автосамосвалах КамАЗ 6522 по вывозу снега на свалку и в снегопогрузчиках В-130С (табл. 2).

Таблица 2

Потребное количество снегоуборочной техники по районам города

№ района	Количество снегоуборочной технике		
	Распределители КДМ ЭД-405Б	Автосамосвалы КамАЗ 6522	Снегопогрузчики В-130С
1	11	19	6
2	5	9	3
3	8	16	5
4	11	19	6
5	11	18	6
6	5	9	3
7	9	20	7

При использовании универсальных лаповых погрузчиков количество единиц снегоуборочной техники уменьшается на 35–40%.

При расчете запасов ПГМ на базах хранения учитывалось число и продолжительность снегопадов, площадь обрабатываемых дорог ($S_{пок}$), норма расхода ПГМ ($q_р$ = 0,25 кг/м^2), количество рабочих циклов по распределению ПГМ на дорожное покрытие ($n_{цикл}$).

$$Q_{ПГМ} = S_{пок} \cdot N_{д.сн} \cdot q_р \cdot n_{цикл} \cdot 0,8,$$

где $Q_{ПГМ}$ — количество ПГМ, необходимое для содержания УДС выделенных районов.

Количество рабочих циклов ($n_{цикл}$) назначалось согласно табл. 3.

Потребность в пескосоляной смеси для обработки УДС по районам города приведена в табл. 4. Общая потребность в ПГМ для обработки проезжей части УДС города составляет 81672 тонн.

Таблица 3

Основные показатели технологического процесса снегоочистки при применении пескосоляной смеси

Режим	Интенсивность снегопада, мм/ч(слоя воды)	Температура снега, °С	Норма распределения, г/м^2	Продолжительность этапа, ч				
				Выдержка	Обработка	Интервал	Сгребание и сметание	Всего
Первый цикл								
I	0,5–1	Выше –6°С	200,0	0,75	2	3	2	7,75
		От –6 до –18°С	300,0					
		Ниже –18°С	400,0					
II	1–3	Выше –6°С	200,0	0,25	2	-	2	4,25
		От –6 до –18°С	300,0					
		Ниже –18°С	400,0					
III	Свыше 3	Выше –6°С	200,0	0,25	1,5	-	1,5	3,25
		От –6 до –18°С	300,0					
		Ниже –18°С	400,0					
Последующие циклы								
I	0,5–1	Выше –6°С	200,0	–	2	3,75	2	7,75
		От –6 до –18°С	300,0					
		Ниже –18°С	400,0					
II	1–3	Выше –6°С	200,0	–	2	0,25	2	4,25
		От –6 до –18°С	300,0					
		Ниже –18°С	400,0					
III	Свыше 3	Выше –6°С	200,0	–	1,0	0,25	1,5	2,75
		От –6 до –18°С	300,0					
		Ниже –18°С	400,0					

Таблица 4

Количество противогололедного материала

№ района	Площадь убираемой территории $S_{пок}$, м^2	Норма распределения ПГМ $q_р$ (кг/м^2)	Количество дней со снегопадом $N_{д.сн}$	Количество циклов по распределению ПГМ $n_{цикл}$	Количество ПГМ $Q_{пгм}$, тонн
1	1199250	0,25	59	1	14151
2	550125	0,25	59	1	6491
3	978300	0,25	59	1	11543
4	1192500	0,25	59	1	14071
5	1282500	0,25	59	1	15133
6	558000	0,25	59	1	6584
7	1161000	0,25	59	1	13699

Выполненные расчеты позволяют рационально распределить снегоуборочную технику и запасы ПГМ по территории г. Волгограда, выполнить работы по очистке УДС от снега и обработке проезжей части городских дорог противогололедным материалом в нормативные сроки.

С.В. Алексиков[(1)], А.А. Ермилов[(1)]

ИССЛЕДОВАНИЕ ТЕМПЕРАТУРЫ АСФАЛЬТОБЕТОННОЙ СМЕСИ ПРИ РЕМОНТЕ ГОРОДСКИХ ДОРОГ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет[(1)]

В целях разработки рекомендаций по повышению качества ремонта городских дорог г. Волгограда с мая по октябрь 2012 года проведены полевые исследования температуры горячей асфальтобетонной смеси при устройстве дорожного покрытия.

Высокотемпературным термометром RST07831(41) выполнялись замеры температуры смеси после ее приготовления на АБЗ и по прибытию на участок производства работ в кузове автосамосвала. Средняя температура приготовленной смеси составляла 155–160°С, доставленной на участок дорожных работ — 138–140°С. Плотномером ПАБ температура поверхности смеси измерялась сразу после укладки асфальтоукладчиком и через каждые 2 прохода дорожных катков. Ширина захватки составляла 3,5 м, длина — 50–70 м. Толщина слоя устраиваемого покрытия — 0,06 м. Тип смеси — Б, марка — II. Точки измерений выбирались в центре и по краям покрытия через каждые 5 м. В результате обработки более 400 замеров доказана нормальность распределения температуры покрытия (рис. 1–3).

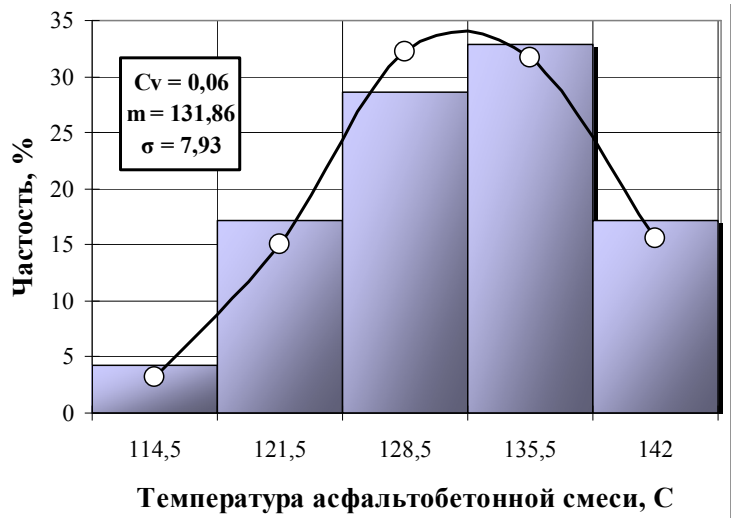


Рис. 1. Гистограмма распределения температуры смеси после ее укладки асфальтоукладчиком

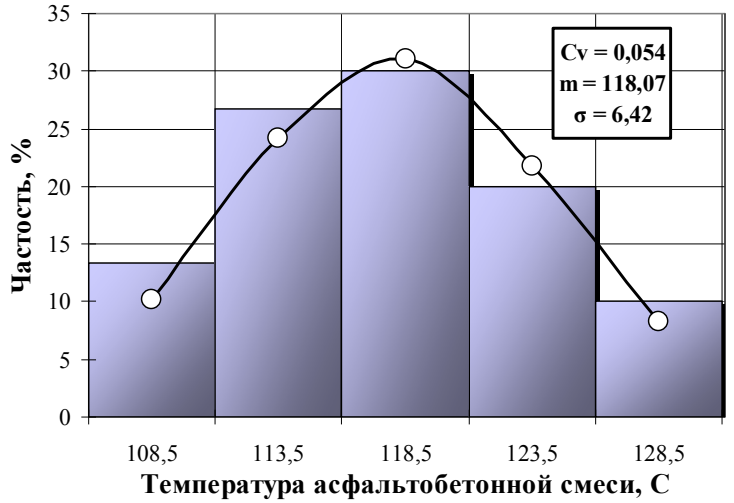


Рис. 2. Гистограмма распределения температуры смеси после 2-х проходов катка AMMANN AV80X4

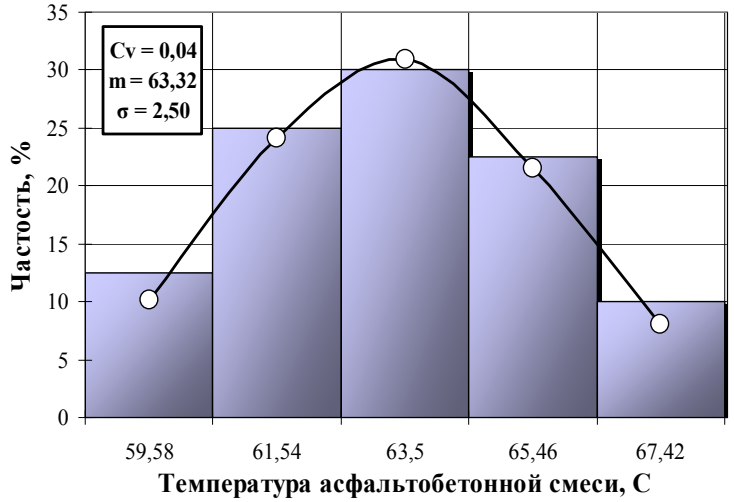


Рис. 3. Гистограмма распределения температуры смеси после 8-ми проходов катка AMMANN AV120X (б)

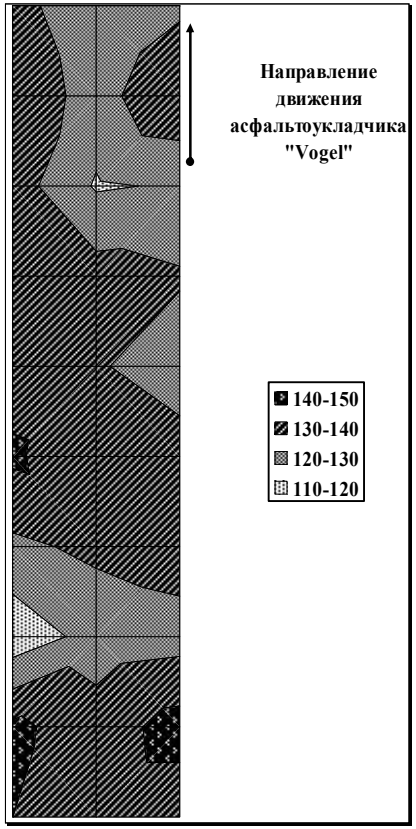


Рис. 4. Распределение температуры смеси по поверхности покрытия после работы асфальтоукладчика

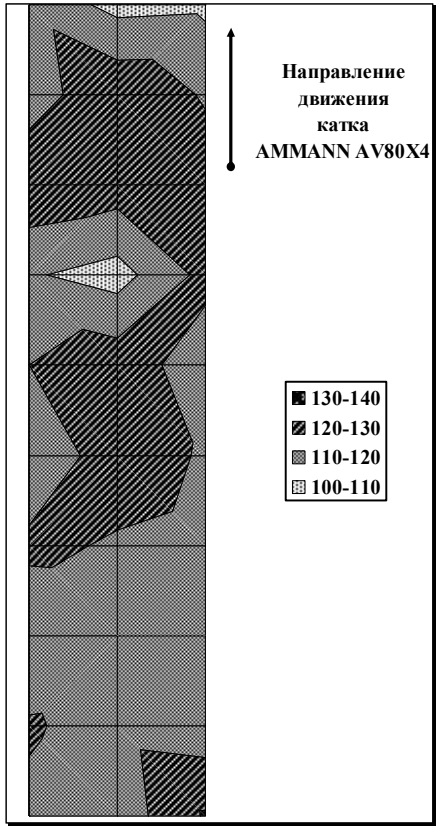


Рис. 5. Распределение температуры смеси по поверхности покрытия после 2-х проходов катка AMMANN AV80X4

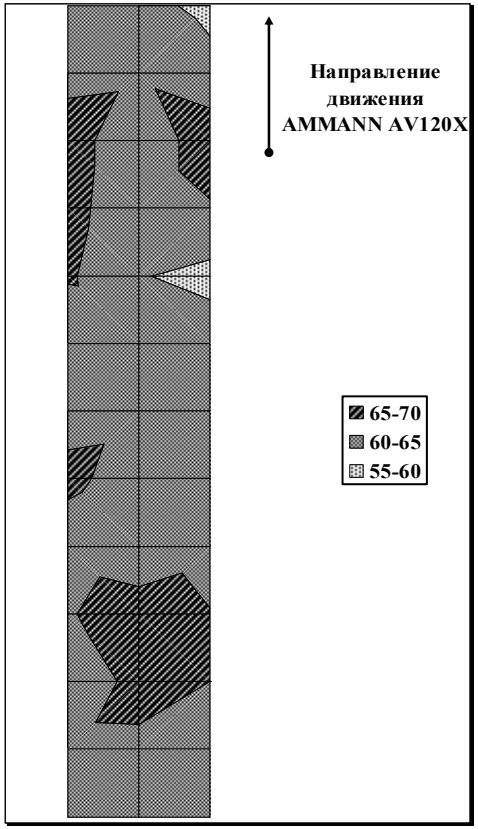


Рис. 6. Распределение температуры смеси по поверхности покрытия после 8-ми проходов катка AMMANN AV120X

По диаграммам (рис. 4–6) наблюдается температурная сегрегация асфальтобетона, наиболее ярко выраженная в начале укладки и уплотнения смеси. В течение всего процесса уплотнения материала температура поверхности асфальтобетона остается неоднородной. Вариация температуры смеси носит нелинейный характер, увеличиваясь к середине технологического процесса и снижаясь к окончанию уплотнения. Это вызвано различными факторами, среди которых наиболее вероятной является сегрегация смеси. Самая высокая вариация температуры смеси — 0,14 наблюдается после 8 прохода виброкатка AMMANN AV80X4 (8т), что в 1,75 раза превышает допустимый 0,08.

Установлено, что остывание асфальтобетонной смеси происходит по экспоненциальному закону (рис. 7). Смесь наиболее интенсивно охлаждается в первой половине процесса уплотнения асфальтобетона. В середине работ температура смеси снизившись в среднем до 70°С, практически не изменялась до окончания производства работ.

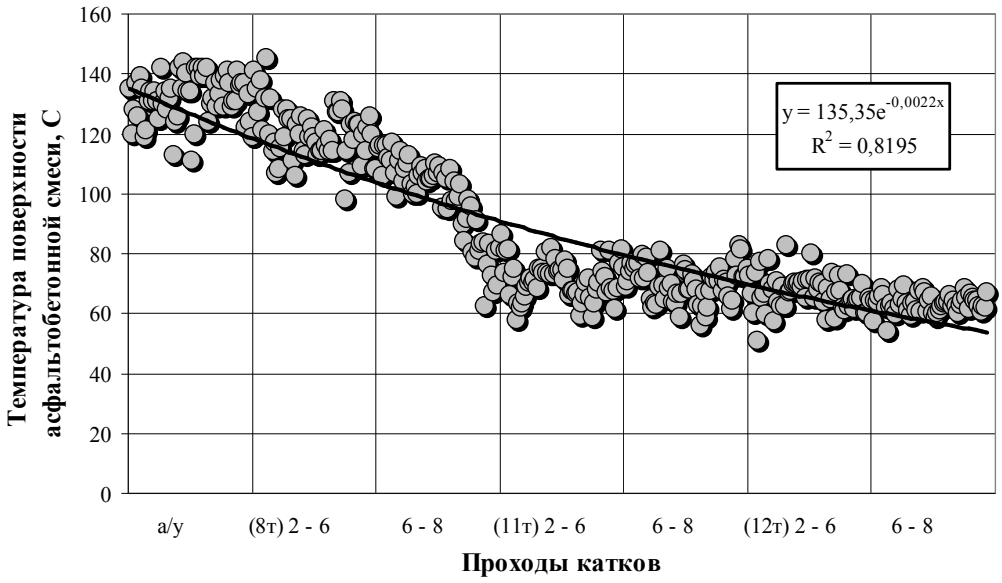


Рис. 7. Изменение температуры поверхности покрытия в процессе укладки и уплотнения смеси

Выполненные исследования позволяют сделать следующие выводы:

1. Температура асфальтобетона в процессе ремонта покрытия распределяется по нормальному закону. Температурная сегрегация смеси сохраняется до конца уплотнения проезжей части, является причиной неоднородного уплотнения покрытия и ее преждевременного разрушения.

2. Асфальтобетонная смесь остывает экспоненциально. Наиболее интенсивно этот процесс протекает в первой половине производственного процесса; температура поверхности снизившись в среднем до 70°С, практически не изменяется до окончания ремонтных работ.

3. Значение коэффициента вариации температуры покрытия носит нелинейный характер, увеличиваясь к середине технологического процесса и понижаясь к окончанию. Температурная сегрегация смеси приводит к преждевременному формированию на дорожном покрытии различных дефектов при эксплуатации автомобильных дорог, которые снижают уровень безопасности дорожного движения и долговечность асфальтобетона.

С.В. Алексиков[(1)], Д.Н. Симончук[(1)]

ДОРОЖНЫЕ ОДЕЖДЫ НА ПЕРЕУПЛОТНЕННОМ ГРУНТОВОМ ОСНОВАНИИ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет[(1)]

На территории Волгоградской области до 2015 года планируется строительство 240 км сельских автомобильных дорог, обеспечивающих транспортное сообщение более 90 сельских населенных пунктов. Объем финансирования за счет субсидий государства – 2402 млн. руб., что составляет около 10 млн. руб. на 1 км дороги. В настоящее время стоимость строительства 1 км дороги IV-ой технической категории достигает 15–20 млн. руб., что делает реализацию программы проблематичной. Необходимо дополнительное привлечение финансовых средств из бюджета области в размере 1200–1900 млн. руб. Одним из путей сокращения объема привлечения средств областного бюджета является снижение стоимости строительных объектов за счет разработки более экономичных дорожных конструкций. Исследования проф. Боровика В.С., проф. Романова С.И., Казначеева С.В., выполненные на дорогах Волгоградской области, позволяют выделить рациональные проектные решения**:**

1. За счет обоснованного применения минимальных (в пределах действующих СНиПов и ОДН) нормативов к сельским подъездным дорогам;

2. За счет принятия (при соответствующем технико-экономическом обосновании) стадийного метода строительства, позволяющего увеличить объемы ввода дорог и ускорить темпы строительства. При этом дорожные одежды, следует принимать переходного типа с максимальными использованием в покрытии местных каменных материалов в виде отсевов известнякового щебня с поверхностной обработкой на основании из необработанных вяжущим отходов дробления. На второй стадии устаивать покрытие из материалов обработанных битумом в установке (отсевы дробления щебня, черный щебень, асфальтобетон и т.п.)

3. За счет устройства рациональных конструкций с максимальным использованием местных материалов, заменой песчаного дренирующего

слоя на геосинтетический материал и повышения прочности грунтового основания за счет его переуплотнения или укрепления.

Применение геосетки в основании из щебня увеличивает модуль упругости и снижает толщину основания до 20%. При строительстве дорожных одежд с максимальным использованием местных каменных материалов в основании эффективно повышенное уплотнение грунтов (суглинок и глина с $К_у$= 1,0–1,05), замена песчаного дренирующего слоя на геотекстиль (при соответствующим технико-экономическом обосновании). Рекомендуемые конструкции дорожных одежд для сельских дорог с низкой интенсивностью движения приведены в табл. 1.

Таблица 1

Дорожные одежды из местных материалов
для сельских дорог с интенсивностью движения менее 200 авт/сут

№ п.п.	Конструктивные слои	Толщина, см	Расход материала на км		
			ед. изм.	Норма	Расход
Конструкция №1 с прослойкой из геотекстиля					
1	Плотный асфальтобетон II марки БНД-60/90	5	т/100м^2	12,282	736,9
2	Щебень фракционированный Фроловского карьера	17	м^3/100м^2	19,6	1176,0
3	Переуплотненный суглинок 0,5м с прослойкой из геотекстиля		м^2/100м^2	91,553	5493,2
Конструкция №2 на основании из отходов дробления щебня					
1	Плотный асфальтобетон II марки БНД-60/90	5	т/100м^2	12,282	736,9
2	Отходы дробления щебня	19	м^3/100м^2	30,21	1812,6
3	Переуплотненный суглинок 0,5м с прослойкой из геотекстиля		м^2/100м^2	91,553	5493,2
Конструкция №3 на щеб.основании с геосеткой ССНП Нефтегаз-Грунтсет					
1	Плотный асфальтобетон II марки БНД-60/90	5	т/100м^2	12,282	736,9
2	Щебень фракционированный на геосетке	17	м^3/100м^2	19,6	1176,0
3	Переуплотненный суглинок 0,5м с прослойкой из геотекстиля		м^2/100м^2	91,553	5493,2
Примечание: Расчет расхода материала выполнен для ширины проезжей части 6 м, с учетом исследований проф. Боровика В.С.					

В.Н. Анопин[1]

К ВОПРОСУ О НЕОБХОДИМОЙ ТОЧНОСТИ ВЫПОЛНЕНИЯ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАБОТ ПРИ УСТРОЙСТВЕ ГОРОДСКИХ И ПРИГОРОДНЫХ ЗЕЛЕНЫХ НАСАЖДЕНИЙ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет[1]

Приведены результаты анализа существующих нормативных требований к выполнению геодезических работ при устройстве городских и пригородных зеленых насаждений, предложено увеличение точности геодезических измерений и построений в определенных лесоустроительных работах.

Основным назначением зеленых насаждений в городах и их окрестностях является улучшение экологической обстановки, обеспечение условий для полноценного отдыха населения и создание комфортной обстановки, соответствующей требованиям ландшафтной архитектуры. Обеспечение эффективного выполнения этих функций возможно только при рациональной организации работ зеленого строительства и пригородного лесного хозяйства. Создание новых и реконструкцию существующих древесных насаждений необходимо выполнять в строгом соответствии с разработанными проектами с применением геодезических методов разбивки запроектированных объектов.

Для зеленого строительства населенных пунктов разработаны достаточно обоснованные требования к необходимой точности изыскательских, проектных и разбивочных работ. Озеленение должно проводиться по генеральному плану населенного пункта или специальному генеральному плану озеленения, составленному в масштабе 1 : 500 с фрагментами в масштабе 1 : 200 и даже 1 : 100 (цветники, альпинарии и т.д.).

Геодезические разбивочные работы выполняют по разбивочным чертежам планировки, посадочным чертежам и дендропланам. На разбивочном чертеже дается привязка дорожно-тропиночной сети парка или сада, на посадочном — привязка посадочных мест саженцев деревьев и кустарников, границ цветников и газонов. Применяемые масштабы 1 : 500 и крупнее. Привязку осуществляют к капитальным сооружениям, а при их отсутствии к линиям строительной сетки парка или другим опорным линиям озеленяемой территории. Разбивку парков и садов выполняют с использованием строительной сетки озеленения со сторонами квадратов 5; 10 или 20 м. При разбивке дорожной сети точность угловых измерений и построений — 30", линейных — 1/2000, определения превышений — 5 мм, при разбивке земляных сооружений соответственно — 45", 1/1000 и 10 мм [1].

Таким образом, требования к точности геодезических работ в городском зеленом строительстве практически идентичны основным требованиям промышленного и гражданского строительства и поэтому, их можно считать удовлетворительными и даже несколько завышенными.

Требование к геометрическому соответствию посадочных мест отдельных деревьев, кустарников, клумб, рабаток и т.д. проекту значительно ниже. Допустимая точность разбивочных работ земляных парковых сооружений ±0,3 м, объектов ландшафтной архитектуры ±0,5 м, цветников ±0,2 м. Учитывая применяемые материалы ландшафтного строительства эти требования следует оценить как нормальные, не требующие лишних затрат на выполнение геодезических работ.

Совершенно другой оценки заслуживают положения нормативной документации для выполнения геодезических работ при лесоустройстве пригородных лесонасаждений, в том числе и рекреационного назначения (лесопарков), в которые в соответствии со СНиП 2.07.01-89 следует преобразовывать массивы городских лесов крупнейших, крупных и больших городов [2]. Лесопарки должны включать элементы благоустройства, ландшафтные поляны, тропиночную сеть, видовые точки и т.д. В последнее время резко возросли площади пригородных насаждений сдаваемых в аренду предпринимателям индустрии отдыха и некоторым другим хозяйственникам. Одновременно значительно увеличилась стоимость пригородных земель.

Однако ни то ни другое практически не повлекло изменения требований к точности геодезических работ в пригородных лесах. В соответствии с существующими нормативными положениями [3] лесоустройство в них выполняют по 1 разряду с применением спектрозональных аэрофотоснимков М 1 : 10000. На картографической основе такого же масштаба должно выполняться проектирование просек и визиров квартальной сети. Квартальные просеки на аэрофотоснимках масштаба 1 : 10000 должны накладываться с точностью ±0,2 мм, соответствующей 2 м. на местности. А в последнее время рекомендуется и нашло применение использования материалов сверхкрупномасштабной аэрофотосъемки (1 : 500 – 1 : 2000), обеспечивающее возможность увеличения точности проектных работ в среднем на порядок.

Выполнение указанных требований обеспечивает высокую точность выполнения расчетов в проектных работах и, по нашей оценке, их следует считать обоснованными, соответствующим экологическим, экономическим и техническим требованиям пригородного зеленого строительства. Однако, в соответствии с нормативной документацией в процессе переноса проектов лесоустройства в натуру при инструментальной разбивке квартальной сети допускается отклонение направления просек от планового до 2°. В результате при длине стороны квартала леса, равной 1 км,

величина отклонения угла квартала от расчетного положения (Δd) может составить

$$\Delta d = 1000\text{м} \cdot \text{tg}2^\circ = 34{,}92\text{м}.$$

При этом площадь квартала будет отличаться от проектной на величину

$$\Delta s = 34{,}92\text{м} \cdot \frac{1000\text{м}}{2} = 17460\ \text{м}^2 = 1{,}7\text{га}.$$

Исходя из того, что размер таксационного выдела, принимаемого за основу при оценке состояния насаждения, его рекреационного потенциала, запаса древесины, ее качества и т.д. не должен превышать 3–5 га, погрешность в 1,7 га нельзя считать удовлетворительной.

В процессе выполнения лесоустроительных работ при съемке планшетных рамок измерение горизонтальных углов также как и в землеустройстве, должно выполняться с точностью не менее 1′, что, несомненно, является обоснованным. Однако, для тех же планшетов требования к точности измерения углов при съемке внутренней ситуации значительно ниже — 10′, хотя угловые измерения могут быть выполнены только теодолитами, имеющим точность не менее 1′.

Расстояния при выполнении лесоустроительных работ рекомендуется измерять мерной лентой. При этом допускается выполнение промеров только в одном направлении, без контроля, несмотря на возможность грубых ошибок (промахов). Требуемая точность измерения линий 1 : 500, с округлением результатов до 0,10 м, а не 1 : 2000 , как в инженерной геодезии. По нашей оценке, она может быть допустимой только для измерения длин визиров. Длины квартальных просек следует измерять дважды в прямом и обратных направлениях.

При выполнении геодезических работ по восстановлению границ массивов лесонасаждений в измеряемых линиях рекомендуется введение поправок за углы наклона, если они не менее 4°, а в квартальной сети — 6°. Простой расчет (1000 м cos 4°= 997,5 м) показывает, что при этом ошибка при измерении граничных линий составит 2,5 м на 1 км измеряемой линии, т.е. относительная ошибка будет равна 1/400, а в квартальной сети (1000 м · cos 6°= 5,5 м) она будет еще больше — 1/200.

В нормативной документации сказано, что в качестве геодезической основы, по возможности должны использоваться пункты государственной геодезической сети. «При необходимости по имеющимся просекам должны прокладываться теодолитные ходы», т.е. допускается отклонение от требований инженерной геодезии, что по нашей оценке неприемлемо, т.к. может также привести к резкому снижению точности разбивочных работ.

Из изложенного следует, что содержание значительной части пунктов нормативной документации по выполнению геодезических разбивочных

работ при обустройстве пригородных лесонасаждений, в значительной степени, не соответствует друг другу. При рекомендуемой сверхкрупномасштабной аэрофотосъемке, обеспечивающей высокую точность проектных разработок, требования к точности наземных геодезических разбивочных работ становятся явно заниженными. Назрела необходимость в разработке специальных нормативных требований к проведению лесоустроительных работ и выполнению мероприятий по благоустройству территорий рекреационных пригородных лесонасаждений. Они должны отличаться большей точностью выполнения геодезических измерений и построений.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СНиП 3.01.03-84 Геодезические работы в строительстве / Госстрой СССР — М : ЦИТП Госстроя СССР. 1988 — 28 с.

2. СНиП 2.07.01-89 Градостроительство. Планировка и застройка городских и сельских поселений / Госстрой России. – М : ГУП ЦПП. 2000 — 58 с.

3. Инструкция по проведению лесоустройства в лесном фонде России. Ч. 1 — М., 1995 — 465 с.

А.Н. Богомолов[1,2], А.Н. Ушаков[2], О.А. Богомолова[3]

АНАЛИТИЧЕСКОЕ РЕШЕНИЕ ЗАДАЧИ О ВЫЧИСЛЕНИИ ОСАДОК ЛЕНТОЧНОГО ФУНДАМЕНТА

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет[1],
Пермский национальный исследовательский политехнический университет[2],
Волгоградский государственный университет[3]

Введение. Известным является факт, что численные значения напряжений в соответствующих точках грунтового основания под нагруженным штампом, определенные экспериментальными методами и вычисленные на основе известных и наиболее часто употребляемых решений, существенно отличаются друг от друга, а прогнозируемые осадки оснований фундаментов и их расчетные величины могут отличаться друг от друга в разы. Вот какие данные приводятся В.А. Барвашовым в его статье [1]: «Р. Франк, автор Еврокода 7, утверждает: «в большинстве случаев теоретические значения осадок находились в диапазоне ±50% от наблюдаемых долговременных осадок, но нередко этот диапазон составлял +30%». Нынешний президент ISSMFE Ж.Л. Брио считает, «что любой метод расчета осадок дает точность +50%». Аналогичный вывод делают З.Г. Тер-Мартиросян, Р.М. Зиангиров с соавторами и другие. И это еще весьма умеренные оценки, т.к. многие специалисты считают, что разброс расчетных значений еще больше».

Одним из возможных объяснений разницы численных значений напряжений с формальной точки зрения теории упругости может быть следующее. Расчетная схема любого решения первой основной граничной задачи теории упругости предполагает, что распределенная нагрузка (сила) прикладывается к некоторому участку (в точке) горизонтальной границы полуплоскости (полупространства), который после приложения нагрузки не меняет своей формы и положения (не деформируется). Однако в реальных условиях происходит смещение нагруженного участка границы, которое в механике грунтов называется осадкой. Дополнительные напряжения и деформации, которые должны возникнуть за счет этого смещения, не учитываются, не известен их удельный вес в реальном напряженно-деформированном состоянии грунтового массива после стабилизации осадок.

В работе [2] в рамках модели линейно-деформируемой среды нами предложена идея нового подхода к вопросу о вычислении осадок оснований сооружений. Этот подход, как нам представляется, позволяет учитывать смещение участка границы полуплоскости под действием нагрузки, приложенной к этому участку для вычисления полной осадки фундамента.

В развитие этого подхода рассматривается задача об определении полной осадки основания незаглубленного ленточного фундамента, вычисленной на основании учета дополнительных напряжений, возникающих в грунтовом массиве за счет смещения нагруженного участка границы расчетной области.

Приводимое ниже решение задачи базируется на решениях граничных задач плоской теории упругости для полуплоскости, полученных Н.И. Мусхелишвили [3].

1. Пусть на участке $-a \le t \le a$ оси Ox задана равномерно распределенная нагрузка величины p (рис. 1).

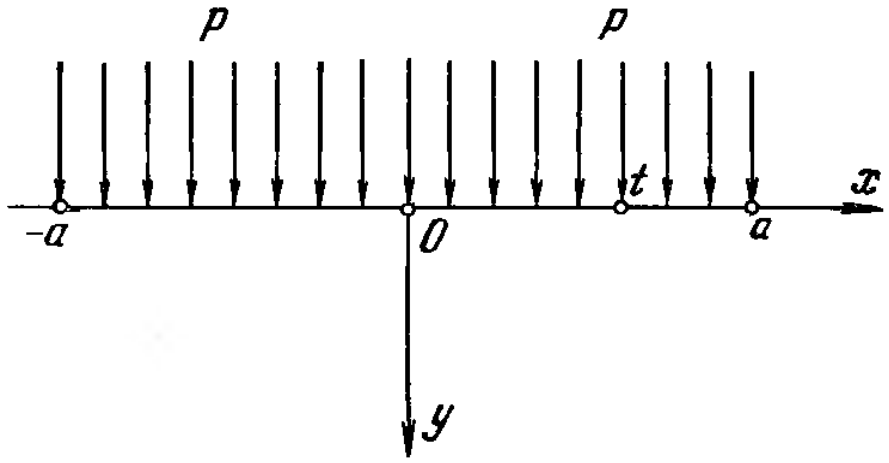


Рис. 1. Расчетная схема задачи

Напряженное состояние в нижней полуплоскости определяется компонентами напряжения

$$\begin{cases} \sigma_x = \dfrac{p}{\pi}\left(arctg\dfrac{a-x}{y} + arctg\dfrac{a+x}{y} \right) + \dfrac{2pay(x^2-y^2-a^2)}{\pi((x^2+y^2-a^2)^2+4a^2y^2)}, \\ \sigma_y = \dfrac{p}{\pi}\left(arctg\dfrac{a-x}{y} + arctg\dfrac{a+x}{y} \right) - \dfrac{2pay(x^2-y^2-a^2)}{\pi((x^2+y^2-a^2)^2+4a^2y^2)}, \\ \tau_{xy} = \dfrac{4paxy^2}{\pi((x^2+y^2-a^2)^2+4a^2y^2)}. \end{cases} \quad (1)$$

Решение этой задачи было впервые получено Д. Мичеллом [4] в 1902 г., затем Г.В. Колосовым [5, 6] и Н.И. Мусхелишвили [2].

Для удобства проведения инженерных расчетов перейдем к безразмерным напряжениям, представив формулы (1) в следующем виде

$$\begin{cases} \dfrac{\sigma_x}{p} = \dfrac{1}{\pi}\left(arctg\dfrac{1-x_a}{y_a} + arctg\dfrac{1+x_a}{y_a} \right) + \dfrac{2y_a({x_a}^2-{y_a}^2-1)}{\pi(({x_a}^2+{y_a}^2-1)^2+4{y_a}^2)}, \\ \dfrac{\sigma_y}{p} = \dfrac{1}{\pi}\left(arctg\dfrac{1-x_a}{y_a} + arctg\dfrac{1+x_a}{y_a} \right) - \dfrac{2y_a({x_a}^2-{y_a}^2-1)}{\pi(({x_a}^2+{y_a}^2-1)^2+4{y_a}^2)}, \\ \dfrac{\tau_{xy}}{p} = \dfrac{4x_a{y_a}^2}{\pi(({x_a}^2+{y_a}^2-1)^2+4{y_a}^2)}, \end{cases} \quad (1')$$

где $x_a = x/a, y_a = y/a$, а вместе с ними и $\sigma_x/p, \sigma_y/p, \tau_{xy}/p$ — безразмерные величины.

На основании формул (1′) составлена табл. 1 безразмерных компонент напряжения σ_y/p аналогично тому, как это сделано в работе [7].

Для определения компоненты вертикальной деформации воспользуемся известной формулой

$$\varepsilon_y = \frac{1}{2\mu}(\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_y)), \quad (2)$$

где $\mu = E/(2(1+\nu))$ — модуль сдвига, который выражается через E — модуль деформации (модуль Юнга) и ν — коэффициент Пуассона.

Компонента вертикальной деформации, вычисленная по формуле (2) с учетом формулы (1), имеет вид

$$\varepsilon_y = \frac{p}{2\pi\mu}\left((1-2\nu)\left(arctg\frac{a-x}{y} + arctg\frac{a+x}{y} \right) - \frac{2ay(x^2-y^2-a^2)}{((x^2+y^2-a^2)^2+4a^2y^2)} \right). \quad (3)$$

Таблица 1

Значения σ_y/p от вертикальной нагрузки,
равномерно распределенной по полосе

y/a	x/a									
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,5	0,7	1,0	1,5	2	3
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,500	0,000	0,000	0,000
0,1	1,000	1,000	0,999	0,999	0,998	0,993	0,500	0,002	0,000	0,000
0,2	0,997	0,997	0,996	0,995	0,988	0,959	0,500	0,011	0,002	0,000
0,3	0,990	0,989	0,987	0,984	0,967	0,908	0,499	0,031	0,005	0,001
0,5	0,959	0,958	0,953	0,943	0,902	0,808	0,497	0,089	0,019	0,003
0,7	0,910	0,908	0,899	0,885	0,831	0,732	0,492	0,148	0,042	0,007
1,0	0,818	0,815	0,805	0,789	0,735	0,650	0,480	0,214	0,084	0,017
1,5	0,668	0,666	0,658	0,646	0,607	0,552	0,448	0,271	0,146	0,042
2	0,550	0,548	0,543	0,535	0,510	0,475	0,409	0,288	0,185	0,071
3	0,396	0,395	0,393	0,390	0,379	0,364	0,334	0,274	0,211	0,114

Исходя из предположения, что грунтовый массив, расположенный в нижней полуплоскости, является однородным, изотропным и линейно-деформируемым, вычисление осадок как вертикального перемещения точек полуплоскости возможно осуществить следующим образом

$$s=\int_0^y \varepsilon_y dy = H(x,0)-H(x,y), \tag{4}$$

где $H(x,y)$ — вертикальное перемещение в точке (x,y), а y, например, глубина сжимаемого слоя. Поскольку ось ординат направлена вниз, то знак разности $H(x,0)-H(x,y)$ и, значит, знак осадки будет отрицательным.

Получим формулу осадки для равномерно распределенной вертикальной нагрузки. Подставляя (3) в (4), имеем

$$s=\frac{p(1-2\nu)}{2\pi\mu}\int_0^y\left(arctg\left(\frac{a-x}{y}\right)+arctg\left(\frac{a+x}{y}\right)\right)dy-$$

$$-\frac{pa}{\pi\mu}\int_0^y\frac{y(x^2-y^2-a^2)}{((x^2+y^2-a^2)^2+4a^2y^2)}dy.$$

Вычисляя интегралы и, полагая, $-a<x<a$, получим

$$s=-\frac{p(1-2\nu)}{2\pi\mu}\left(y\cdot arctg\left(\frac{a-x}{y}\right)+y\cdot arctg\left(\frac{a+x}{y}\right)+\right.$$

$$+\frac{(a-x)}{2}\ln\left(\frac{(a-x)^2+y^2}{(a-x)^2}\right)+\frac{(a+x)}{2}\ln\left(\frac{(a+x)^2+y^2}{(a+x)^2}\right)\Bigg)-$$

$$-\frac{p}{4\pi\mu}\left((a-x)\ln\left(\frac{(a-x)^2+y^2}{(a-x)^2}\right)+(a+x)\ln\left(\frac{(a+x)^2+y^2}{(a+x)^2}\right)\right). \qquad (5)$$

Заметим, что $s(x,y)$ как функция от x разрывна на концах участка, однако, при $x \to \pm a$, $y \to 0$ и $s \to 0$, а при $y \to \infty$ величина $s \to -\infty$.

Перепишем формулу (5) в безразмерном виде.

Имеем

$$\frac{2\mu s}{pa}=-\frac{(1-2\nu)}{\pi}\left(y_a\cdot arctg\left(\frac{1-x_a}{y_a}\right)+y_a\cdot arctg\left(\frac{1+x_a}{y_a}\right)+\right.$$

$$+\frac{(1-x_a)}{2}\ln\left(\frac{(1-x_a)^2+y_a{}^2}{(1-x_a)^2}\right)+\frac{(1+x_a)}{2}\ln\left(\frac{(1+x_a)^2+y_a{}^2}{(1+x_a)^2}\right)\Bigg)-$$

$$-\frac{1}{2\pi}\left((1-x_a)\ln\left(\frac{(1-x_a)^2+y_a{}^2}{(1-x_a)^2}\right)+(1+x_a)\ln\left(\frac{(1+x_a)^2+y_a{}^2}{(1+x_a)^2}\right)\right). \qquad (5')$$

Используя формулу (5′), построим таблицы приведенных к безразмерному виду значений $2\mu s/pa$ для двух рассматриваемых выше типов грунтов.

Таблица 2

Значения $2\mu s/pa$ от действия вертикальной нагрузки, равномерно распределенной по полосе ($\nu = 0,42$ (глинистый грунт))

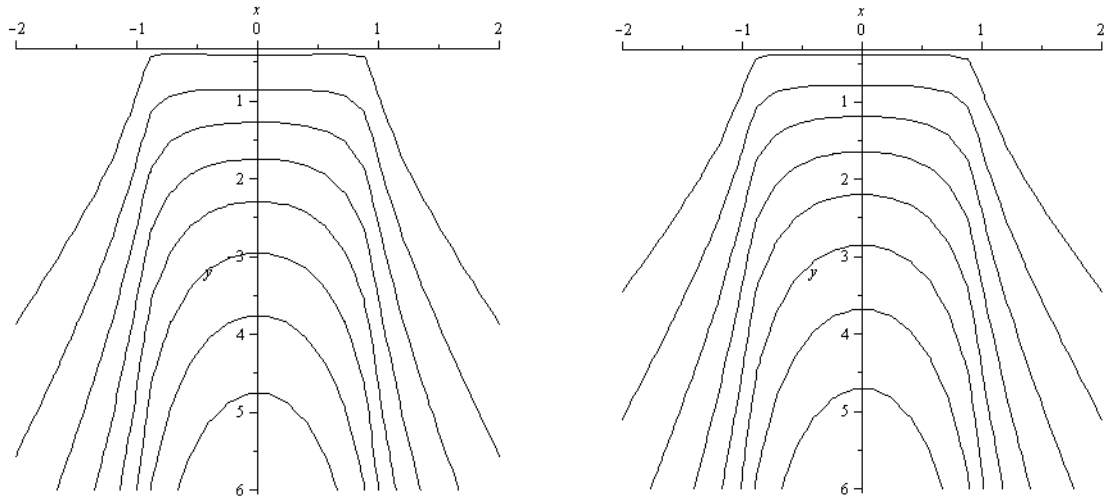
y/a	x/a									
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,5	0,7	1,0	1,5	2	3
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,1	0,019	0,019	0,019	0,019	0,020	0,021	0,009	+0,002	+0,001	+0,000
0,2	0,042	0,043	0,043	0,043	0,045	0,049	0,019	+0,008	+0,003	+0,001
0,3	0,071	0,072	0,072	0,073	0,076	0,081	0,030	+0,015	+0,007	+0,003
0,5	0,139	0,139	0,140	0,141	0,145	0,146	0,056	+0,031	+0,018	+0,008
0,7	0,216	0,216	0,216	0,217	0,217	0,209	0,087	+0,041	+0,031	+0,015
1,0	0,336	0,336	0,335	0,333	0,324	0,299	0,139	+0,043	+0,046	+0,026
1,5	0,525	0,524	0,520	0,514	0,489	0,441	0,236	+0,016	+0,054	+0,046
2	0,689	0,687	0,681	0,671	0,635	0,571	0,336	0,033	+0,041	+0,058
3	0,949	0,946	0,937	0,923	0,876	0,794	0,525	0,159	+0,030	+0,054

Таблица 3

Значения $2\mu s/pa$ от действия вертикальной нагрузки, равномерно распределенной по полосе ($\nu = 0,3$ (песчаный грунт))

y/a	x/a									
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,5	0,7	1,0	1,5	2	3
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,1	0,042	0,042	0,042	0,042	0,042	0,044	0,020	+0,001	+0,001	0,000
0,2	0,087	0,087	0,088	0,088	0,089	0,091	0,041	+0,005	+0,002	+0,001
0,3	0,136	0,136	0,137	0,137	0,139	0,141	0,064	+0,010	+0,005	+0,002
0,5	0,240	0,241	0,241	0,241	0,242	0,236	0,111	+0,018	+0,012	+0,006
0,7	0,349	0,349	0,349	0,348	0,343	0,325	0,161	+0,018	+0,019	+0,010
1,0	0,509	0,508	0,506	0,502	0,486	0,449	0,240	+0,004	+0,025	+0,018
1,5	0,750	0,748	0,743	0,733	0,700	0,636	0,376	0,051	+0,014	+0,027
2	0,953	0,951	0,943	0,930	0,883	0,801	0,509	0,126	0,019	+0,028
3	1,272	1,268	1,258	1,240	1,180	1,079	0,750	0,297	0,127	0,002

На рис. 2 приведены изолинии значений $2\mu s/pa$ для глинистого и песчаного грунта, построенные на основании формулы (5').



а) *б)*

Рис. 2. Изолинии $2\mu s/pa$ при:
а — $\nu = 0,42$ (глинистый грунт); *б* — $\nu = 0,3$ (песчаный грунт)

2. Пусть участок $-a \le t \le a$ оси Ox подвержен вертикальному смещению величины β, т.е.

$$g(t) = i\beta, \tag{6}$$

где β — заданное положительное действительное число, причем $g(t) = 0$ для всех точек, лежащих вне отрезка $-a \le t \le a$.

Определим напряженное состояние в нижней полуплоскости.

Граничное условие для второй основной задачи плоской теории упругости в случае полуплоскости имеет вид [3, стр. 353]

$$\aleph\varphi(t)-t\overline{\varphi}'(t)-\overline{\psi}(t)=2\mu\left(g_1(t)+ig_2(t)\right),$$

или

$$\aleph\overline{\varphi}(t)-t\varphi'(t)-\psi(t)=2\mu\left(g_1(t)-ig_2(t)\right),$$

где $\overline{\varphi}(t)$, $\overline{\psi}(t)$, $\overline{\varphi}'(t)$, $\overline{\psi}'(t)$ — граничные значения функций $\varphi(z)$, $\psi(z)$, $\varphi'(z)$, $\psi'(z)$, голоморфных в нижней полуплоскости.

Решение этой задачи дают формулы для функций напряжения $\varphi(z)$ и $\psi(z)$, полученные Н.И. Мусхелишвили [3, стр. 354, 355], при этом

$$\varphi'(z)=-\frac{\mu}{\pi\aleph i}\int_{-\infty}^{+\infty}\frac{g_1(t)+ig_2(t)}{(t-z)^2}dt\,, \tag{7}$$

$$\psi'(z)=\frac{\mu}{\pi i}\int_{-\infty}^{+\infty}\frac{g_1(t)-ig_2(t)}{(t-z)^2}dt-\varphi'(z)-z\varphi''(z)\,, \tag{8}$$

где μ — модуль Юнга; $\aleph$ — упругая постоянная, которая выражается по формуле $\aleph=3-4\nu$ через коэффициент Пуассона ν, связанный с коэффициентом бокового давления ξ_0 соотношением $\xi_0=\nu(1-\nu)^{-1}$.

Формулы (7) и (8) для смещения (6) дают

$$\varphi'(z)=-\frac{\mu\beta}{\pi\aleph}\int_{-a}^{a}\frac{dt}{(t-z)^2}=-\frac{2\mu\beta a}{\pi\aleph(z^2-a^2)},\ \ \varphi''(z)=\frac{4\mu\beta az}{\pi\aleph(z^2-a^2)^2},$$

$$\psi'(z)=-\frac{\mu\beta}{\pi}\int_{-a}^{a}\frac{dt}{(t-z)^2}-\varphi'(z)-z\varphi''(z)=-\frac{4\mu\beta az^2}{\pi\aleph(z^2-a^2)^2}-\frac{2\mu\beta a(\aleph-1)}{\pi\aleph(z^2-a^2)}.$$

Вычислим компоненты напряжения. Согласно [3, стр. 111], имеем

$$\sigma_x+\sigma_y=4\operatorname{Re}\varphi'(z)=-\frac{8\mu\beta a(x^2-y^2-a^2)}{\pi\aleph((x^2+y^2-a^2)^2+4a^2y^2)},$$

$$\sigma_y-\sigma_x+2i\tau_{xy}=2(\overline{z}\varphi''(z)+\psi'(z))=-\frac{8\mu\beta a(z^2-|z|^2)}{\pi\aleph(z^2-a^2)^2}-\frac{4\mu\beta a(\aleph-1)}{\pi\aleph(z^2-a^2)},$$

откуда

$$
\begin{cases}
\sigma_x = -\dfrac{4\mu\beta a(x^2-y^2-a^2)}{\pi\aleph((x^2+y^2-a^2)^2+4a^2y^2)} + \\
\quad + \dfrac{4\mu\beta a}{\pi\aleph}\left(\dfrac{8x^2y^2(x^2-y^2-a^2)-2y^2((x^2-y^2-a^2)^2-4x^2y^2)}{((x^2+y^2-a^2)^2+4a^2y^2)^2}\right) + \\
\quad + \dfrac{2\mu\beta a(\aleph-1)(x^2-y^2-a^2)}{\pi\aleph((x^2+y^2-a^2)^2+4a^2y^2)}, \\
\sigma_y = -\dfrac{4\mu\beta a(x^2-y^2-a^2)}{\pi\aleph((x^2+y^2-a^2)^2+4a^2y^2)} - \\
\quad - \dfrac{4\mu\beta a}{\pi\aleph}\left(\dfrac{8x^2y^2(x^2-y^2-a^2)-2y^2((x^2-y^2-a^2)^2-4x^2y^2)}{((x^2+y^2-a^2)^2+4a^2y^2)^2}\right) - \\
\quad - \dfrac{2\mu\beta a(\aleph-1)(x^2-y^2-a^2)}{\pi\aleph((x^2+y^2-a^2)^2+4a^2y^2)}, \\
\tau_{xy} = -\dfrac{4\mu\beta a}{\pi\aleph}\left(\dfrac{2xy((x^2-y^2-a^2)^2-4x^2y^2)+8xy^3(x^2-y^2-a^2)}{((x^2+y^2-a^2)^2+4a^2y^2)^2}\right) + \\
\quad + \dfrac{4\mu\beta a(\aleph-1)xy}{\pi\aleph((x^2+y^2-a^2)^2+4a^2y^2)}.
\end{cases}
\tag{9}
$$

или в безразмерном виде

$$
\begin{cases}
\dfrac{\sigma_x}{\mu\beta_a} = -\dfrac{4({x_a}^2-{y_a}^2-1)}{\pi\aleph(({x_a}^2+{y_a}^2-1)^2+4{y_a}^2)} + \\
\quad + \dfrac{4}{\pi\aleph}\left(\dfrac{8{x_a}^2{y_a}^2({x_a}^2-{y_a}^2-1)-2{y_a}^2(({x_a}^2-{y_a}^2-1)^2-4{x_a}^2{y_a}^2)}{(({x_a}^2+{y_a}^2-1)^2+4{y_a}^2)^2}\right) + \\
\quad + \dfrac{2(\aleph-1)({x_a}^2-{y_a}^2-1)}{\pi\aleph(({x_a}^2+{y_a}^2-1)^2+4{y_a}^2)}, \\
\dfrac{\sigma_y}{\mu\beta_a} = -\dfrac{4({x_a}^2-{y_a}^2-1)}{\pi\aleph(({x_a}^2+{y_a}^2-1)^2+4{y_a}^2)} - \\
\quad - \dfrac{4}{\pi\aleph}\left(\dfrac{8{x_a}^2{y_a}^2({x_a}^2-{y_a}^2-1)-2{y_a}^2(({x_a}^2-{y_a}^2-1)^2-4{x_a}^2{y_a}^2)}{(({x_a}^2+{y_a}^2-1)^2+4{y_a}^2)^2}\right) - \\
\quad - \dfrac{2(\aleph-1)({x_a}^2-{y_a}^2-1)}{\pi\aleph(({x_a}^2+{y_a}^2-1)^2+4{y_a}^2)}, \\
\dfrac{\tau_{xy}}{\mu\beta_a} = -\dfrac{4}{\pi\aleph}\left(\dfrac{2x_ay_a(({x_a}^2-{y_a}^2-1)^2-4{x_a}^2{y_a}^2)+8x_a{y_a}^3({x_a}^2-{y_a}^2-1)}{(({x_a}^2+{y_a}^2-1)^2+4{y_a}^2)^2}\right) + \\
\quad + \dfrac{4(\aleph-1)x_ay_a}{\pi\aleph(({x_a}^2+{y_a}^2-1)^2+4{y_a}^2)},
\end{cases}
\tag{9'}
$$

где $\beta_a = \beta/a, x_a = x/a, y_a = y/a$.

Ниже приведены таблицы численных значений безразмерной компоненты напряжения $\sigma_y/\mu\beta_a$ для двух значений величины коэффициента Пуассона $\nu = 0,42$ (глинистый грунт) и $\nu = 0,30$ (песчаный грунт), полученные путем вычислений по второй формуле из формул (9′), приведенных на данной странице.

Таблица 4

Значения $\sigma_y/\mu\beta_a$ от действия вертикального смещения, равномерно распределенного по полосе ($\nu = 0,42$ (глинистый грунт))

y/a	x/a									
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,5	0,7	1,0	1,5	2	3
0,0	1,119	1,130	1,166	1,230	1,492	2,194	∞	-0,895	-0,373	-0,140
0,1	1,127	1,138	1,175	1,242	1,521	2,298	0,280	-0,923	-0,377	-0,140
0,2	1,147	1,160	1,200	1,272	1,571	2,308	0,282	-0,969	-0,387	-0,142
0,3	1,173	1,186	1,227	1,300	1,581	2,072	0,284	-0,972	-0,399	-0,144
0,5	1,204	1,214	1,245	1,296	1,435	1,464	0,290	-0,812	-0,412	-0,149
0,7	1,177	1,181	1,122	1,207	1,210	1,063	0,296	-0,576	-0,396	-0,153
1,0	1,042	1,039	1,029	1,011	0,928	0,750	0,301	-0,294	-0,324	-0,156
1,5	0,755	0,750	0,736	0,712	0,633	0,515	0,290	-0,046	-0,177	-0,141
2	0,532	0,529	0,520	0,504	0,455	0,386	0,260	0,056	-0,069	-0,110
3	0,286	0,284	0,281	0,276	0,258	0,234	0,189	0,104	0,091	-0,044

Таблица 5

Значения $\sigma_y/\mu\beta_a$ от действия вертикального смещения, равномерно распределенного по полосе ($\nu = 0,3$ (песчаный грунт))

y/a	x/a									
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,5	0,7	1,0	1,5	2	3
0,0	0,990	1,000	1,032	1,088	1,320	1,942	∞	-0,792	-0,330	-0,124
0,1	0,994	1,005	1,037	1,095	1,335	1,989	0,248	-0,806	-0,332	-0,124
0,2	1,005	1,015	1,048	1,109	1,354	1,938	0,249	-0,823	-0,337	-0,125
0,3	1,016	1,026	1,059	1,118	1,338	1,709	0,250	-0,804	-0,342	-0,126
0,5	1,019	1,026	1,050	1,087	1,188	1,194	0,253	-0,648	-0,343	-0,128
0,7	0,977	0,980	0,987	0,996	0,991	0,866	0,255	-0,448	-0,320	-0,130
1,0	0,849	0,846	0,838	0,822	0,753	0,611	0,255	-0,220	-0,255	-0,128
1,5	0,606	0,602	0,591	0,572	0,509	0,417	0,240	-0,026	-0,133	-0,112
2	0,424	0,422	0,414	0,402	0,364	0,311	0,212	0,052	-0,048	-0,085
3	0,226	0,225	0,223	0,219	0,205	0,187	0,152	0,086	0,028	-0,032

Для определения компоненты вертикальной деформации воспользуемся, как и ранее, формулой (2), которая после подстановки в нее значений напряжений (9), дает

$$\varepsilon_y = -\frac{2\beta a}{\pi\aleph}\frac{(8x^2y^2(x^2-y^2-a^2)-2y^2((x^2-y^2-a^2)-4x^2y^2))}{((x^2+y^2-a^2)^2+4a^2y^2)^2} -$$

$$-\frac{4\beta a(1-\nu)}{\pi\aleph}\frac{(x^2-y^2-a^2)}{((x^2+y^2-a^2)^2+4a^2y^2)}. \qquad (10)$$

Используя формулу (4), получим выражение для осадки в случае постоянного вертикального смещения

$$s = -\frac{2\beta a}{\pi\aleph}\int_0^y \frac{8x^2y^2(x^2-y^2-a^2)-2y^2((x^2-y^2-a^2)^2-4x^2y^2)}{((x^2+y^2-a^2)^2+4a^2y^2)^2}\mathrm{d}y -$$

$$-\frac{4\beta a(1-4\nu)}{\pi\aleph}\int_0^y \frac{(x^2-y^2-a^2)}{(x^2+y^2-a^2)^2+4a^2y^2}\mathrm{d}y.$$

Пусть $|x|<a$. Вычисляя интеграл, и, учитывая (4), получим

$$s = -\frac{\beta}{\pi}\left(arctg\left(\frac{y}{a-x}\right)+arctg\left(\frac{y}{a+x}\right)\right)+\frac{2\beta a}{\pi\aleph}\left(\frac{y^3+(a^2-x^2)y}{(x^2+y^2-a^2)^2+4a^2y^2}\right) \qquad (11)$$

и при $y\to\infty$ $s\to-\beta$, т.е. значение осадки стремится к величине смещения.

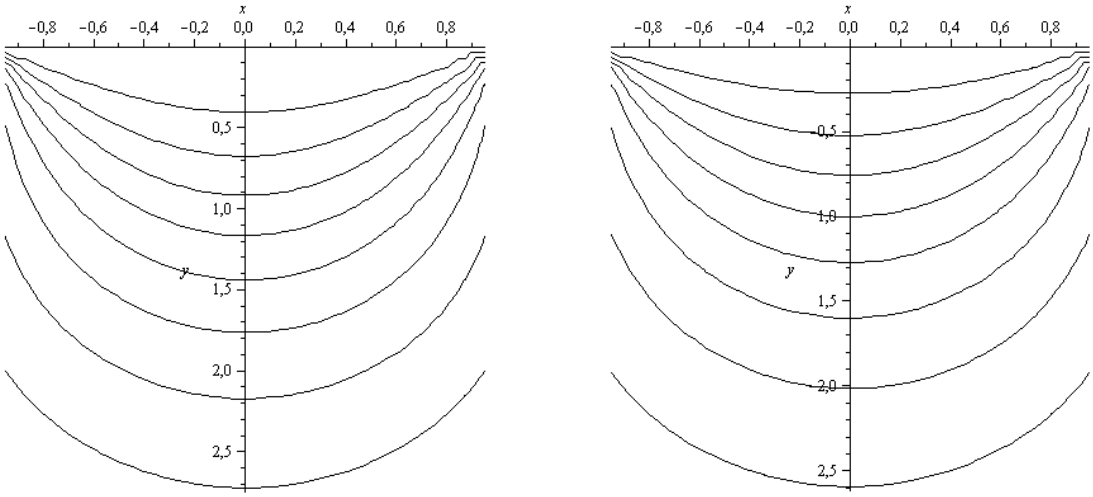
Заметим, что при $x=0$ формула (11) принимает особенно простой вид

$$s = -\frac{2\beta}{\pi}\left(arctg\left(\frac{y}{a}\right)\right)+\frac{2\beta a}{\pi\aleph}\left(\frac{y^3+a^2y}{(y^2-a^2)^2+4a^2y^2}\right).$$

Перепишем формулу (11) в безразмерном виде. Имеем

$$\frac{s}{\beta} = -\frac{1}{\pi}\left(arctg\left(\frac{y_a}{1-x_a}\right)+arctg\left(\frac{y_a}{1+x_a}\right)\right)+\frac{2}{\pi\aleph}\left(\frac{{y_a}^3+(1-{x_a}^2)y_a}{({x_a}^2+{y_a}^2-1)^2+4{y_a}^2}\right). \qquad (11')$$

На рис. 3 приведены изолинии значений s/β для глинистого и песчаного грунта, построенные на основании формулы (11′).



а) *б)*

Рис. 3. Изолинии s/β при:
а — $\nu = 0,42$ (глинистый грунт); *б* — $\nu = 0,3$ (песчаный грунт)

Ниже приведены таблицы значений безразмерной величины s/β, вычисленных по формуле (11′) для глинистого и песчаного грунта, коэффициенты Пуассона которых соответственно равны $\nu = 0,42$ и $\nu = 0,30$.

Таблица 6

Значения s/β от действия вертикального смещения,
равномерно распределенного по полосе ($\nu = 0,42$ (глинистый грунт))

y/a	x/a									
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,5	0,7	1,0	1,5	2	3
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,500	0,000	0,000	0,000
0,1	0,016	0,016	0,016	0,017	0,022	0,035	0,503	+0,013	+0,005	+0,002
0,2	0,033	0,033	0,035	0,037	0,049	0,085	0,508	+0,032	+0,011	+0,004
0,3	0,053	0,054	0,056	0,061	0,082	0,144	0,512	+0,056	+0,019	+0,006
0,5	0,102	0,104	0,109	0,119	0,160	0,247	0,521	+0,113	+0,038	+0,011
0,7	0,162	0,165	0,172	0,186	0,235	0,323	0,532	+0,164	+0,061	+0,018
1,0	0,259	0,262	0,270	0,284	0,332	0,405	0,551	+0,218	+0,099	+0,030
1,5	0,403	0,405	0,412	0,422	0,455	0,501	0,589	+0,260	+0,150	+0,054
2	0,512	0,523	0,517	0,524	0,545	0,574	0,629	+0,268	+0,180	+0,078
3	0,650	0,651	0,653	0,656	0,664	0,677	0,702	+0,248	+0,196	+0,112

Таблица 7

Значения s/β от действия вертикального смещения, равномерно распределенного по полосе ($\nu = 0,3$ (песчаный грунт))

y/a	x/a									
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,5	0,7	1,0	1,5	2	3
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,500	0,000	0,000	0,000
0,1	0,028	0,029	0,030	0,031	0,038	0,058	0,507	+0,023	+0,009	+0,004
0,2	0,058	0,058	0,060	0,064	0,079	0,122	0,514	+0,049	+0,019	+0,007
0,3	0,088	0,089	0,092	0,098	0,123	0,187	0,521	+0,077	+0,030	+0,011
0,5	0,154	0,155	0,161	0,171	0,211	0,293	0,536	+0,133	+0,053	+0,019
0,7	0,223	0,225	0,232	0,245	0,290	0,369	0,552	+0,178	+0,077	+0,027
1,0	0,323	0,326	0,333	0,346	0,387	0,451	0,577	+0,222	+0,112	+0,040
1,5	0,462	0,464	0,470	0,478	0,506	0,546	0,620	+0,251	+0,154	+0,064
2	0,563	0,564	0,568	0,573	0,591	0,615	0,661	+0,252	+0,176	+0,088
3	0,689	0,690	0,691	0,693	0,700	0,711	0,731	+0,227	+0,183	+0,111

3. Компоненты напряжения, полученные в результате действия внешней нагрузки и смещения загруженного участка полуплоскости, могут быть найдены суммированием соответствующих компонент напряжения при заданных значениях величины внешней нагрузки p, модуля деформации μ, величины смещения β и значения a, характеризующего длину участка нагружения.

Тогда, следуя формулам (1′) и (9′), положим

$$\sigma_y = p \cdot f_1(x,y) + \mu\beta_a g_1(x,y,\nu),$$

где $f_1(x,y)$ и $g_1(x,y,\nu)$ — значения σ_y/p и $\sigma_y/\mu\beta_a$, взятые из табл. 1, 4 и 5 с соответствующими знаками.

Аналогично, для вычисления полной осадки на основании формул (5′) и (11′), имеем

$$s = \frac{pa}{2\mu} \cdot f_2(x,y) + \beta \cdot g_2(x,y,\nu),$$

где $f_2(x,y)$ и $g_2(x,y,\nu)$ — значения $2\mu s/pa$ и s/β, взятые из табл. 2, 3 и 6, 7 с соответствующими знаками.

В заключение в качестве примера построим картину изолиний осадки грунтового массива, загруженного по полосе шириной $2a = 70$ м при среднем давлении (за вычетом давления от собственного веса), $p = 300$ кПа. Грунт — песок пылеватый с модулем деформации $\mu = 18$ МПа и коэффициентом Пуассона $\nu = 0,3$; $\beta = 3$ см.

На рис. 4 приведены изолинии осадки, полученной суммированием осадок, вычисленных по формулам (5) и (11) для приведенных выше значений.

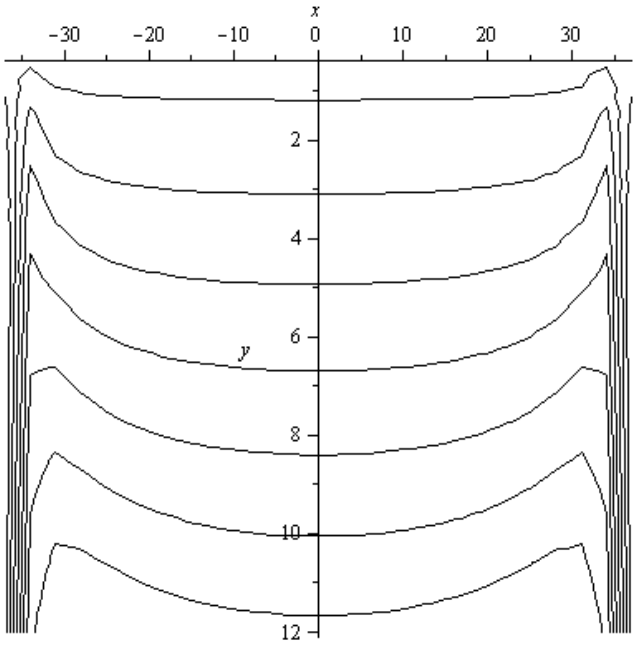


Рис. 4. Изолинии осадки *s*

Таким образом, задача решена.

В заключение позволим отметить то обстоятельство, что полученное решение предполагает существенно более равномерное распределение осадок под подошвой фундамента, что видно из сравнения рис. 3, *б* и 4.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Барвашов, В.А*. Расчет осадок грунтовых оснований и свайных фундаментов без допущения о конечности глубины сжимаемой толщи / *В. А. Барвашов* / Геотехника, 2010. № 4. — С. 41–57.

2. *Богомолов, А.Н.* Предложения о подходе к расчету оснований сооружений / *А. Н. Богомолов и др.* // Сборник трудов юбилейной конференции, посвященной 80-летию кафедры механики грунтов, оснований и фундаментов, 110-летию со дня рождения Н.А.Цытовича, 100-летию со дня рождения С. С. Вялова. – М.: МГСУ. 2010. — С. 147–151.

3. *Мусхелишвили Н.И.* Некоторые основные задачи математической теории упругости. – М.: Наука, 1966.

4. *Michell J.H.* The inversion of plane stress // Ibid., V. 34, 1902.

5. *Колосов Г.В.* Об одном приложении теории функций комплексного переменного к плоской задаче математической теории упругости. – Юрьев, 1909.

6. *Kolossoff G.* Übereinige Eigenschaften des ebenen Problems der Elastizitätst-theorie // Ztschr. f. Math. u. Phys., Bd. 62, 1914.

7. Справочник проектировщика. Основания, фундаменты и подземные сооружения. – М.: Стройиздат, 1985.

А.Н. Богомолов[1, 2], О.А. Богомолова[1],
А.И. Вайнгольц[1], В.В. Подтелков[1, 3]

СОПОСТАЛЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ РЕШЕНИЙ СМЕШАННОЙ ЗАДАЧИ ТЕОРИИ УПРУГОСТИ И ТЕОРИИ ПЛАСТИЧНОСТИ ГРУНТА ДЛЯ ШТАМПА, ПОЛУЧЕННЫХ РАЗНЫМИ АВТОРАМИ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет[1],
Пермский национальный исследовательский политехнический университет[2],
Кубанский государственный аграрный университет[3]

В действующих нормативных документах по проектированию фундаментов используется решение теории предельного равновесия, согласно которому исчерпание несущей способности происходит при формировании сплошных областей предельного равновесия во всем грунтовом массиве.

Поэтому решение смешанной задачи теории упругости и теории пластичности грунтов имеет большое значение, т.к. более точно отражает реальные процессы деформирования грунта под фундаментом и позволяет расширить границы применения линейно-деформируемой модели грунта при расчетах зданий и сооружений [1].

В работе [2] приведено приближенное аналитическое решение смешанной задачи, согласно которому границы между упругими и пластическими областями определяются на основе соотношений (1–2):

$$\mathrm{tg}2\theta = \frac{2\cdot\left(\tau_{zx} + \tau_{zx}'\right)}{2\cdot\sigma_z - \sigma_x - \sigma_x'}, \tag{1}$$

$$\sin\varphi_\theta = \frac{l\cdot\left(\sigma_z\cdot\left(3+\cos 2\theta\right) + \sigma_x\cdot\left(1-\cos 2\theta\right) + 2\cdot\tau_{zx}\cdot\sin 2\theta\right)}{-\left(\sigma_z+\sigma_x\right) + 2\cdot\sigma_{св} + \cos 2\theta\cdot\left(\sigma_x - 3\cdot\sigma_z - 2\cdot\sigma_{св}\right) - 2\cdot\sin 2\theta\cdot\left(\tau_{zx} + b\cdot\left(\sigma_z+\sigma_{св}\right)\right)}, \tag{2}$$

а напряжения в точках пластической области (помечены штрихом) вычисляются по формулам (3) [2; 3]:

$$\left.\begin{aligned} \sigma_z' &= \sigma_z, \\ \sigma_x' &= \frac{\sigma_z(l-\sin\varphi) - 2\sigma_{св}\sin\varphi}{l+\sin\varphi}, \\ \tau_{xz}' &= \frac{(\sigma_z+\sigma_{св})b\sin\varphi}{l+\sin\varphi}. \end{aligned}\right\}, \tag{3}$$

где σ_z, σ_x и τ_{xz} – компоненты напряжения в рассматриваемой точке, вычисленные при решении соответствующей задачи теории упругости; α – угол

наклона наиболее вероятной площадки сдвига, определяемый из условия минимальности коэффициента остаточного сопротивления сдвигу *f* [2].

$$b = \mathrm{tg}2\alpha^* = \mathrm{tg}2[\alpha\text{-}(45^\circ + \varphi/2)]\ ;\quad l = (1 + b^2)^{\frac{1}{2}}.$$

В данной статье приведено сопоставление областей пластических деформаций, построенных авторами работ [1, 4, 5] при решении соответствующих нелинейных задач, и пластических областей, построенных для тех же условий на основе решения, приведенного в работе [2].

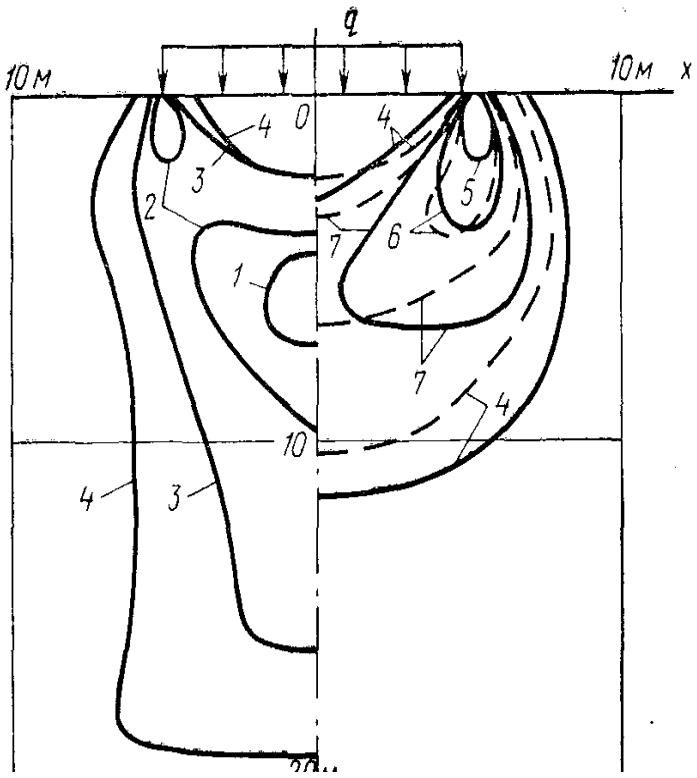


Рис. 1. Области пластических деформаций в основании гибкого незаглубленного фундамента, построенные на основе решения смешанной задачи теории упругости и теории пластичности грунта [2] при значениях коэффициента бокового давления ξ_0=0,43, удельного сцепления *C* = 20 кПа, угла внутреннего трения φ=27° и величинах интенсивности равномерно распределенной нагрузки *q*: 1 – 124 кПа; 2 – 140 кПа; 3 – 270 кПа; 4 – 700 кПа

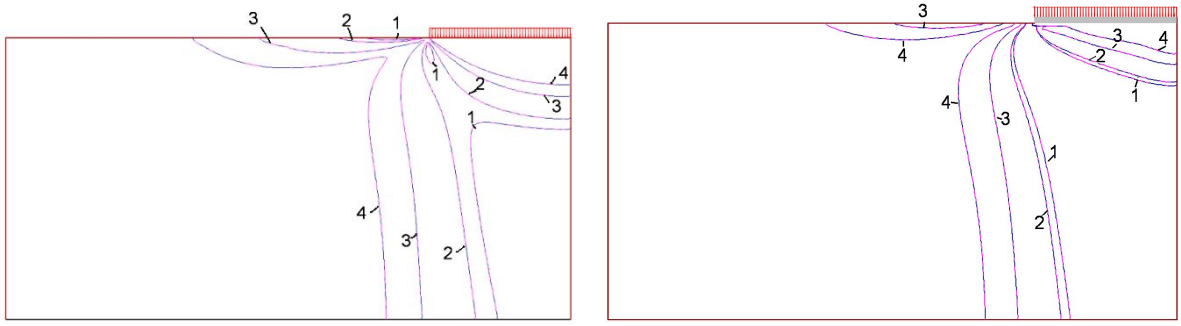
В статье А. Бугрова и А. Зархи [1] приведены изображения (см. рис. 1) развивающихся, по мере увеличения внешней нагрузки, областей пластических деформаций, построенные на основе решения смешанной задачи в основании гибкого незаглубленного фундамента, полученного авторами. Грунт – щебенисто-глинистый суглинок, обладающий следующими характеристиками: плотность $\gamma = 1{,}92\ \text{т}/\text{м}^3$, модуль упругости $E_0 = 14\,600\,\text{кПа}$,

угол внутреннего трения φ =27°, удельное сцепление 20 кПа. Коэффициент бокового давления принят равным ξ_0 = 0,43.

При помощи компьютерной программы [6], разработанной в ВолгГАСУ, были получены изображения ОПД для грунта с перечисленными выше физико-механическими характеристиками, при упругом распределении напряжений с использованием условия пластичности Кулона и для условий смешанной задачи [2].

Развитие ОПД под гибким фундаментом при упругом распределении напряжений показано на рис. 2, *а*. Если величина интенсивности равномерно распределенной нагрузке q = 124 кПа области возникают как под краями, так и на оси симметрии фундамента. С возрастанием нагрузки они смыкаются между собой и увеличиваются в размерах, расширяясь в боковом направлении. При этом помимо «основной» ОПД, развивающейся под фундамент, на всех этапах нагружения возникает и дополнительная, по очертанию совпадающая с наиболее вероятностной поверхностью выпора.

Рис 2, *б* показывает очертание пластических областей под жестким штампом от действия равномерно распределенной нагрузки. Пластические зоны в этом случае развиваются быстрее по сравнению с гибким фундаментом. Таким образом, характер передачи нагрузки на основание оказывает некоторое влияние на очертание ОПД.



а) *б)*

Рис. 2. Области пластических деформаций в основании гибкого (*а*) и жесткого (*б*) незаглубленного фундамента, построенные на основе упругого решения при значениях коэффициента бокового давления ξ_0 =0,43, удельного сцепления с = 20 кПа, угла внутреннего трения φ =27° и величинах интенсивности равномерно распределенной нагрузки q:
1 – 124 кПа; 2 – 140 кПа; 3 – 270 кПа; 4 – 700 кПа

Очертания ОПД под гибким фундаментом для смешанной задачи приведены на рис. 3. Их форма и размеры сильно отличаются от решения А.К. Бугрова.

Возникая также под краями фундамента, области сначала увеличиваются в размерах, сохраняя каплевидную форму. При дальнейшем возрастании нагрузки, наряду с увеличением глубины развития ОПД форма их изменяется на серповидную, и они распространяются под фундамент. При очень больших величинах нагрузок (700 кПа) форма ОПД ещё раз претерпевает изменения: области развиваются под фундамент почти на 1/4 его ширины, как бы очерчивая треугольное упругое ядро, а затем резко изгибаются в направлении сетки линий скольжения, полученной Соколовским.

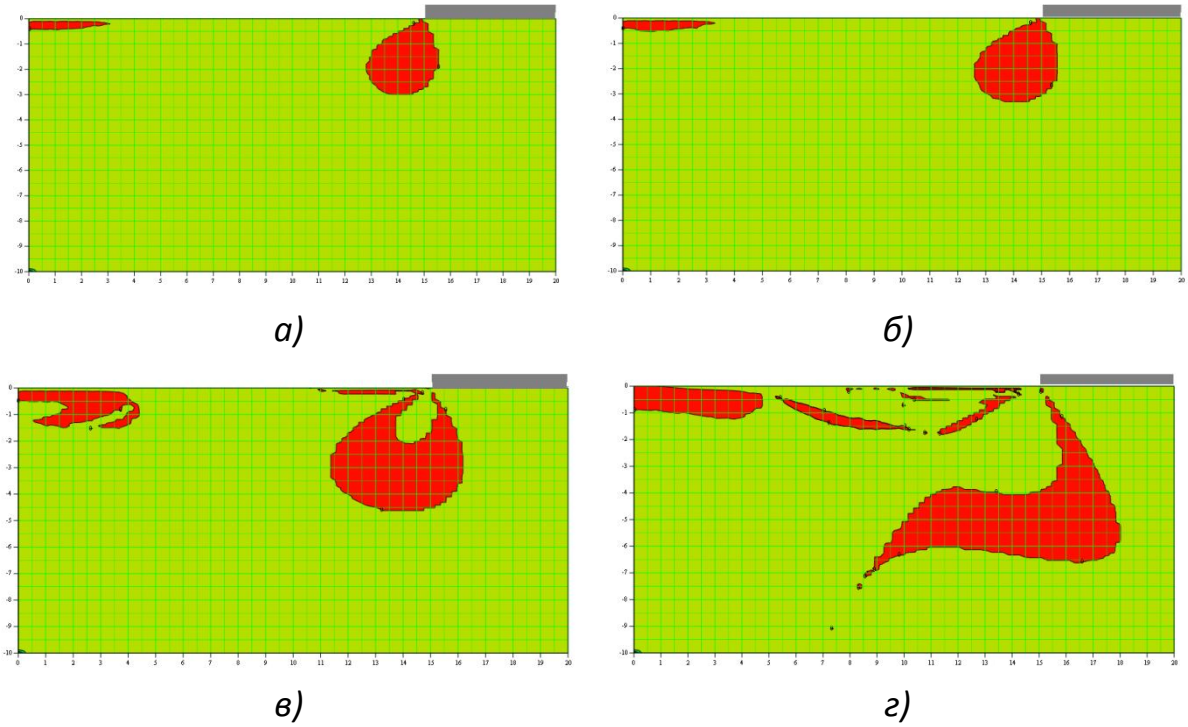


Рис. 3. Области пластических деформаций в основании гибкого незаглубленного фундамента, построенные на основе решения смешанной задачи теории упругости и теории пластичности грунта [2] при значениях коэффициента бокового давления ξ_0 = 0,43, удельного сцепления с = 20 кПа, угла внутреннего трения φ =27° и величинах интенсивности равномерно распределенной нагрузки *q*: *а* – 124 кПа; *б* – 140 кПа; *в* – 270 кПа; *г* – 700 кПа

На рис. 4 приведена эволюция пластических областей в основании фундамента конечной жесткости для смешанной задачи. При значениях равномерно распределенной нагрузки 124, 140 и 270 кПа возникающие области имеют серповидную форму. Они возникают под краем фундамента, развиваются практически вертикально на некоторую глубину и изгибаются по направлению сетки линий скольжения, постепенно заворачиваясь вверх. При больших значениях нагрузок наблюдается та же картина, что и в случае с гибким фундаментом.

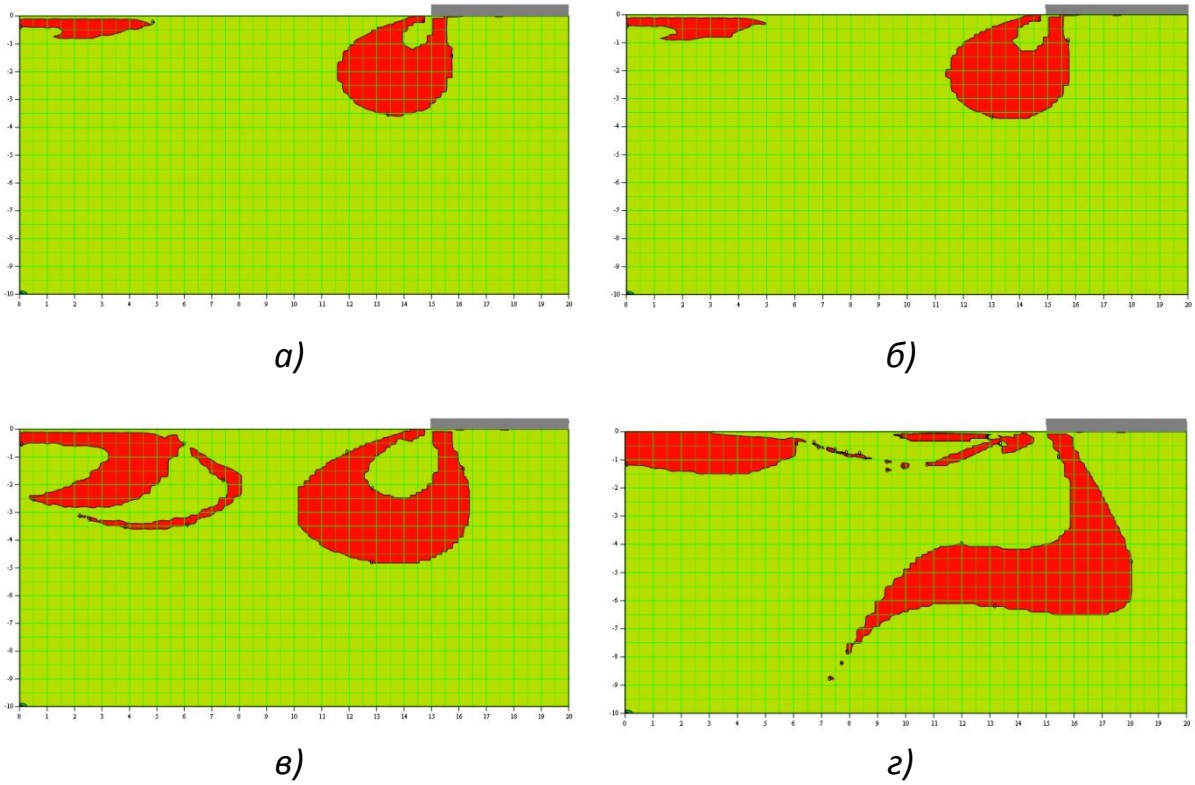


Рис. 4. Области пластических деформаций в основании жесткого незаглубленного фундамента , построенные на основе решения смешанной задачи теории упругости и теории пластичности грунта [2] при значениях коэффициента бокового давления ξ_0 =0,43, удельного сцепления с = 20 кПа, угла внутреннего трения φ =27° и величинах интенсивности равномерно распределенной нагрузки *q*: *а* – 124 кПа; *б* – 140 кПа; *в* – 270 кПа; *г* – 700 кПа

Сопоставляя результаты, полученные для жесткого и гибкого фундамента, можно сделать вывод о том, что влияние характера передачи нагрузки на форму ОПД наблюдается не только в упругой, но и в смешанной постановке задачи.

Влияние заглубления фундамента на характер развития пластических областей показано на рис. 5 и 6.

ОПД под заглубленным гибким фундаментом образуются и в отсутствие нагрузки. Они имеет серповидную форму и изначально развиваются под фундамент. С увеличением нагрузки до 124 кПа пластические области уменьшаются и локализуются под краями выемки. Далее, при *q*=270 кПа они начинают вытягиваться в противоположную сторону, приобретая серповидную форму. Ещё одна зона формируется в борту выемки. При последующем увеличении нагрузки ОПД начинают вновь развиваться под фундамент, как в случае приложения нагрузки к дневной поверхности грунта.

Очертания пластических областей под заглубленным фундаментом конечной жесткости мало отличаются от результатов, полученных для распределенной нагрузки, приложенной непосредственно к поверхности грунта.

Таким образом, вывод А. К. Бугрова и А.А. Зархи о том, что ОПД, построенные по условиям линейной и смешанной задач различаются больше в конфигурации, чем в размерах, не находит подтверждения при использовании решения А.Н. Богомолова.

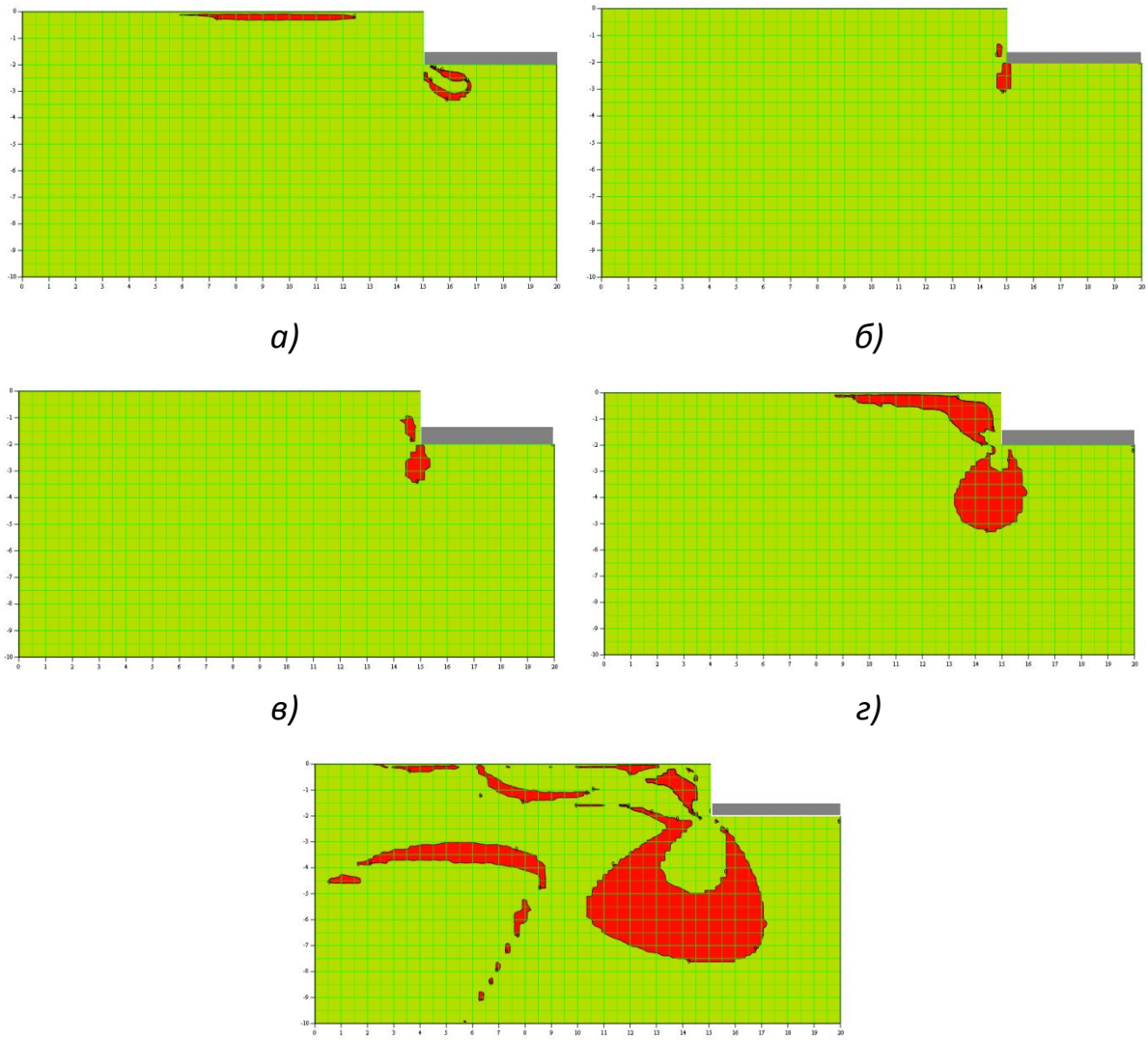


Рис. 5 Области пластических деформаций в основании гибкого заглубленного фундамента, построенные на основе решения смешанной задачи теории упругости и теории пластичности грунта [2] при значениях коэффициента бокового давления ξ_0 =0,43, удельного сцепления с = 20 кПа, угла внутреннего трения φ =27° и величинах интенсивности равномерно распределенной нагрузки *q*: *а* – 0 кПа; *б* – 124 кПа; *в* – 140 кПа; *г* – 270 кПа; *д* – 700 кПа

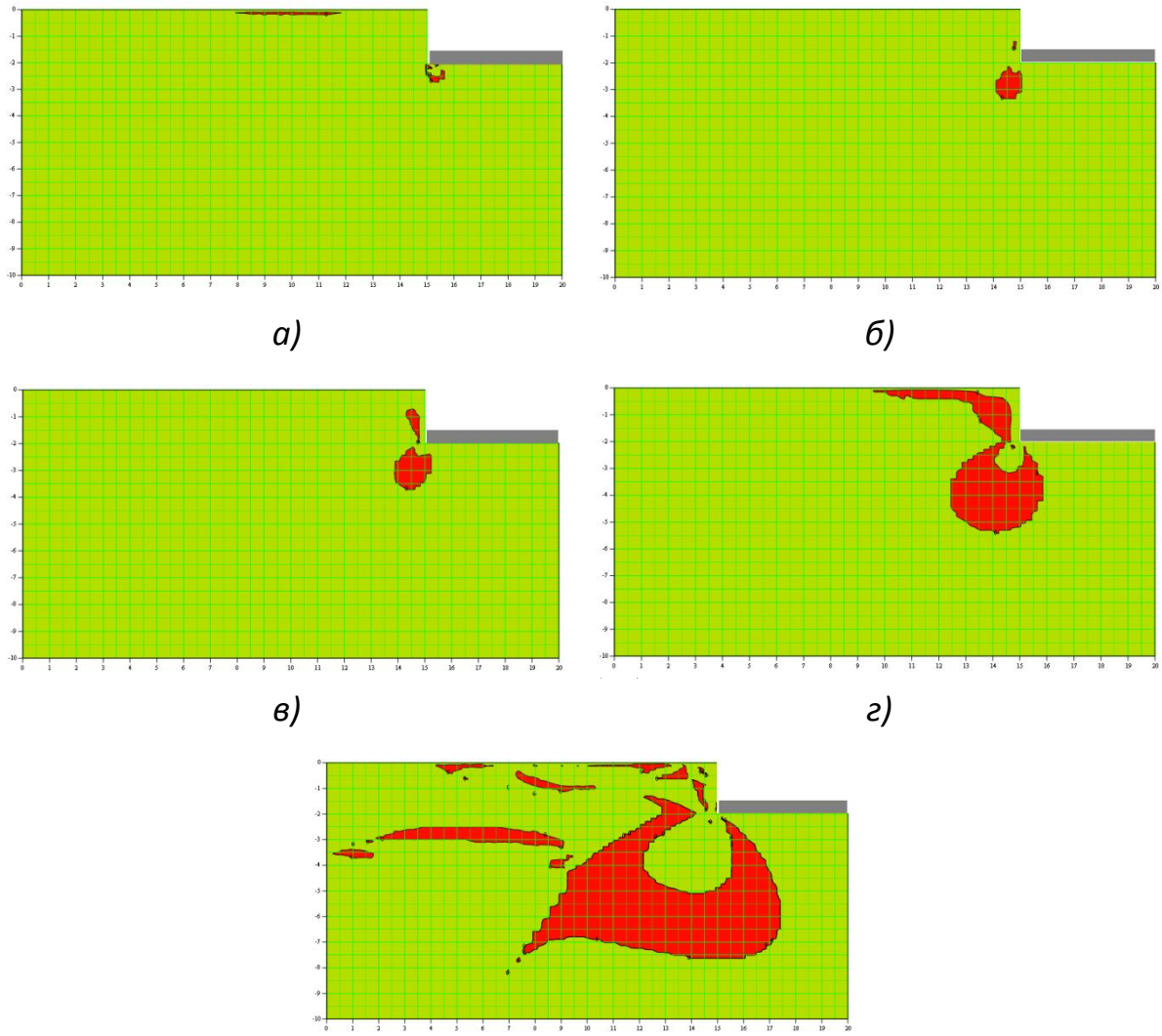


Рис. 6 Области пластических деформаций в основании жесткого заглубленного фундамента, построенные на основе решения смешанной задачи теории упругости и теории пластичности грунта [2] при значениях коэффициента бокового давления ξ_0 =0,43, удельного сцепления с = 20 кПа, угла внутреннего трения φ =27° и величинах интенсивности равномерно распределенной нагрузки *q*: *а* – 0 кПа; *б* – 124 кПа; *в* – 140 кПа; *г* – 270 кПа; *д* – 700 кПа

В то же время получаемые нами картины ОПД имеют определенное сходство с результатами измерения полей деформаций в песчаном основании в условиях плоской деформации, опубликованные в работе [4], в виде изолиний деформаций сдвига (рис. 8). Каждая из этих изолиний представляет собой границу пластической области при определенном значении интенсивности внешнего воздействия.

На рис. 7 представлены пластические области в основании гибкого незаглубленного фундамента, Грунт – песок средней крупности, плотность $\gamma = 2{,}66$ т/м^3, угол внутреннего трения $\varphi = 35^o$, удельное сцепление $C = 1$ кПа. Коэффициент бокового давления принят равным ξ_0 =0,3, что характерно для песчаных грунтов.

Как видно из рис. 7, ОПД развиваются в том же направлении, что и деформации сдвига на рис. 8, с той разницей, что угол наклона их к вертикали составляет 35–40°, что на 15–20° больше аналогичных значений для сдвиговых деформаций.

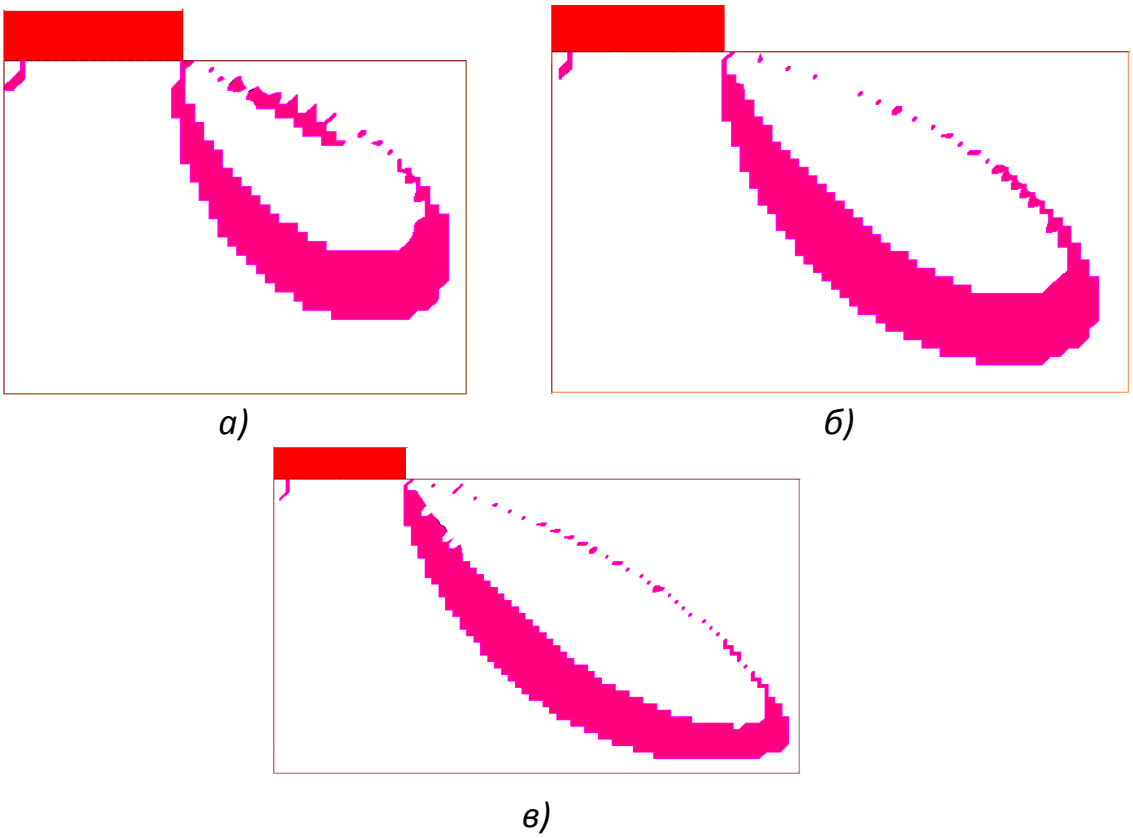
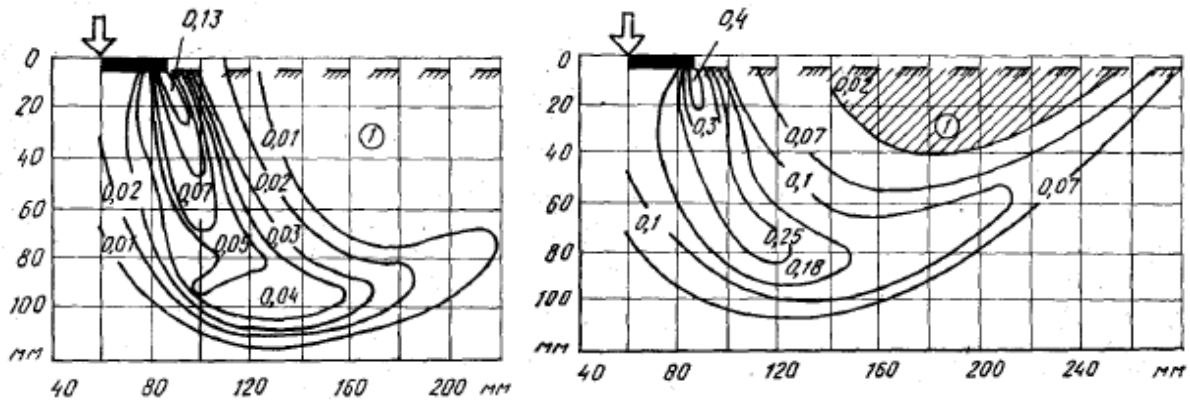


Рис. 7. Области пластических деформаций в основании гибкого незаглубленного фундамента, построенные на основе решения смешанной задачи теории упругости и теории пластичности грунта [2] при значениях коэффициента бокового давления ξ_0 =0,3, удельного сцепления с = 1 кПа, угла внутреннего трения φ =35° и величинах интенсивности равномерно распределенной нагрузки *q*: *а* – 5 кПа; *б* – 10 кПа; *в* – 14 кПа

Другая особенность: если на рис. 8 пошаговое нагружение основания приводит к прогрессирующему развитию полосы сдвига, край которой смещается вправо из под штампа в направлении к свободной поверхности основания, то на рис. 7 с увеличением нагрузки ОПД не выходит на дневную поверхность грунта, а заворачивает в обратную сторону и опять подходит к краю фундамента.



а) *б)*

Рис. 8. Изолинии деформаций сдвига при осадке штампа, соответствующей моменту до наступления предельной нагрузки (*а*); соответствующей запредельной по устойчивости нагрузке (*б*) (Цитируется по работе [4])

Также определенное сходство наблюдается при сопоставлении результатов с данными работы [5]. Грунт основания – песок средней крупности, плотность γ=1,78*т/м*^{3}, угол внутреннего трения $\varphi = 41^o$, сцепление *c* = 3 кПа. Коэффициент бокового давления принят равным 0,3, что характерно для песчаных грунтов.

В указанной работе были получены границы сдвигаемой призмы (рис. 9). Длина зоны выпора составила *L*=(1,83...1,89)*b*, а угол выхода поверхности разрушения с горизонтом β_1=32...34°. Одновременно зафиксирован угол наклона поверхности разрушения у подошвы штампа, который для квадратного штампа составил β_2=45...47°. Высота ядра в основании квадратного штампа составляет (0,5...0,55) *b*.

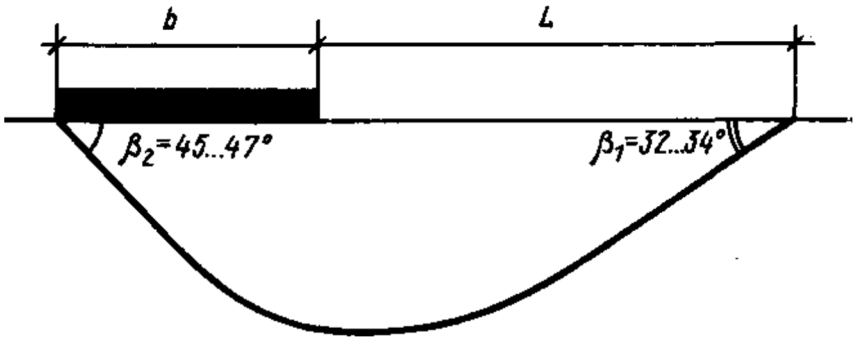


Рис. 9. Поверхность разрушения в основании квадратного штампа

На рис. 10 представлены очертания ОПД в основания жесткого штампа при действии равномерно распределенной нагрузки 10, 20, 30 кПа.

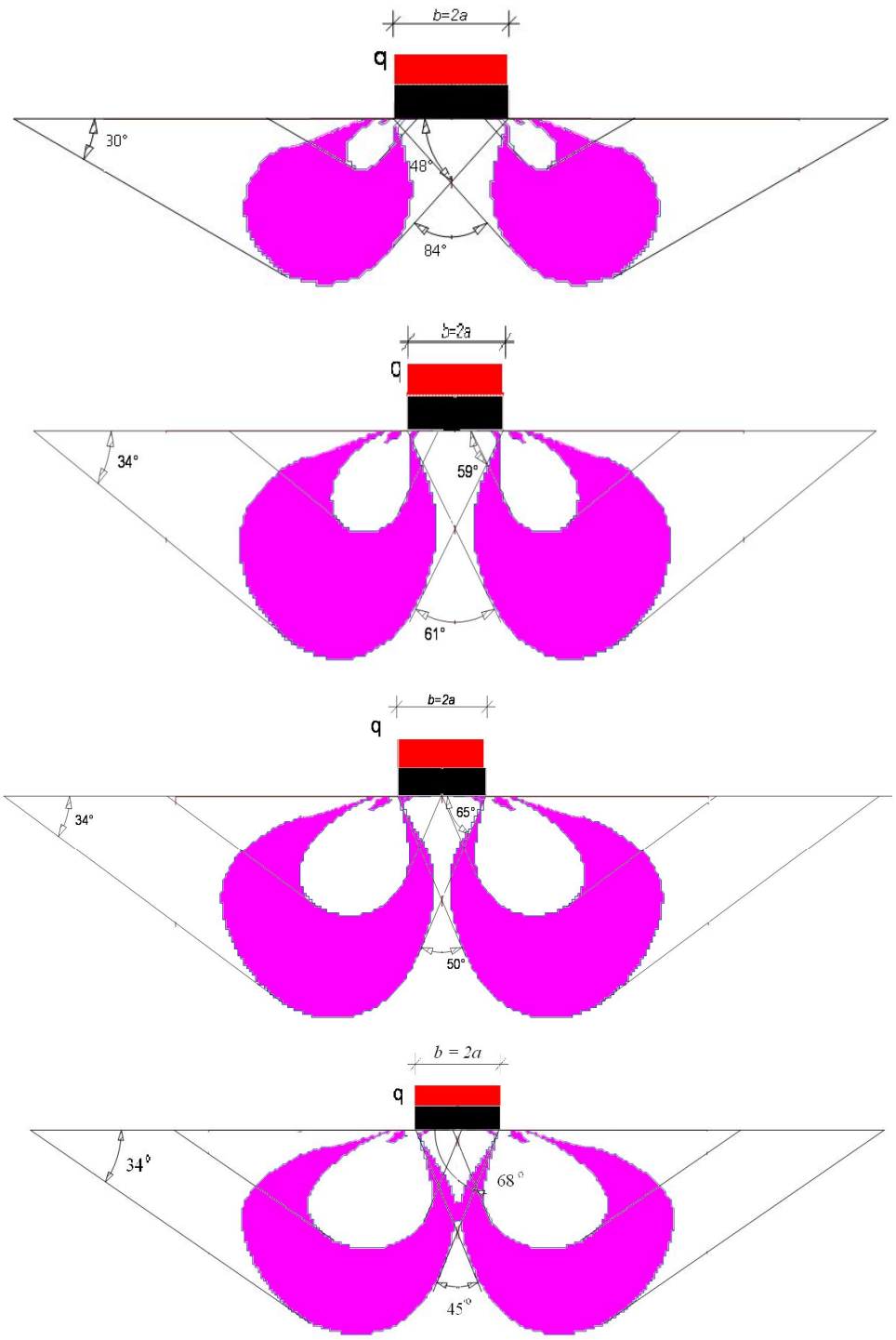
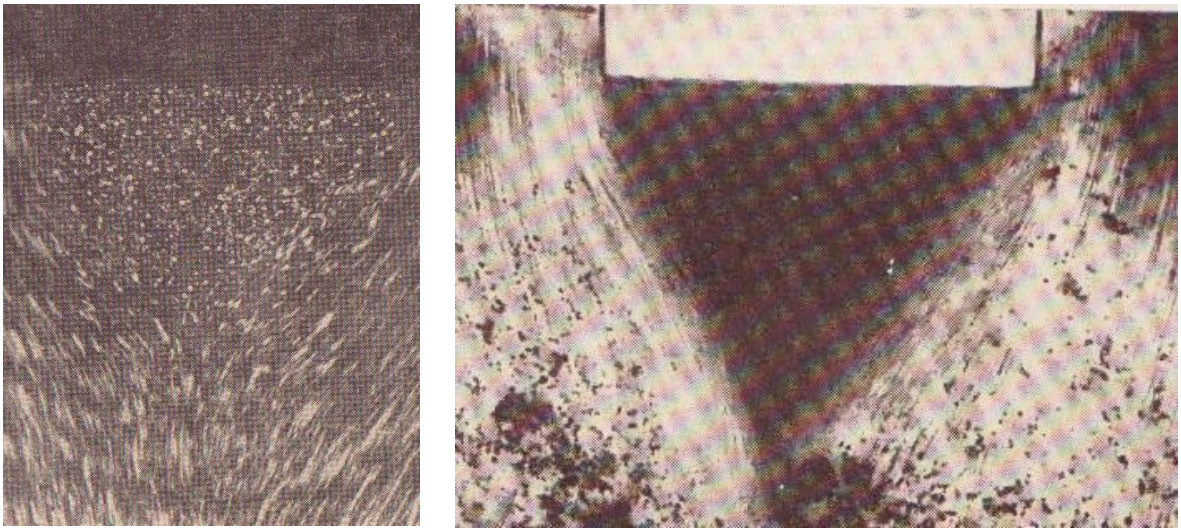


Рис. 10. ОПД в основании жесткого незаглубленного фундамента, построенные на основе решения смешанной задачи теории упругости и теории пластичности грунта [2], при значениях коэффициента бокового давления ξ_0 =0,3, удельного сцепления *c* = 1 кПа, угла внутреннего трения φ =35° и величинах интенсивности равномерно распределенной нагрузки *q*:
а – 10 кПа; *б* – 20 кПа; *в* – 30 кПа; *г* – 37 кПа

При значении q = 10 кПа значения углов, образуемых касательными к границе ОПД, с дневной поверхностью грунта, оказываются практически равными значениями, приведенными в статье. При значениях q = 20 и 30 кПа угол выхода поверхности разрушения с горизонтом β_1, определяемый из геометрических построений, также совпадает с опытными данными, а значение угла β_2 превышает указанное в статье на 12° и 20° соответственно.



а) *б)*

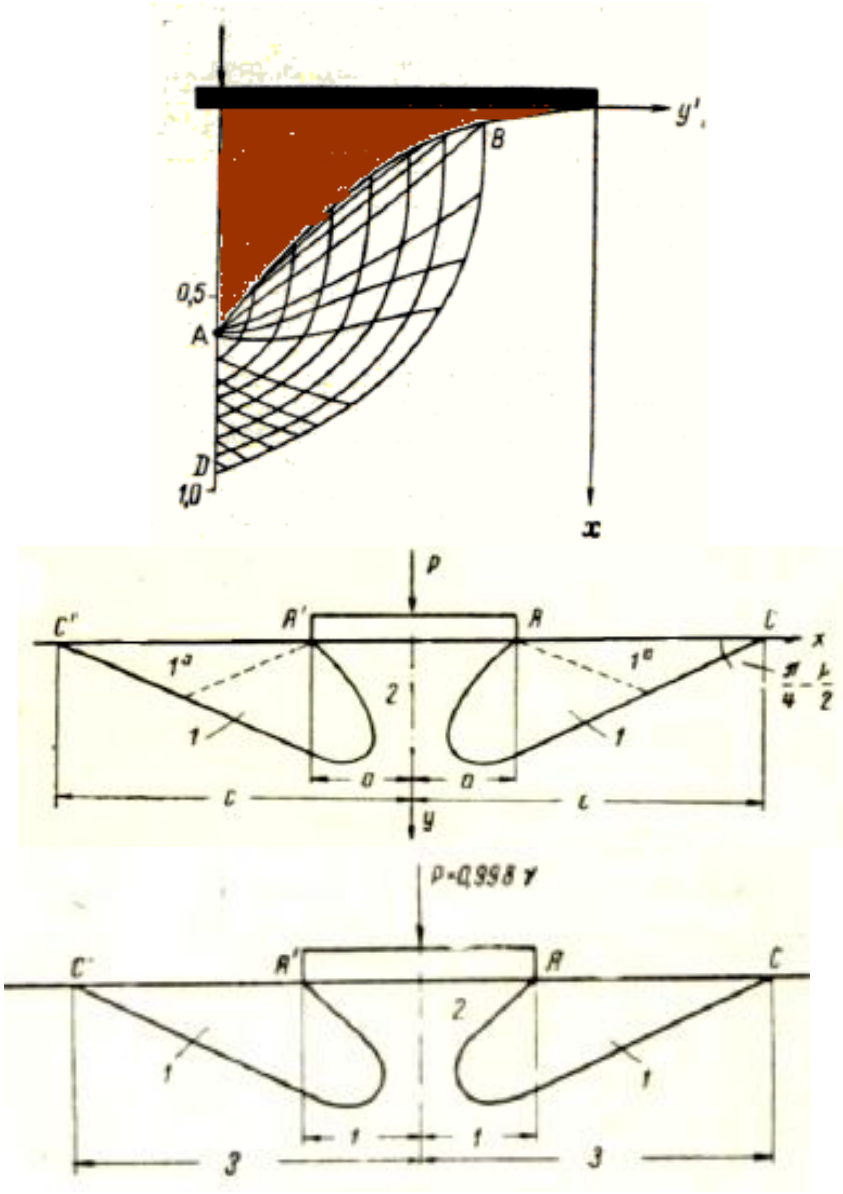
Рис. 11. Уплотненное упругое ядро треугольной формы, полученное экспериментально Ю. Биарезом, М. Бурела и Б. Вака [7] (*а*) и С.Е.Кагановской [8] (*б*)

Форма пластических областей во всех рассмотренных случаях – серповидная. С увеличением нагрузки ОПД распространяются под фундамент, стремясь к смыканию на оси симметрии расчетной схемы. Между смыкающимися областями пластических деформаций постепенно образуется треугольное упругое грунтовое ядро, наблюдаемое в опытах по вдавливанию штампов в сыпучие материалы [7, 8].

Упругие уплотненные ядра, сечения которых представляют собой равнобедренные треугольники с вогнутыми боковыми сторонами, получены аналитически при решении задачи об устойчивости грунтового основания в смешанной упругопластической постановке и приводятся, например, в работах М.И. Горбунова-Посадова [9] и Е.К. Седых [10] (см. рис. 12).

Вывод. Сопоставление результатов расчета устойчивости оснований в рамках решения смешанной задачи теории упругости и теории пластичности грунта, приведенного в работе [2], с результатами вычислений, выполненных другими авторами для тех же условий, в большинстве случаев показывает качественное и количественное их соответствие. Приводимое нами решение [2], по всей видимости, является более общим по отноше-

нию к некоторым из рассмотренных решений, т.к., по словам М.И. Горбунова-Посадова, «решение смешанной задачи устойчивости оснований (имеется в виду решение [9]) приобретет свое полное практическое значение, когда изложенные здесь (имеется в виду работа [9]) методы будут обобщены на случай фундамента, заглубленного в связное основание при наклонной эксцентричной нагрузке»[9]. С другой стороны, приведенное в работе [2] решение, позволяет проводить анализ устойчивости основания в обозначенных выше условиях без принятия каких-либо дополнительных допущений и условий при любом возможном в природе значении коэффициента бокового давления грунта ξ_0.



а)

б)

в)

Рис. 12. Вид упругих ядер в основании штампа, полученных на основе аналитических решений смешанной задачи теории упругости и теории пластичности грунта М.И. Горбуновым-Посадовым [9] (*а*) и Е.К. Седых [10] (*б-в*)

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Бугров, А.К.* Некоторые результаты решения смешанных задач теорий упругости и пластичности грунтов основания // *А. К. Бугров, А. А. Зархи /* Основания, фундаменты и механика грунтов. 1978. — №3. – С. 35-39.

2. *Богомолов, А.Н.* Расчет несущей способности оснований сооружений и устойчивости грунтовых массивов в упругопластической постановке. – Пермь: ПГТУ, 1996. – 150 с.

3. *Цветков, В.К.* Расчет устойчивости однородных откосов при упругопластическом распределении напряжений в массиве горных пород // Известия вузов. Горный журнал. 1981, № 5. — С. 45–52.

4. *Болдырев, Г.Г.* Деформации песка в основании полосового штампа / *Г. Г. Болдырев, Е. В. Никитин* // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1987. — № 1. — С. 26–28.

5. *Саенков, А.С.* Развитие областей предельного состояния грунта в основании квадратного штампа // *А. С. Саенков, С. А. Елизаров, М. В. Малышев* / Основания, фундаменты и механика грунтов. 1991. — №2. – С. 15-17.

6. Устойчивость (Напряженно-деформированное состояние): свидетельство о гос. регистрации программ для ЭВМ № 2009613499 / *А. Н. Богомолов [и др.]*. - № 2009612297 ; заявл. 19.05.2009 ; зарег. в Реестре программ для ЭВМ 30.06.2009. – 1 с.

7. *Биарез, Ю.* К вопросу об изучении несущей способности оснований / *Ю. Биарез, М. Бурела, Б. Вака //* Докл. к V Междунар. конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. – М. : Стройиздат, 1961.

8. *Кагановская, С. Е.* Исследование устойчивости глинистого основания с помощью экранов / *С. Е. Кагановская* // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1973. – №3.

9. *Горбунов-Посадов, М.И.* Расчет устойчивости песчаного основания под жестким штампом в условиях смешанной задачи / *М. И. Горбунов-Посадов*// Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1961. – № 6. – С. 8–10.

10. *Седых, Е.К.* Построение эпюры реактивных давлений под жестким фундаментом на основе смешанной упругопластической задачи / *Е.К.Седых* // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1961. – № 4. – С. 13–15.

А.Н. Богомолов[1, 2], А.Н. Ушаков[3], О.А. Богомолова[1]

О СООТВЕТСТВИИ ФОРМУЛ Н.И. МУСХЕЛИШВИЛИ ДЛЯ КОНТАКТНЫХ ДАВЛЕНИЙ РАСЧЕТНЫМ СХЕМАМ Л. ПРАНДТЛЯ И Р. ХИЛЛА

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет[1],
Пермский национальный исследовательский политехнический университет[2],
Волгоградский государственный университет[3]

Рассмотрим абсолютно жесткий штамп с прямолинейным горизонтальным основанием, параллельным оси Ox и предположим, что внешние силы, действующие на штамп, имеют равнодействующую величины P, направленную вертикально вниз.

Пусть отрезок границы, соприкасающийся со штампом расположен симметрично относительно начала координат и имеет длину $2a$, т.ч. для точек t отрезка имеем: $-a \le t \le a$.

Для давления $P(t)$ под штампом Н.И. Мусхелишвили получены два соотношения:

1. В случае полного прилипания (коэффициент трения $k = \infty$) [1, стр. 417]

$$P(t) = \frac{P}{2\pi\sqrt{a^2 - t^2}} \frac{\aleph + 1}{\sqrt{\aleph}} \cos\left(\frac{\ln\aleph}{2\pi} \ln\frac{a+t}{a-t}\right), \tag{1}$$

где $\aleph = 3 - 4\nu$, ν — коэффициент Пуассона, который связан с коэффициентом бокового давления ξ_0 соотношением $\xi_0 = \dfrac{\nu}{1-\nu}$.

2. В случае конечного трения (коэффициент трения $k < \infty$) [1, стр. 433]

$$P(t) = \frac{P\cos\pi\alpha}{\pi(a+t)^{\frac{1}{2}+\alpha}(a-t)^{\frac{1}{2}-\alpha}} = \frac{P\cos\pi\alpha}{\pi\sqrt{a^2 - t^2}} \left(\frac{a-t}{a+t}\right)^{\alpha}, \tag{2}$$

где α определяется из соотношения

$$\mathrm{tg}\pi\alpha = k\frac{\aleph - 1}{\aleph + 1},\ 0 \le \alpha < \frac{1}{2}. \tag{3}$$

Обозначим $P_+(t)$ и $P_-(t)$ — давление под штампом в точках t отрезка $-a \le t \le a$, симметричных относительно начала координат.

Если отношение

$$\frac{P_+(t)}{P_-(t)} = 1 \tag{4}$$

во всех точках данного отрезка, загруженного вертикальной нагрузкой интенсивности P, то будем полагать, что штамп допускает возникновение двустороннего выпора грунта.

Хорошо известно [2], что при определении несущей способности оснований фундаментов, нагруженных центрально приложенной нормальной силой, в качестве классических рассматриваются решения и расчетные схемы, предложенные Л. Прандтлем и Р. Хиллом (рис. 1 и 2).

Обе расчетные схемы ввиду симметричности нагрузки, невесомости, однородности и изотропности основания, предполагают возникновение двустороннего выпора грунта.

Заметим, что выполнение условия (4) соответствует расчетным схемам Л. Прандтля и Р. Хилла.

Проверим выполнение этого соответствия для приведенных выше случаев с различными коэффициентами трения.

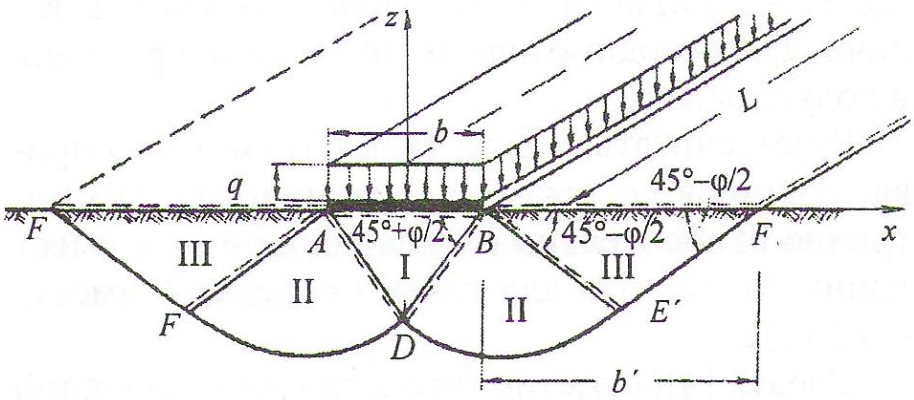


Рис. 1. Расчетная схема Л. Прандтля

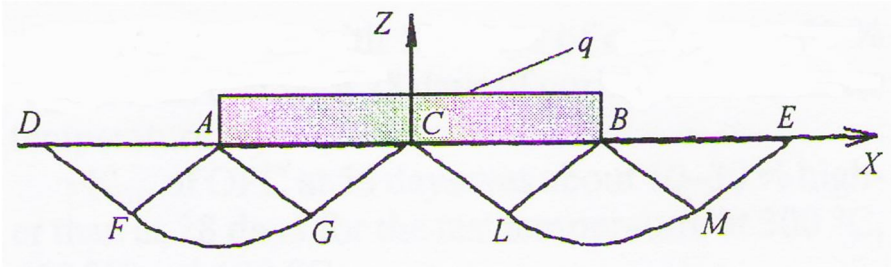


Рис. 2. Расчетная схема Р. Хилла

Случай 1. $k=\infty$. Ясно, что

$$P_-(t)=\frac{P}{\pi\sqrt{a^2-(-t)^2}}\frac{\aleph+1}{\sqrt{\aleph}}\cos\left[\frac{\ln\aleph}{2\pi}\ln\left(\frac{a-t}{a+t}\right)\right]=$$

$$=\frac{P}{\pi\sqrt{a^2-t^2}}\frac{\aleph+1}{\aleph}\cos\left[\frac{\ln\aleph}{2\pi}\ln\left(\frac{a+t}{a-t}\right)^{-1}\right]=$$

$$=\frac{P}{\pi\sqrt{a^2-t^2}}\frac{\aleph+1}{\aleph}\cos\left[\frac{\ln\aleph}{2\pi}\ln\left(\frac{a+t}{a-t}\right)\right]=P_+(t)$$

и тогда (4) выполняется во всех точках отрезка $-a\le t\le a$.

Случай 2. $k<\infty$**.** Аналогично предыдущему, используя (2), имеем

$$\frac{P_+(t)}{P_-(t)}=\left(\frac{a-t}{a+t}\right)^{2\alpha}, \tag{5}$$

где α параметр, определяемый из соотношения (3).

Нетрудно видеть, что соотношение (4) имеет место при $\alpha=0$ или, по формуле (3), при $k=0$ для любой точки отрезка $-a\le t\le a$. В этом случае для давления $P(t)$, согласно (2), будем иметь

$$P_-(t)=\frac{P}{\pi\sqrt{a^2-t^2}}=P_+(t).$$

Пусть теперь $\alpha \neq 0$. Заметим, что при $a \to \infty$ отношение (5) стремится к единице, т.е. при увеличении длины участка, загруженного нормальной силой, значения контактных давлений в точках, симметричных относительно начала координат в пределе принимают равные значения независимо от значений α. Если зафиксировать значение a, то при увеличении значений t в пределах данного интервала и при $\alpha \to 1/2$ значения функции (5) убывают от единицы до нуля, причем в крайних точках интервала $0 \le t \le a$ они равны единице и нулю, соответственно, независимо от значений параметра α. Ниже приведена таблица значений функции (5) при различных значениях t и α на интервале $0 \le t \le 10$.

Таблица 1

α	t						
	0	1	3	5	7	9	10
0,1	1,000	0,961	0,884	0,803	0,707	0,555	0,000
0,2	1,000	0,923	0,781	0,644	0,500	0,308	0,000
0,3	1,000	0,887	0,690	0,517	0,353	0,171	0,000
0,4	1,000	0,852	0,609	0,415	0,250	0,095	0,000
0,45	1,000	0,835	0,573	0,372	0,210	0,071	0,000

В табл. 1 приведены результаты вычислений отношения (4) при значениях α, определенных в интервале $0 \le \alpha < 1/2$, которые, априори, не всегда соответствуют какому-либо типу грунта. Поэтому желательно привести примеры вычислений отношения (4) для реальных типов грунтов.

Согласно [3], положим коэффициент трения бетона о грунт $k = 0{,}25$, а значения коэффициента Пуассона примем $\nu = 0{,}3$ для песчаного грунта и $\nu = 0{,}42$ для глинистого грунта. Тогда по формуле (3) имеем, соответственно, $\alpha = 0{,}023$ и $\alpha = 0{,}011$. Распределение значений функции (5) для этих двух типов грунтов при $a = 10$ на интервале $0{,}5 \le t \le 9{,}5$ представлены в табл. 2.

Таблица 2

α	t						
	0,5	1	3	5	7	9	9,5
0,011	0,998	0,996	0,986	0,976	0,963	0,937	0,923
0,023	0,995	0,991	0,972	0,951	0,923	0,873	0,845

Можно также провести вычисления отношения (4) в различных точках нижней полуплоскости для разных типов грунтов. Для компоненты вертикального напряжения σ_y результат этого эксперимента при $a = 10$ представлен в табл. 3 и 4.

Таблица 3

$\alpha = 0{,}023$ (песчаный грунт)

y	*x*		
	1	5	9
1	0,99	0,99	0,95
10	0,98	0,85	0,64
25	0,84	0,48	0,40

Таблица 4

$\alpha = 0{,}011$ (глинистый грунт)

y	*x*		
	1	5	9
1	1	1	1
10	0,98	0,84	0,62
25	0,83	0,46	0,38

Проведенный эксперимент показывает, что вблизи границы полуплоскости отношение (4) мало отличается от единицы и, как и в предельном случае, уменьшается по мере приближения к граничной точке $t = a$ нагруженного участка, а также по мере удаления от границы полуплоскости.

Прямые вычисления показывают, что по мере увеличения длины участка нагружения, величина отношения (4) увеличивается, приближаясь к единице.

Выводы

1. Формулы Н.И. Мусхелишвили (1) и (2) для контактных давлений идеально согласуются с решениями Л. Прандтля и Р. Хилла при условии, что трение не учитывается.

2. В случае конечных значений коэффициента трения для реальных грунтов отношение (4) принимает значения, весьма близкие к единице, что, по-видимому, не повлияет на характер выпора грунта и, как и в случае отсутствия трения, он останется двусторонним.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Мусхелишвили Н.И.* Некоторые основные задачи математической теории упругости. – М.: Наука, 1966. — 707 с.

2. *Маслов Н.Н.* Основы инженерной геологии и механики грунтов. – М.: Высшая школа, 1968. — 624 с.

3. Основания и фундаменты: Справочник / *Г. И. Швецов, И. В. Носков, А. Д. Слободян, Г. С. Госькова;* Под ред. Г. И. Швецова. – М.: Высш. шк, 1991. — 383 с.

А.Н. Богомолов[1, 2], О.А. Богомолова[1],
О.В. Ермаков[1], В.В. Подтелков[1, 3]

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ МОНОЛИТНЫХ БЕТОННЫХ ПЛИТ КАК АЛЬТЕРНАТИВЫ ГЕОСИНТЕТИЧЕСКИМ МАТЕРИАЛАМ ПРИ АРМИРОВАНИИ ВЫСОКОЙ ГРУНТОВОЙ НАСЫПИ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет[1],
Пермский национальный исследовательский политехнический университет[2],
Кубанский государственный аграрный университет[3]

На основе результатов выполненных расчетов показана возможность применения тонких бетонных монолитных плит как альтернативы геосинтетическим материалам при выполнении армирования оснований высоких грунтовых насыпей с целью повышения их устойчивости. Установлено, что применение таких армирующих конструкций значительно повышает величину коэффициента устойчивости насыпи, что позволяет, в случае необходимости, увеличить ее высоту или действующую на нее нагрузку. Такое армирование позволяет уменьшить размеры областей пластических деформаций, возникающих в основании насыпи, что и, как следствие, избежать осадок грунтового сооружения, превосходящих по величине предельно допустимые.

В геотехнической практике для повышения устойчивости насыпей широко применяется армирование геосинтетическими материалами, которые согласно классификации IGS, подразделяются на следующие виды: геоячейка, геокомпозит, геопена, георешетка, геомат, геомембрана, геосеть и геотекстиль.

Применение геосинтетических материалов сокращает сроки строительства, удешевляет его. Так, по данным ООО «Геостройкомплекс» при строительстве автомобильной дороги, соединяющей группу Салынских нефтяных месторождений с федеральной трассой Тюмень – Нефтеюганск, это позволило почти в два раза снизить стоимость работ и более чем в четыре раза повысит скорость строительства по сравнению традиционной технологией замены слабого грунта песком [1].

Использование геосинтетических материалов в строительстве предполагает наличие высоко технологичного оборудования, высококвалифицированных расчетчиков и проектировщиков и совершенных методов расчета конструкций, изготовленных с использованием геосинтетики. Эти методы, к сожалению, еще недостаточно разработаны, кроме методов расчета армированных насыпей и оснований. Тем не менее, конструкции из геосинтетических материалов находят все более широкое применение.

Однако, иногда возникают ситуации, когда, например, требуется усиление высокой дорожной насыпи, а необходимых геосинтетических материалов по каким то причинам нет в наличии.

В этом случае альтернативой геосинтетике в качестве армирующих элементов могут служить тонкие бетонные монолитные, изготавливаемые на месте плиты, имеющие сквозные вертикальные отверстия в виде усеченных к низу конусов, обеспечивающих протекание фильтрационных процессов и более прочное сцепление плит с грунтом после отсыпки насыпи.

В качестве армирующего материала бетон выбран не случайно. В крупных городах имеются огромные запасы твердых техногенных отходов, например, шлаков, которые могли бы играть роль инертного заполнителя бетона, решая тем самым экологическую проблему утилизации отходов.

Для того, чтобы проиллюстрировать возможность использования данного предложения, рассмотрим напряженно-деформированное состояние и устойчивость однородной насыпи высотой h = 20 м и заложением 1:1 (угол наклона откоса насыпи $\beta = 45^{\circ}$), отсыпанной глинистым грунтом, который после уплотнения имеет следующие характеристики: удельный вес γ = 2 т/м^3, угол внутреннего трения $\varphi = 18{,}5^{\circ}$, удельное сцепление c = 0,045 МПа, модуль общей деформации E_0 = 40 МПа, величина коэффициента бокового давления для глинистого грунта при расчетах принимается равной ξ_0 = 0,75 [2].

В [3] приведены численные значения модулей общей деформации бетона. Для бетона класса В7,5 E = 1570 МПа, а для бетона В25 E = 30018,5 МПа. Формально среднее значение модуля деформации можно принять равным $E_{ср}$ = 15794,5 МПа. Величина коэффициента Пуассона для бетона, вне зависимости от класса, принимается равной μ = 0,2. Соответствующая этому значению величина коэффициента бокового давления ξ_0 может быть подсчитана по известной формуле

$$\mu = \frac{\xi_0}{1+\xi_0}. \qquad (1)$$

Здесь же приведены численные значения пределов прочности этих бетонов при растяжении и сжатии, которые можно использовать для вычисления прочностных характеристик, эквивалентных углу внутреннего трения φ и удельному сцеплению c для бетонного камня, по известным формулам В.В. Соколовского

$$\begin{cases} C_б = \dfrac{1}{2}\left(\sigma_р \cdot \sigma_с\right)^{\frac{1}{2}}, \\ \varphi_б = \arcsin\dfrac{\sigma_с - \sigma_р}{\sigma_с + \sigma_р}, \end{cases} \qquad (2)$$

где $\sigma_с$ и $\sigma_р$ — соответственно пределы прочности бетона при сжатии и растяжении.

После проведения вычислений по формулам (1–2) установлено, что величина, эквивалентная сцеплению, для бетонного камня колеблется в пределах c = 0,74–1,95 МПа, а величина, эквивалентная углу внутреннего трения, в пределах φ = 54°–60°, их средние значения $c^{б}_{ср}$ = 1,35 МПа и $\varphi^{б}_{ср}$ = 57°. Величина коэффициента бокового давления ξ_0 = 0,25. Будем считать, что армирующие плиты изготовлены из материала с такими свойствами.

Для анализа напряженно-деформированного состояния насыпи, армированной тонкими бетонными плитами, и вычисления величины коэффициента устойчивости насыпи использована компьютерная программа [4], в которой для вычисления напряжений формализована процедура метода конечных элементов.

На рис. 1 приведены картины изолинии безразмерных (в долях γh, где h — высота насыпи) компонент напряжения, наиболее вероятная линия скольжения и область пластических деформаций в однородной высокой грунтовой насыпи при описанных выше условиях.

Из рис. 1 видно, что картины изолиний напряжений симметричны относительно вертикальной оси насыпи, аномальных концентраций напряжений не наблюдается.

Наиболее вероятная линия скольжения построена по методике, изложенной в работе [6].

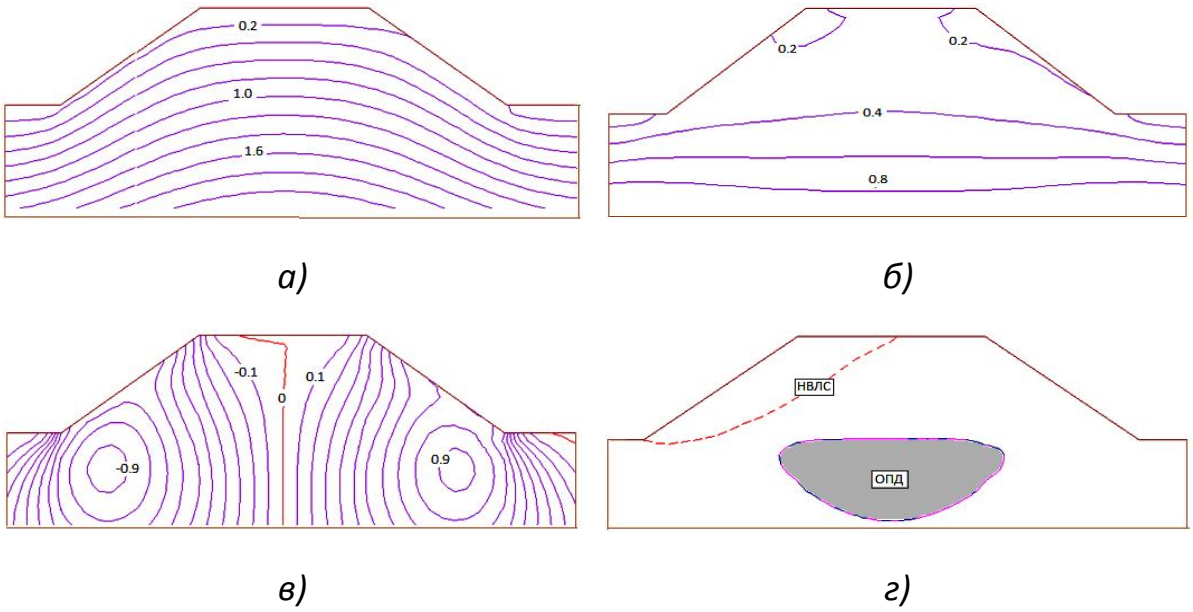


Рис. 1. Изолинии безразмерных (в долях γh) вертикальных σ_z (*а*); горизонтальных σ_x (*б*) и касательных τ_{zx} (*в*); напряжений; наиболее вероятная линия скольжения и область пластических деформаций (*г*) в однородной грунтовой насыпи

Наиболее вероятная линия скольжения построена по методике, изложенной в работах [5–6].

Угол наклона площадки сдвига α, при котором значение K принимает минимальное значение, определяется при выполнении условий (3) по формуле (4)

$$\left.\begin{aligned} &\frac{\partial K}{\partial \alpha}=0; \\ &\frac{\partial^2 K}{\partial \alpha^2}>0, \end{aligned}\right\}, \tag{3}$$

$$\sin 2\alpha_{1;2}=-\frac{2\tau_{xz}}{B}\pm\left(\sigma_z-\sigma_x\right)\sqrt{\frac{B^2-D}{B^2 D}}, \tag{4}$$

где $B=\left(\sigma_z+\sigma_x+2\sigma_{\text{св}}\right)$; $D=4\tau^2{}_{xz}+\left(\sigma_z-\sigma_x\right)^2$.

Величина коэффициента устойчивости в точке грунтового массива K и глобального коэффициента устойчивости $K_{\text{гл}}$, вычисленного для наиболее вероятной линии скольжения, определяются соответственно выражениями

$$K=\frac{\left[\frac{1}{2}\left(\sigma_Z-\sigma_X\right)\cos 2\alpha+\frac{1}{2}\left(\sigma_X+\sigma_Z\right)+\tau_{XZ}\sin 2\alpha+\sigma_{CB}\right]tg\varphi}{\frac{1}{2}\left(\sigma_X-\sigma_Z\right)\sin 2\alpha+\tau_{XZ}\cos 2\alpha}, \tag{5}$$

$$K_{\text{гл}}=\frac{\int_0^l F_{\text{уд}}(S)\mathrm{d}s}{\int_0^l F_{\text{сд}}(S)\mathrm{d}s}, \tag{6}$$

где σ_Z, σ_X, τ_{XZ} и α — соответственно, напряжения и угол наклона наиболее вероятной площадки сдвига в рассматриваемой точке грунтового массива; $\sigma_{\text{св}}=C\left(\rho g h \mathrm{tg}\varphi\right)^{-1}$ — приведенное давление связности (C, φ, ρ, g, h — соответственно, сцепление и угол внутреннего трения грунта); $F_{\text{уд}}$ и $F_{\text{сд}}$ — удерживающие и сдвигающие силы в точках НВЛС, определяемые, соответственно, числителем и знаменателем формулы (5); S — дуговая координата точки НВПВ.

Граница области пластических деформаций построена, исходя из условия, что в каждой ее точке выполняется равенство K = 1 [7].

На рис. 2 приведены картины изолиний компонент напряжения, области пластических деформаций и наиболее вероятная линия скольжения при условии, что в основании той же насыпи устроена бетонная плита

толщиной $\delta = 0{,}01h$, а физико-механические свойства ее материала такие, как описаны выше.

Анализ рисунков показывает, что в то время как картина изолиний вертикальных σ_Z напряжений практически не изменилась, в теле плиты возникли существенные концентрации горизонтальных σ_Y и касательных τ_{ZX} напряжений. Области пластических деформаций изменили свои объем и очертание, наиболее вероятная линия скольжения несколько изменила свою форму. Коэффициента устойчивости насыпи увеличился с величины K = 1,45 до значения $K_{пл}$ = 1,75, т.е. на возрос почти на 21%.

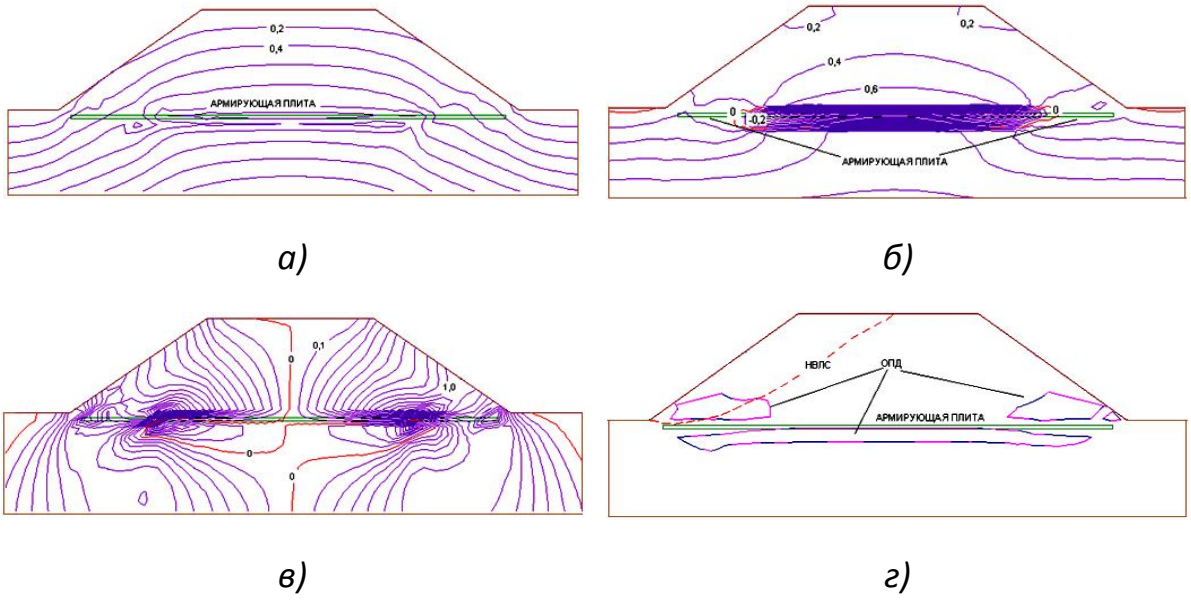


Рис. 2. Изолинии безразмерных (в долях γh) вертикальных σ_z (*а*); горизонтальных σ_x (*б*) и касательных τ_{zx} (*в*); напряжений; наиболее вероятная линия скольжения и области пластических деформаций (*г*) в однородной грунтовой насыпи при устройстве в ее основании тонкой монолитной бетонной плиты толщиной δ = 0,01*h*

На рис. 3 изображены наиболее вероятные линии скольжения и области пластических деформаций в однородной грунтовой насыпи при условии, что в ее теле устроены две тонкие горизонтальные армирующие плиты толщиной δ = 0,01*h* на расстояниях по вертикали Δ = 0,01*h*; 0,02*h*; 0,03*h* друг от друга. Из рис. 3 видно, что наиболее вероятные линии скольжения существенно изменили свою форму. Расчеты величин коэффициентов устойчивости показали, что их численные значения соответственно равны $K_{0,01}$ = 2,19; $K_{0,02}$ = 2,03; $K_{0,03}$ = 2,06, т.е. при этом практически по сравнению со случаем, когда устраивается одна армирующая плита, величины соответствующих коэффициентов устойчивости выросли на 25,1%; 16% и 18,9%.

Области пластических деформаций претерпели существенные изменения. Если при Δ=0,01*h* и 0,02*h* области пластических деформаций (ОПД)

полностью охватывают верхнюю плиту и на концах нижней плиты они имеют незначительные размеры, то под нижней плитой имеется хорошо развития ОПД практически полукруглой, но меньшей по размеру, чем для однородной насыпи, формы. Вертикальный размер этой области пластических деформаций $\Delta z \approx 0{,}5h$, что способствует существенным осадкам насыпи в процессе ее эксплуатации.

В случае, когда $\Delta = 0{,}03h$, области пластических деформаций под нижней армирующей плитой и на ее концах практически исчезают, остается одна ОПД, охватывающая лишь верхнюю плиту.

Толщина этой области становится несколько больше, но это не уменьшает, как сказано выше, величины коэффициента запаса устойчивости насыпи.

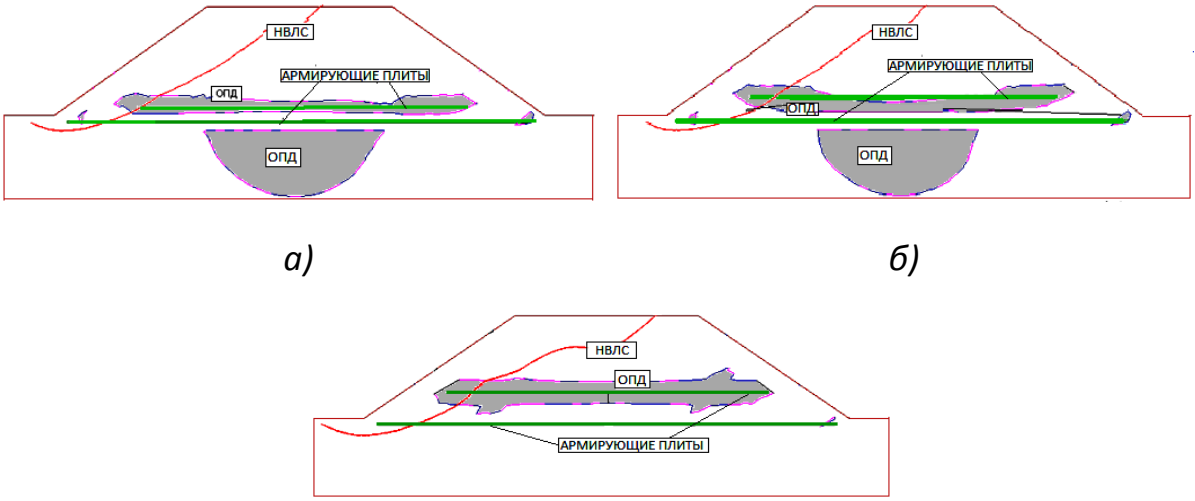


Рис. 3. Области пластических деформаций и наиболее вероятные линии скольжения в однородной грунтовой насыпи при устройстве в ее основании двух тонки армирующих плит толщиной $\delta = 0{,}01h$ на расстояниях по вертикали $0{,}01h$ (*а*), $0{,}02h$ (*б*) и $0{,}03h$ (*в*) друг от друга

Выводы.

Анализ результатов проведенных расчетов показывает, что использование тонких монолитных бетонных плит для армирования высоких грунтовых насыпей позволяет значительно повысит величину коэффициента устойчивости *К*. Это, в свою очередь, позволяет увеличить в случае необходимости либо высоту насыпи, либо полезную нагрузку. Используя этот прием, можно регулировать процесс образования и развития областей пластических деформаций в основании и теле насыпи, обеспечивая ее устойчивость при допустимых осадках. Целесообразность использования этой технологии в каждом конкретном случае необходимо оценивать на основе критериев технической и экономической эффективности. Возможность ути-

лизации твердых неорганических отходов, которые могут быть использованы в качестве инертного заполнителя бетона, делает высказанную идею привлекательной с точки зрения решения экологических проблем.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Зимин, М.Н.* Современный опыт строительства дорог на болотах / М. Н. Зимин // Автомобильные дороги, 2005, №5. — С. 54–55.

2. *Вялов, С.С.* Реологические основы механики грунтов / *С. С. Вялов*. – М.: Стройиздат, 1978. – 300 с.

3. СНиП 2.03.01-84* Основания зданий и сооружений. – М.: Стройиздат, 2000.

4. *Богомолов, А.Н.* Программа «Несущая способность» для ПЭВМ/ *А. Н. Богомолов, А. Н. Ушаков, А. В. Редин* // Информационный листок о научно-техническом достижении № 311-96, Волгоград, ЦНТИ, 1996.

5. *Богомолов, А.Н.* Расчет несущей способности оснований сооружений и устойчивости грунтовых массивов в упругопластической постановке / *А. Н. Богомолов.* – Пермь: ПГТУ. 1996. — 150 с.

6. *Цветков, В.К.* Расчет устойчивости откосов и склонов / В. К. Цветков. – Волгоград: Нижневолж. кн. изд-во, 1979. – 235 с.

7. *Богомолов, А.Н.* К вопросу о форме уплотненного грунтового ядра, образующегося в основании фундамента / *А. Н. Богомолов, О. А. Вихарева, Д. П. Торшин* // Вестник ОГАСА. – Одесса, 2001. – Вып. 4. — С. 232–237.

А.Н. Богомолов[1, 2], Ю.И. Олянский[1], О.А. Богомолова[1], Т.М. Тихонова[1], С.И. Шиян[1, 4], Р.Е. Донсков [1], В.В. Подтелков[1, 3], О.В. Ермаков[1]

ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА САРМАТСКИХ ГЛИН ЮЖНОЙ ОКРАИНЫ РУССКОЙ ПЛАТФОРМЫ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет[1],
Пермский национальный исследовательский политехнический университет[2],
Кубанский государственный аграрный университет[3],
Кубанский государственный университет[4]

На основе анализа экспериментальных данных и опубликованных результатов исследований сарматских глин южной окраины Русской платформы установлено, что основными факторами, определяющими различия в показателях состава и свойств сарматских глин Центрального Предкавказья и Северного Причерноморья являются: генетические – различная соленость Сарматского моря в его восточной и западной частях и зонально-климатические – различная степень увлажнения территории в после сарматское время.

Сарматские глины распространены в южной части Восточно-Европейской платформы и на прилегающих к ней более молодых геологических структурах и являются основанием для инженерных сооружений в

Молдове, Украине, РФ. Являясь структурно-неустойчивыми грунтами, сарматские глины при увеличении влажности изменяют свои строительные свойства вследствие диффузионного выщелачивания содержащихся в них солей, увлажнения и разуплотнения. Морские глины «a priori» считаются засоленными грунтами, так как накапливались в условиях повышенной солености морской воды. Изучением процессов выщелачивания и изменения инженерно-геологических свойств засоленных глин в нашей стране занимались различные исследователи в 60-х – 90-х годах прошлого столетия. Благодаря их работам было установлено, что при взаимодействии с пресной водой засоленные глины выщелачиваются, из них выносятся растворимые соли и происходят глубокие преобразования в ионно-солевом комплексе, сопровождаемые изменением прочностных свойств глин.

Теоретические положения формирования состава и физико-механических свойств *засоленных* глин и их изменение при выщелачивании на основе раскрытия и установления роли физико-химических процессов в системе поровая вода – порода, разрабатывались трудами многочисленных специалистов Москвы, Санкт-Петербурга, Ставрополя и других городов РФ. В настоящее время результаты этих исследований представлены в монографиях Р.И. Злочевской, И.М. Горьковой, Н.П. Затенацкой, Л.И. Кульчицкого, А.М. Монюшко и С.И. Пахомова и др.

Однако сарматские глины накапливались в условиях замкнутого морского бассейна при различной солености морской воды в его восточной и западной частях. На востоке образовались типично засоленные морские глины, а на западе в условиях пониженной солености морской воды накапливались морские не засоленные глины, содержащие менее 0,3% водорастворимых солей [1, 3, 7].

В настоящей статье дается сравнительная характеристика физико-механических свойств сарматских глин из двух регионов акватории древнего сарматского моря – Северного Причерноморья и Центрального предкавказья. Первый раполагается на месте бывшего Галицийского залива, а второй – Ставропольского пролива Сарматского моря. Изучены незасоленные сарматские глины распространенные в междуречье Прут-Днестр (первый регион) и на Ставропольской возвышенности (второй регион).

Физические свойства

Состояние и физические свойства сарматских глин на изученной территории характеризуются некоторой неоднородностью по площади и глубине залегания, что связано с условиями осадконакопления и последующего изменения состояния и свойств отложений под влиянием процессов диагенеза, эпигенеза и выветривания, а также с тектоническими условиями района.

Изучены следующие основные показатели, отражающие физические свойства глинистых пород: природная влажность W , влажность на пределе текучести W_L, влажность на пределе раскатывания W_p, число пластичности J_p, пористость n и коэффициент естественной уплотненности K_d. Обобщенные данные сарматских глин по Северному Причерноморью и Центральному Предкавказью приведены в табл. 1 и 2. Сравнительная характеристика этих двух регионов с использованием параметрических критериев Стьюдента t_p и Фишера F_p по некоторым показателям дана в табл. 3.

Таблица 1

Обобщенные показатели физических свойств сарматских глин Центрального Предкавказья

Показатели	Статистические характеристики						
	Кол-во определений N	Пределы колебаний	Среднее X	Стандартное отклонение S	Дисперсия S^2	Коэф. вариации V, %	Ошибка среднего арифмет. $\frac{S}{\sqrt{N}}$
Плотность ρ, г/см^3	103	1,23–2,34	1,74	0,062	0,0038	3,32	0,006
	23	1,36–2,17	1,89	0,052	0,0027	2,56	0,011
Природная влажность W , %	103	0,14–0,46	0,36	0,063	0,004	17,42	0,62
	23	0,21–0,37	0,33	0,052	0,0027	15,75	1,09
W_L	103	0,37–0,85	0,65	0,114	0,013	17,35	1,12
	22	0,41–0,86	0,67	0,110	0,012	16,26	2,33
W_p	103	0,11–0,57	0,35	0,078	0,006	21,76	0,77
	22	0,13–0,56	0,37	0,098	0,010	25,95	2,09
J_p	103	0,12–0,41	0,27	0,062	0,0038	22,58	0,61
	22	0,19–0,48	0,29	0,070	0,0049	23,41	1,48
Пористость n, %	69	39,1–58,5	50,5	4,1	16,81	8,12	0,4
	22	40,3–53,8	48,5	3,71	13,76	7,66	0,79
K_d	103	0,59–1,52	1,31	0,124	0,015	13,62	0,32
	22	0,42–1,48	1,08	0,118	0,014	11,35	0,18

Примечание: в числителе — для глин среднего сармата, в знаменателе — для глин нижнего сармата.

Таблица 2

Обобщенные показатели физических свойств сарматских глин Северного Причерноморья (по А.М. Монюшко и Ю.И. Олянскому)

Показатели	Статистические характеристики						
	Кол-во определений N	Пределы колебаний	Среднее X	Стандартное отклонение S	Дисперсия S^2	Коэф. вариации V, %	Ошибка среднего арифмет. $\frac{S}{\sqrt{N}}$
Плотность ρ, г/см^3	631	1,70–2,13	2,00	0,071	0,0050	3,54	0,003
	48	1,83–2,12	2,03	0,058	0,0034	2,87	0,009
Природная влажность W, %	631	0,14–0,45	0,23	0,038	0,0014	16,37	0,002
	48	0,18–0,39	0,24	0,028	0,0008	11,65	0,004
W_L	631	0,35–0,77	0,48	0,072	0,0052	14,99	0,003
	48	0,38–0,83	0,55	0,085	0,0072	15,51	0,014
W_p	631	0,17–0,42	0,24	0,036	0,0013	14,84	0,80
	48	0,2–0,37	0,27	0,041	0,0071	15,13	0,006
J_p	631	0,18–0,42	0,24	0,043	0,0018	17,74	0,002
	48	0,18–0,51	0,28	0,055	0,003	19,59	0,009
Пористость n, %	631	28,1–58,1	40,50	3,60	12,96	19,0	0,149
	48	33,8–51,6	40,2	2,826	7,986	7,03	0,453
K_d	631	0,56–1,42	1,04	0,13	0,0169	12,43	0,005
	48	0,5–1,44	1,11	0,113	0,0128	10,19	0,018

Примечание: в числителе — для глин среднего сармата, в знаменателе — для глин верхнего сармата.

Одной из главных характеристик физических свойств является природная влажность W. Она отражает степень дисперсности, минеральный состав, химические особенности, условия залегания глинистых пород, климатические особенности региона и др. В целом в пределах изученной территории природная влажность варьируется от 0,14 до 0,46 (Северное Причерноморье) 0,14–0,45 (Центральное Предкавказье). Среднее значение для Центрального Предкавказья составляет: 0,36 и 0,33 – для глин среднего и нижнего сармата соответственно; для Северного Причерноморья: 0,23 и 0,24 – для глин среднего и верхнего сармата соответственно.

Влажность предела текучести W_L, являясь интегральным показателем глинистости пород, степени дисперсности, минерального состава и ионно-солевого комплекса не зависит от условий залегания и физико-

географических условий региона. Изученные сарматские глины характеризуются значительной изменчивостью данного показателя: для глин Центрального Предкавказья 0,37–0,86, Северного Причерноморья 0,35–0,83. Среднее значение для Центрального Предкавказья составляют: 0,65 и 0,67 – для глин среднего и нижнего сармата соответственно; для Северного Причерноморья: 0,48 и 0,55 – для глин среднего и верхнего сармата соответственно.

Влажность предела раскатывания W_p для характеризуемых регионов так же существенно различается и составляет: для Центрального Предкавказья в среднем 0,35 и 0,37 для глин среднего и нижнего сармата соответственно; для Северного Причерноморья в среднем 0,24 и 0,27 для глин среднего и верхнего сармата соответственно. По числу пластичности J_p глины обеих регионов практически не различается. Этот показатель составляет в среднем 0,24–0,29.

Пористость n глинистых пород является одним из показателей степени ее уплотнения и зависит от ряда причин, таких, как условия осадконакопления и литогенеза, механический и минеральный состав осадков, влажность и др. Влияние всех этих факторов различно по абсолютной величине и часто противоположно знаку, вследствие чего очень трудно установить зависимость пористости от какого либо конкретного фактора, тем более, что картина сильно осложняется гравитационным уплотнением и выветриванием пород. Все изученные сарматские глины характеризуются широким интервалом изменения пористости: от 28,1 до 58,5%. Среднее значение для Центрального Предкавказья составляют: 50,5 и 48,5% — для глин среднего и нижнего сармата соответственно; для Северного Причерноморья 40,5 и 40,2% — для глин среднего и верхнего сармата соответственно.

Коэффициент естественной уплотненности K_d, характеризующий степень консолидации глинистого осадка, изменяется в обеих регионах в широком интервале: 0,42–1,52. Однако среднее его значение свидетельствует о том, что наибольшая степень консолидации у среднесарматских глин Северного Причерноморья (K_d равен 1,04), средняя – у нижнесарматских глин Центрального Предкавказья и верхнесарматских глин Северного Причерноморья (K_d равен 1,08 и 1,11 соответственно). Менее всего уплотнены глины среднего сармата из Центрального Предкавказья (K_d равен 1,31).

По степени уплотнения глинистые породы делятся на среднеуплотненные и сильноуплотненные при преобладании последних. Судя по значениям показателя уплотненности, приблизительно половина образцов сарматских глин характеризует пластичное состояние породы при средней степени уплотненности, другая же половина отражает переуплотнен-

ное (твердое и полутвердое) состояние отложений. Известно, что степень уплотнения осадка зависит от целого ряда фактора, таких как фациальные условия накопления и диагенеза, количество и соотношение минералов, колебания солености морского бассейна и др. Воздействие каждого из этих факторов различно, и преобладание влияние одного из них в процессе прогрессивного литогенеза может определить степень уплотнения осадка. Но даже в данном случае, как ранее уже отмечено А.М. Монюшко и другими, это влияние впоследствии может быть снивелировано процессами разуплотнения и выветривания.

Анализ сходимости показателей состояния и физических свойств сарматских глин краевых прогибов юга Русской платформы (табл. 3) свидетельствует о том, что наблюдается отчетливо выраженная изменчивость почти всех показателей. В восточной части региона на территории Центрального Предкавказья, где глинистые осадки накапливались в условиях повышенной вулканической активности Кавказского региона, образовались породы с повышенным содержанием солей, более высоким содержанием монтмориллонита, большой емкостью поглощения и преобладанием в обменном комплексе ионов Na^+ и K^+. Эти глинистые осадки после консолидации и превращения их в горную породу подвергались воздействию региональных климатических факторов: большому количеству атмосферных осадков и невысокой испаряемости.

Вследствие этого, сформировались высокопористые глины с большими показателями пластичности W_L и W_p, высокой влажностью W и небольшой плотностью ρ. В западной части региона на территории Северного Причерноморья накопление глинистого осадка в Сарматском море происходило в условиях периодического разбавления морских вод речным стоком с Русской платформы и невысокой вулканической активности горной страны Добруджа. Здесь накапливались менее засоленные глинистые осадки с меньшим содержанием монтмориллонита, а, следовательно, и меньшей емкостью поглощения. В обменном комплексе таких пород преобладают Ca^{+2} и Mg^{+2}. После консолидации осадка и превращения его в горную породу территория Северного Причерноморья оказалась в зоне недостаточного увлажнения. Вследствие этого сформировались низкопористые глины с пониженными показателями пластичности W_L и W_p, небольшой влажностью и высокой плотностью ρ.

Набухание

Способность дисперсных пород увеличивать объем при взаимодействии с водой или растворами под действием адсорбционных, осмотических или капиллярных сил является важнейшей их характеристикой. Набухание глинистых минералов с подвижной кристаллической решеткой, к которой относится монтмориллонит, может быть вызвано также проникновением воды в межпакетное пространство кристаллической решетки.

Важнейшими факторами набухания являются: минеральный и гранулометрический состав породы, состав обменных катионов, структура породы, характер ее внутренних связей и пористость, химический состав и концентрация воздействующего на породу водного раствора и условия соприкосновения породы с водным раствором. Основные показатели, характеризующие набухающие свойства пород: величина свободного набухания, влажность набухания и давление набухания.

Таблица 3

Проверка различия между выборочными совокупностями показателей физических свойств среднесарматских глин Центрального Предкавказья и Северного Причерноморья.

№ выб.	Показатели	Кол-во определений N	Среднее X, %	Дисперсия S^2	Значение параметрических критерий для пар выборок		
					1–2		
					t_p / F_p	t_α / F_α	Характер нулевой гипотезы
1	Плотность ρ, г/см^3	103	1,74	0,0038	2,12	1,98	–
2		631	2,00	0,0050	2,11	1,99	–
1	Природная влажность W	103	0,36	0,0040	27,01	1,99	–
2		631	0,23	0,0014	2,86	1,98	–
1	W_L	103	0,65	0,0060	55,89	1,99	+
2		631	0,48	0,0052	1,15	1,98	–
1	W_p	103	0,35	0,0130	18,90	1,99	–
2		631	0,24	0,0013	10,0	1,98	–
1	J_p	103	0,27	0,0038	42,13	1,99	–
2		631	0,24	0,0018	2,11	1,98	–
1	Пористость n, %	103	50,48	16,81	25,57	1,99	–
2		631	40,50	12,96	2,30	1,98	–
1	K_d	103	1,31	0,0150	31,18	1,99	–
2		631	1,04	0,0169	2,89	1,98	–

Примечания: номера выборок: 1 — средний сармат Центрального Предкавказья; 2 — средний сармат Северного Причерноморья; «+» — нулевая гипотеза доказана, выборки по данному показателю не различаются; «–» — нулевая гипотеза не доказана, выборки по данному показателю различаются.

Величина свободного набухания

Существуют различные методы определения набухания глин. Определение свободного набухания глинистых пород при взаимодействии с водой в Северном Причерноморье изучалось на приборе ПНГ-1. За критерий условной стабилизации деформации свободного набухания была принята (в соответствии с ГОСТ 24143-80) деформация не более 0,01 мм за 16 часов. Всего проанализировано свыше 480 показателей величины свободного набухания ε_{sw}. Исследовались образцы с ненарушенной структурой естественной влажности, увлажнение осуществлялось путем капиллярного насыщения их дистиллированной водой. При этом набухающая способность глин характеризуется увеличением объема образца в процентах к исходному объему. Результаты приведены в табл. 4 и 5.

Таблица 4

Обобщенные показатели набухаемости и пластической прочности сарматских глин Центрального Предкавказья

Показатели	Статистические характеристики						
	Кол-во определений N	Пределы колебаний	Среднее X	Стандартное отклонение S	Дисперсия S^2	Коэф. вариации V, %	Ошибка среднего арифмет. $\frac{S}{\sqrt{N}}$
Свободное набухание ε_{sw}	103	0,13–0,67	0,12	0,052	0,003	45,13	0,31
	22	0,02–0,32	0,26	0,036	0,001	41,2	0,51
Давление набухания $P_{sw} \cdot 10^5$ Па	103	0,03-6,75	0,36	0,31	0,004	238,46	0,02
	22	0,10–1,60	0,70	0,006	0,00004	8,57	0,0009
Пластическая прочность (до набухания) $P_m \cdot 10^5$ Па	103	4,5–49,8	5,14	3,54	12,53	68,87	0,2
	22	5,8–24,3	4,39	4,82	23,23	109,79	0,7
Пластическая прочность (после набухания) $P_m \cdot 10^5$ Па	103	0,6–12,3	1,40	0,56	0,31	40,0	0,03
	22	0,2–2,3	1,89	0,74	0,55	39,15	0,11

Примечания: а) в числителе — для глин среднего сармата, в знаменателе — для глин нижнего сармата; б) пластическая прочность охарактеризована по удельному сопротивлению пенетрации.

Таблица 5

Обобщенные показатели набухаемости и пластической прочности сарматских глин Северного Причерноморья (по А.М. Монюшко и Ю.И. Олянскому)

Показатели	Статистические характеристики						
	Кол-во определений N	Пределы колебаний	Среднее X	Стандартное отклонение S	Дисперсия S^2	Коэф. вариации V, %	Ошибка среднего арифмет. $\frac{S}{\sqrt{N}}$
Свободное набухание ε_{sw}	38	0,21–0,32	0,33	0,083	0,007	45,31	0,015
	321	0,03–0,39	0,20	0,060	0,004	56,79	0,003
Давление набухания $P_{sw} \cdot 10^5$ Па	28	1,25–5,00	4,21	2,689	7,231	63,93	0,573
	22	0,50–4,00	1,99	0,923	0,852	46,45	0,218
Пластическая прочность (до набухания) $P_m \cdot 10^5$ Па	27	1,80–12,8	4,92	1,619	2,621	32,85	0,353
	19	1,60–7,04	4,45	1,712	0,013	38,45	0,428
Пластическая прочность (после набухания) $P_m \cdot 10^5$ Па	27	0,10–1,10	0,21	0,113	2,931	53,91	0,025
	19	0,20–1,50	0,58	0,389	0,151	66,88	0,097

Примечания: а) в числителе — для глин среднего сармата, в знаменателе — для глин нижнего сармата; б) пластическая прочность охарактеризована по удельному сопротивлению пенетрации.

Подавляющее количество изученных образцов Северного Причерноморья и Центрального Предкавказья являются набухающими. Для разделения сарматских глин по степени набухания была использована классификация Е.А. Сорочана (1968): ненабухающие — < 4%, слабонабухающие — 4–8%, средне-набухающие — 8–12%, сильнонабухающие — >12%. Величина свободного набухания в Северном Причерноморье изменяется от 0,03 до 0,39, при влажности набухания — 0,18–0,57, в Центральном Предкавказье при влажности набухания 0,20–0,50, свободное набухание составляет от 0,02 до 0,67. Это свидетельствует о том, что сарматские глины имеют различную степень набухания: от слабо набухающих до сильно набухающих. Отдельные образцы двух регионов показали величину свободного

набухания менее 0,04.

Наиболее часто для Центрального Предкавказья встречаются образцы со значением величины свободного набухания 0,02–0,18, а среди невыветрелых пород значения показателя, находятся в интервале 0,32–0,36%. В Северном Причерноморье глины среднего сармата преобладают средненабухающие, а верхнего сармата — сильно набухающие разновидности.

Результаты исследования природы набухания глинистых пород позволили установить, что на величину набухания активно влияют гидрофильность глинистых минералов, определяемая теплотой смачивания и удельной эффективной поверхностью, форма и характер строения, природа адсорбированного катиона и степень их кристалличности (степень совершенства кристаллической решетки глинистых минералов). Исследованиями В.И. Осипова выявлена роль структурных связей в процессе набухания. В зависимости от них, силы притяжения между глинистыми частицами на контактах могут превышать расклинивающее давление воды или быть меньше его. В первом случае набухания не происходит — расклинивающее действие полностью компенсируется силами притяжения, а во втором — система стремится прийти в равновесное состояние путем увеличения расстояния между частицами. В связи с этим, были рассмотрены основные закономерности набухания сарматских глин с различным типом структурных связей.

Наиболее набухающими являются верхнесарматсике глины Северного Причерноморья. Колебание величины свободного набухания составляет 0,21–0,32 (среднее 0,33). Эти глины характеризуются наибольшей (в регионе) дисперсностью и повышенным содержанием монтмориллонита в глинистой фракции. Наименее набухающими являются глины среднего сармата из Центрального Предкавказья, как залегающие на поверхности и подвергающиеся интенсивному воздействию атмосферных осадков зоны избыточного увлажнения и подвергающиеся значительной агрегации. Величина свободного набухания других сарматских глин региона достаточно близкая, при средних значениях ε_{sw} 0,20–0,26.

На примере выборок сарматских глин Северного Причерноморья, состоящей из 34 показателей, был построен точечный график зависимости величины свободного набухания от коэффициента агрегированности. Полученный характер зависимости, изображенный на рис. 1 свидетельствует о наличии достаточно выраженной обратной связи между данными показателями. При значениях коэффициента агрегированности близких к 1, (что соответствует преобладанию в породе пластифицированно-коагуляционного типа структурных связей) величина свободного набухания изменяется в интервале от 0,008 до 0,32 и определяется химическими особенностями, минеральным составом и состоянием породы. При коэффициенте агрегированности более 1 роль водонеустойчивых структурных связей в породе понижается. При значениях равных от 3 до 5 (смешанный коагуляционно-цементационный тип структурных связей) расклинивающее действие воды частично компенсируется силами притяжения, обу-

словленными структурным сцеплением химической природы (цементационными контактами), величина свободного набухания уменьшается и для данной выборки не превышает значения равного 0,10.

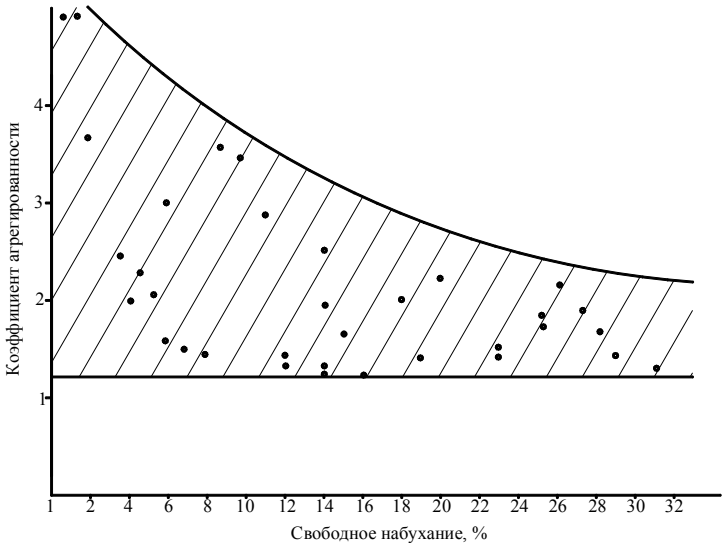


Рис. 1 Зависимость величины свободного набухания
от коэффициента агрегированности для Северного Причерноморья

Зависимость набухания от содержания в глине обменного натрия изучалась на примере образцов сарматских глин из Центрального Предкавказья. На рис. 2 видна четкая зависимость набухания от количества поглощенного натрия, который содержат сарматские глины в природных условиях. Проявление зависимости, становится более убедительной, если учесть все факторы, влияющие на набухание.

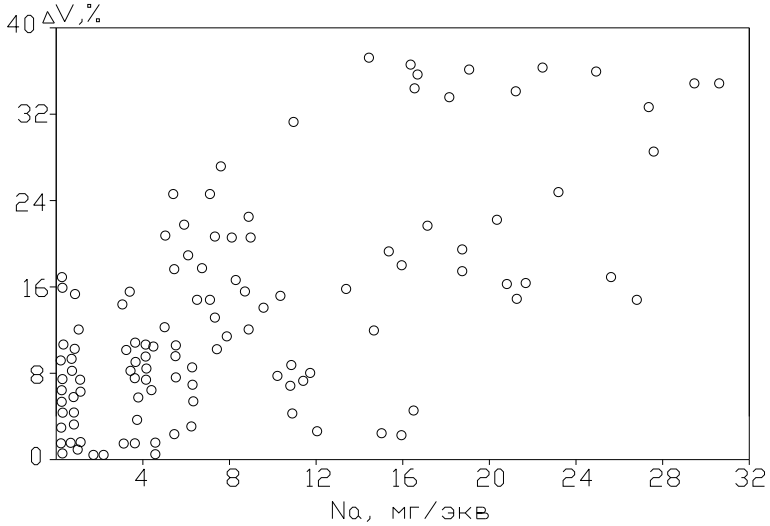


Рис. 2. Зависимость величины свободного набухания
сарматских глин Центрального Предкавказья
от природного содержания обменного натрия [3]

Еще одним важнейшим показателем, определяющим способность глин к набуханию, является: содержание монтмориллонита в глинистой фракции и общее содержание глинистых частиц в породе. В связи с этим, на примере сарматских глин Северного Причерноморья было проанализировано влияние данных показателей на набухание с различным типом структурных связей (табл. 6). Дополнительно рассчитан третий показатель, характеризующий общее содержание монтмориллонита в породе. Корреляция величины свободного набухания с тремя указанными характеристиками (нулевая гипотеза оправдана при доверительной вероятности α =0,05) существует в 8 выборках из 9. Наилучшая корреляция наблюдается с содержанием монтмориллонита в глинистой фракции (r = 0,73) и общим содержанием в породе монтмориллонита (r = 0,60). Зависимость между показателями аппроксимируется прямыми. Характерно, что для общей выборки, включающей образцы глин с обеими типами структурных связей, связь между показателями сохраняется. Это свидетельствует о допустимости прогнозирования набухания по данных показателям без учета структурных особенностей породы. Наиболее пригодным для этой цели является показатель содержания монтмориллонита в глинистой фракции.

Таблица 6

Значения коэффициентов корреляции величины свободного набухания сарматских глин с некоторыми показателями минерального и гранулометрического состава для глин Северного Причерноморья

Тип структурных связей	Пластифицированно-коагуляционный	Смешанный коагуляционно-цементационный	Пластифицированно-коагуляционный и смешанный
Содержание монтмориллонита в глинистой фракции,%	0,45 / 13	0,91 / 19	0,73 / 32
Общее содержание глинистых частиц в породе, %	0,54 / 19	0,07 / 20	0,32 / 39
Общее содержание монтмориллонита в породе, %	0,37 / 14	0,66 / 19	0,60 / 33

Примечание: в числителе — коэффициент корреляции, в знаменателе — количество образцов

Кинетика набухания. Кинетические особенности набухания глинистых пород описывают развитие процесса набухания во времени, и, как следует из результатов исследований многочисленных авторов, опреде-

ляются в значительной степени, при прочих равных условиях (дисперсности, характера структурных связей, состояния и др.), химико-минералогической характеристикой — содержанием в обменном комплексе ионов Ca^{+2} и Na^{+2} и монтмориллонита в глинистой фракции.

При описании кинетики набухания нами используется понятие степени свободного набухания, равное отношению величины свободного набухания в данный момент времени к полной величине свободного набухания образца. Целесообразность введения такого понятия объясняется характером процесса свободного набухания — большой интенсивностью в начале замачивания и постепенным уменьшением скорости деформации во времени. В результате этого представляет определенную трудность установление времени полного завершения деформации набухания.

Кинетические особенности характерных образцов Северного Причерноморья для описываемых глинистых пород показывает, что содержание большого количество Ca^{+2} в обменном комплексе и монтмориллонита в глинистой фракции ведет к более интенсивному набуханию. Из опыта было видно, что 90% деформации достигается уже в среднем через 1 час, а через 1 сут. она полностью завершается. С уменьшением содержания Ca^{+2} в обменном комплексе в 1,5–2,5 раза**,** наблюдается выполаживание кривой набухания уже в начале замачивания. Кинетика набухания для Центрального Предкавказья показывает, что в основном для всех образцов набухание заканчивается в течение 18 суток. При этом образцы сильно набухали в течение 1–2 суток, а затем продолжали увеличиваться в объеме незначительно. Были образцы, которые набухали за 4 дня, а другие за 35 суток.

Для определения давления набухания в Северном Причерноморье использовался метод «арретирного хода» и прямой динамометрической зависимости. В Центральном Предкавказье была применена методика и прибор (ДН-2), разработанный в ПНИИИСе В.Ф. Чепик и А.Н. Воскресенким. В данном приборе применяется жесткий оптический динамометр (стеклянная призма), который препятствует увеличению образца в опыте. Прибор позволяет регистрировать во времени усилия от нескольких граммов до пятнадцати килограммов на квадратный сантиметр.

Результаты определения давления набухания для характеризуемых регионов приведены в табл. 4 и 5. Анализ данных показывает, что давление набухания сарматских глин из Центрального Предкавказья значительно меньше давления набухания глин Северного Причерноморья. Для первых срдение его значения составляют $(0{,}36,\ 0{,}70)\cdot 10^5$ Па – для средне и нижнесарматских глин соответственно. Для вторых средние значения равны $(4{,}21,\ 1{,}99)\cdot 10^5$ Па – для глин верхнего и среднего сармата.

Давление набухания является сложным показателем степени набухаемости и зависит от многих показателей состава и свойств глин. Далеко не последнюю роль здесь играют структурные связи между грунтовыми эле-

ментами. В целом можно утверждать, что более агрегированные глины характеризуются меньшим значением давления набухания, чем менее агрегированные. В связи с этим, данные об агрегированности сарматских глин обеих регионов [1] хорошо объясняют выявленную региональную изменчивость давления набухания сарматских глин: более агрегированные глины Центрального Предкавказья характеризуются меньшим давлением набухания, чем менее агрегированные глины Северного Причерноморья.

Зависимость давления набухания от величины свободного набухания для Северного Причерноморья изучалась по результатам 150 определений давления набухания и такое же количество параллельных определений величины свободного набухания. Была установлена прямолинейная зависимость с коэффициентом корреляции r = 0,92, которая говорит о тесной связи между исследуемыми параметрами. При этом прогнозное уравнение имеет следующий вид:

$$P_{sw} = 17{,}44;\ \varepsilon_{sw} = 0{,}23;\ N = 144;\ r = 0{,}92;\ t_{\alpha=0{,}05} = 0{,}16.$$

На этом же рис. 3 нанесена кривая зависимости давления набухания для сарматских глин Центрального Предкавказья. Результаты свидетельствуют о том, что при одинаковых значениях величины свободного набухания глин из Северного Причерноморья всегда выше (в среднем на 30%), что находит свое объяснение в составе, состоянии и физических свойствах глин из обоих регионов.

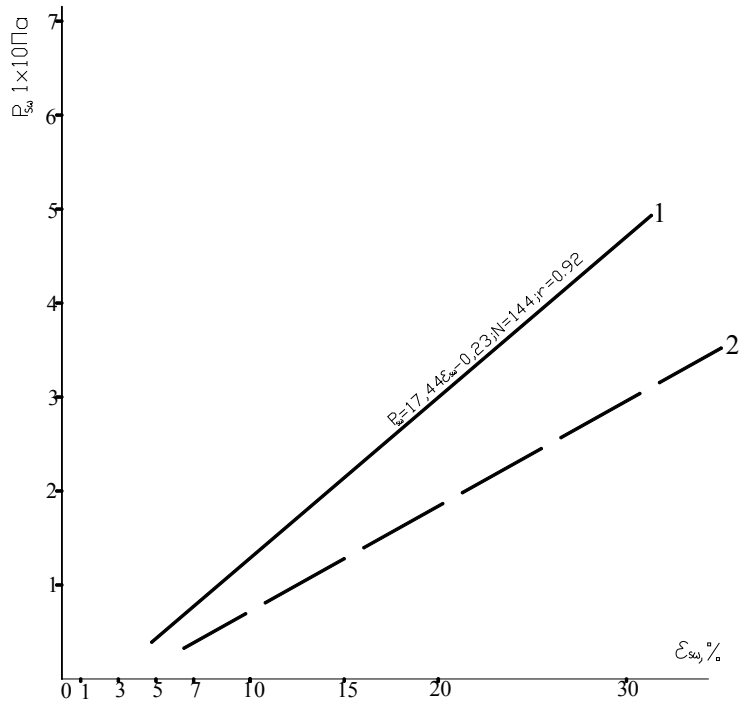


Рис. 3. Зависимость давления набухания P_{sw} сарматских глин от свободного набухания ε_{sw}:
1 — Северное Причерноморье; 2 — Центральное Предкавказье

Циклическое набухание и усадка. Сарматские глины рассматриваемой территории обнажаются на поверхности, либо залегают на небольшой глубине и находятся в условиях переменного влажностного режима и испытывают циклическое набухание и усадку, что приводит к изменению их свойств и состояния. Наиболее часто циклическое набухание испытывают глины на склонах, на дне котлована, а также в бортах карьеров и выемок.

Циклическое набухание было охарактеризовано по данным В.М. Вовк и О.П. Богдевич [2]. Для исследования циклического набухания использовалась методика, предусматривающая определение показателей набухаемости на грунтах природного и нарушенного сложения путем их разового замачивания. Исследования показали, что кинетика и величина максимальной набухаемости при циклическом увлажнении – высушивании глинистых грунтов зависит от их генезиса, возраста, степени литификации, а также состава и структуры.

Изучение набухаемости образцов грунта проводили по методике свободного набухания в приборах Васильева при комнатной температуре 20–25°С. Испытания выполнялись по схеме набухания-усадка-набухание. Опыт начинался с увлажнением образцов естественной влажности. После завершения набухания образцы высушивались на воздухе до стабилизации усадочных деформаций, после чего опыт переходил на второй цикл, и проводилось новое увлажнение. Набухаемость глин проводилось не менее чем на 5–7 пробах, отобранных на одном монолите, который вырезался в направлении перпендикулярном слоистости. После усреднения полученных данных по взятым пробам величина свободной набухаемости для каждого цикла увлажнения рассчитывалась по формуле:

$$\varepsilon_{s\omega}^{n} = \frac{V_{s\omega}^{n} - V_0}{V_0} \cdot 100\%,$$

где $\varepsilon_{s\omega}^{n}$ — относительная набухаемость для *n*–цикла в %, $V_{s\omega}^{n}$ — объем образца после *n*–цикла увлажнения, V_0 — объем исходного образца перед началом опыта.

Для оценки изменения прочности при циклическом набухании-усадке используется конический пластомер Ребиндера с углом при вершине 30°.

По данным исследований было выявлено, что переменное увлажнение – высушивание (распространенный в природных условиях процесс) вызывает приращение набухаемости глин до 45–60%, по сравнению с разовым замачиванием. При этом происходит дополнительное снижение прочности грунтов, достигающих значение P_m = 0,003–0,005 МПа.

Кинетика набухания агрегированных балтских и среднесарматских глин в циклах увлажнения-высушивания характеризуется резким скачком объемных деформаций на первых циклах, что, вероятно, связано с ролью защемленного воздуха. Максимальная разуплотняемость и разупрочняемость этих глин достигается после 3–5 циклов набухания-усадки (рис. 4).

После 7–8 циклов увлажнения — высушивания грунт переходит в равновесное динамическое состояние, которому соответствует минимальное значение внутренней энергии грунта и максимальное содержание связанной воды. Максимальная набухаемость зависит от исходного состава глинистого грунта и не связана с его исходной плотностью и влажностью.

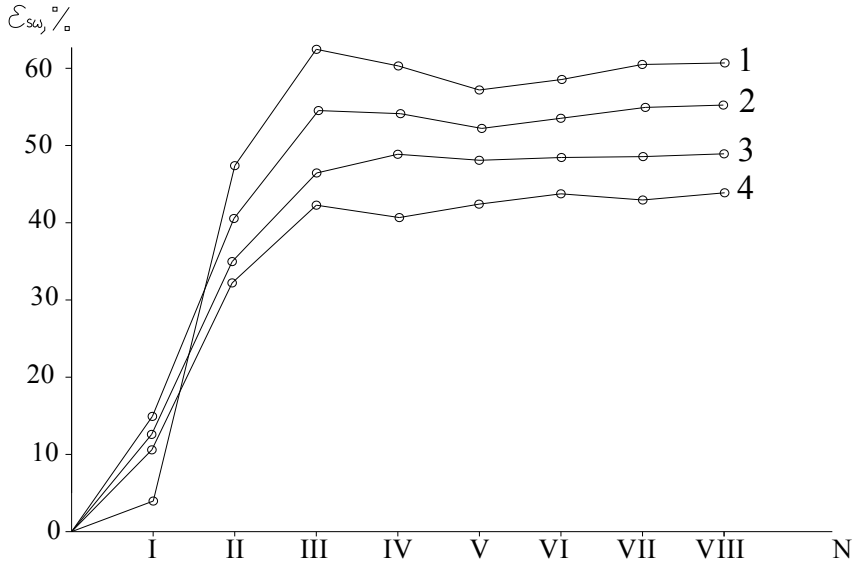


Рис. 4. Зависимость набухаемости глин $\varepsilon_{s\omega}$
от количества циклов увлажнения – высушивания *N* [2]:
1 — глина балтской свиты; 2 — глина среднего сармата;
3 — глина кагульской свиты; 4 — глина среднего сармата

Механические свойства

Пластическая прочность. Существует два способа определения прочности грунтов. Первый – методом испытания грунтов на срез (сдвиг), второй – методом задавливания в грунт специального конуса, он носит название пластической прочности. Сдвиговой метод нашел свое широкое применение в практике проектирования оснований и фундаментов. Его показатели: удельное сцепление и угол внутреннего трения являются расчетными характеристиками грунта, т.е. входят в расчетные формулы. Второй метод более широко используется в научных целях, т.к. позволяет оценить прочность очень маленьких образцов грунта, а так же прочность грунта в различных прогнозируемых состояниях.

Изучение пластической прочности в Северном Причерноморье осуществлялась при помощи конического пластомера П.А. Ребиндера конусом с углом при вершине, равным 30°. В качестве показателя пластической прочности было использовано удельное сопротивление пенетрации, определяемое по формуле:

$$P_m = \frac{P}{h^2},$$

где h – глубина погружения конуса от нагрузки P.

Данные по удельному сопротивлению пенетрации сарматских глин приведены в табл. 4 и 5. Удельное сопротивление пенетрации P_m Центрального Предкавказья в среднем (5,14 и 4,39)·10^5Па – для среднесарматских и нижнесарматских глин соответственно. Для Северного Причерноморья в среднем (4,92 и 4,45)·10^5Па – для верхнесарматских и среднесарматских глин соответственно. После набухания образцов удельное сопротивление пенетрации уменьшается до значений (0,21 и 0,58)·10^5Па — для глин Северного Причерноморья и (1,40 и 1,89)·10^5Па — для глин Центрального Предкавказья.

Таким образом, вследствие набухания и разупрочнения глинистых пород пластическая прочность уменьшилась в среднем в 2,5 раза – для глин Центрального Предкавказья и в 8–23 раза для глин Северного Причерноморья. Факт несколько неожиданный, т.к. в природном состоянии глины значительно различаются по основным показателям, формирующим их прочность: по влажности, пористости и плотности. Следовало бы ожидать, что удельное сопротивление пенетрации глин из Центрального Предкавказья в природном состоянии будет значительно меньше, чем из глин Северного Причерноморья. Однако этого не произошло, и причина этому — в более высокой агрегированности глин Центрального Предкавказья. Окончательно подтверждается эта мысль значениями удельного сопротивления пенетрации разбухшего грунта. Менее агрегированная глина из Северного Причерноморья деградировала по показателю прочности гораздо больше, чем более агрегированная глина из Центрального Предкавказья.

Прочность на срез. Сдвиговые испытания выполнялись по схеме консолидированного среза в состоянии природной влажности и неконсолидированного среза по подготовленной смоченной поверхности, результаты приведены в табл. 7 и 8.

Величина удельного сцепления с сарматских глин на территории Центрального Предкавказья в состоянии природной влажности составляет (0,08–0,94)·10^5 Па (среднее 0,5·10^5 Па), угол внутреннего трения 7–52 град. (среднее 30,5 град). Показатели прочности глин Северного Причерноморья составляют: удельное сцепление в среднем (1,39 и 1,34)·10^5 Па — для глин верхнего и среднего сармата соответственно; угол внутреннего трения ф в среднем (9,4° и 20,3°) для глин верхнего и среднего сармата соответственно. Таким образом, можно говорить о том, что по прочности на сдвиг глины из обоих регионов существенно различаются, т.к. удельное сцепление глин из Северного Причерноморья почти в 1,5 раза больше, чем у глин из Центрального Предкавказья, а угол внутреннего трения у вторых в 1,5–2,5 раза больше, чем у глин Северного Причерноморья.

Общая и остаточная прочность. Сарматские отложения практически повсеместно распространены на территории Северного Причерноморья в

пределах междуречья Прут-Днестр. В центральной части междуречья ими сложены «эрозионные» горы – Кодры, испытывающие воздымание со скоростью 6 мм в год и более. Непосредственно на склонах Кодр обнажаются среднесарматские глины, показатели физических свойств которых следующие (средние значения): W — 0,23; W_L — 0,48; J_P — 0,24; n — 40,5%; ρ_0 — 2,0 г/см^3; K_d — 1,04; J_L — -0,01 [3].

Оползневые процессы являются основной инженерно-геологической проблемой для строительства и сельскохозяйственного освоения региона. В данном регионе расположены крупные города: Кишинев, Оргеев, Калараш и др., застройка которых зачастую существенно осложняется неустойчивостью склонов. Проблема оползней наиболее остро стала в 60-х годах, прошлого столетия с началом массовой застройки городов и сел республики. В это время Т.А. Тимофеевой, В.Н. Полкановым, А.Т. Леваднюком, С.С. Орловым и др. было установлено, что многие склоны, сложенные песчано-глинистыми, глинистыми и оползневыми накоплениями сармата при крутизне 5 град становятся оползнеопасными, наиболее же опасными являются склоны крутизной 6–8 град. Дальнейшее увеличение крутизны (выше 12 град.) уже не оказывает влияние на интенсивность развития оползневого процесса. Авторы изучали прочность древнеоползневых накоплений в условиях их водонасыщения и набухания и получили следующие данные: φ — 0–4 град.; с — 0,023–0,027 МПа.

Таблица 7

Обобщенные показатели механических свойств сарматских глин Центрального Предкавказья

Показатели		Статистические характеристики						
		Кол-во определений N	Пределы колебаний	Среднее X	Стандартное отклонение S	Дисперсия S^2	Коэф. вариации V, %	Ошибка среднего арифмет. $\frac{S}{\sqrt{N}}$
Удельное сцепление с·10^5 Па	а	6	0,08–0,94	0,50	1,03	1,06	20,6	2,28
	б	6	0,06–0,65	0,25	0,54	0,29	2,16	1,02
Угол внутреннего трения φ, град	а	6	6,5–52,0	30,5	61,50	10,40	20,4	136,3
	б	6	16–31,5	25,1	49,25	6,10	18,2	109,4

Примечания: а) консолидированный срез образцов природного сложения и влажности; б) консолидированный срез образцов по подготовленной смоченной поверхности.

Таблица 8

Обобщенные показатели механических свойств сарматских глин Северного Причерноморья (по А. М. Монюшко и Ю.И. Олянскому)

Показатели	Статистические характеристики						
	Кол-во опре-деле-ний N	Пределы колеба-ний	Сред нее X	Стан-дартное отклоне-ние S	Дис-персия S^2	Коэф. вариа-ции V, %	Ошибка среднего ариф-мет. $\frac{S}{\sqrt{N}}$
Удельное Сцепление $c \cdot 10^5$ Па	18	0,72–4,78	1,39	0,396	0,157	28,55	0,110
	262	0,28–4,0	1,34	0,540	0,290	40,55	0,030
Угол внутреннего трения φ, град	18	0–32	9,4	7,894	62,315	83,66	2,189
	262	2–55	20,3	11,200	125,43	53,81	0,690

Примечания: а) в числителе — для глин верхнего сармата, в знаменателе — для глин среднего сармата; б) показатели прочности определены методом консолидированного среза для образцов природного сложения и влажности.

В 70-х годах влияние состава и свойств среднесарматских глин двух типов накоплений на развитие оползневых процессов в Центральной Молдавии изучали сотрудники ПНИИИСа Л.А. Аносова и Г.И. Клинова. Полученные ими значения показателей прочности высокодисперсных среднесарматских глин в коренном залегании и в смещенных блоках составили: φ — 3–15 град; c — 0–0,035 МПа; высокодисперсных глин современных оползней-потоков: φ — 4–11 град; c — 0,01–0,03 МПа. Для песчаных глин в коренном залегании и в смещенных блоках: φ — 8–31 град; c — 0–0,045 МПа; песчаных глин в современных оползнях-потоках: φ — 17–23 град.; c — 0,01–0,005 МПа. Данные получены по результатам испытаний образцов методом неконсолидированного среза по подготовленной увлажненной поверхности. Такие результаты в целом хорошо коррелируют с аналогичными исследованиями других глин из района Северного Предкавказья.

В 90-х годах комплексные исследования сарматских глин проводили сотрудники Института геофизики и геологии АН Молдовы. Выполненные исследования позволили детализировать проблему определения прочности сарматских глин посредством применения современных научных методов и приборов. Показатели прочности среднесарматских глин, полу-

ченные по результатам испытаний методом консолидированного среза образцов природной влажности следующие: φ — 2–55 град; среднее – 20,3 град; *c* — 0,028–0,40, среднее 0,134 МПа.

Среднесарматские глины из Северного Причерноморья характеризуются наличием преимущественно коагуляционных и смешанных контактов между грунтовыми частицами при минимальном количестве «точечных» (по классификации В.И. Осипова) – придающих породе значительную прочность. Суммарная прочность глинистых пород, определяемая наличием коагуляционных и цементационных контактов между грунтовыми частицами, носит название пиковой или максимальной и, как отмечалось выше, является сложной результирующей величиной, определяемой взаимодействием различных физико-механических, минералогических и структурных факторов. Эти значения прочности используются в практике проектирования инженерных сооружений на глинистых грунтах и приведены в табл. 7 и 8.

Для оценки устойчивости оползневых склонов, сложенных глинистыми породами, в которых прослеживаются старые поверхности смещения и трещиноватость, целесообразно использовать параметры остаточной или минимальной прочности, определяемой методом повторного сдвига по подготовленной поверхности, что моделирует смещение пород в массиве по трещинам или старым поверхностям скольжения и весьма актуально для среднесарматских глин. Эти значения для сарматских глин Центрального Предкавказья приведены в табл. 7 и составляют: удельное сцепление: $0{,}25 \cdot 10^5$ Па, угол внутреннего трения: 25,1 град.

Остаточная прочность, в определенной мере, может быть отнесена за счет коагуляционных структурных связей и обусловливается указанными выше факторами. Так для выборки сарматских глин с пластифицировано-коагуляционным типом структурных связей, (по классификации И.М. Горьковой) нормативное значение общего сцепления составило 0,120 МПа, а для другой, аналогичной по объему с близкими значениями физических и химико-минералогических характеристик, но со смешанным коагуляционно-цементационным типом структурных связей, нормативное значение общего сцепления составило 0,165 МПа. Остаточное же сцепление, определенное повторным сдвигом, для обеих выборок одинаковое и составляет 0,029 МПа, т.е. у сарматских глин из Северного Причерноморья остаточная прочность (по удельному сцеплению) составляет около 20–25% от общей, а у глин Центрального Предкавказья она увеличивается до 50% — по удельному сцеплению и до 80% — по углу внутреннего трения.

Изучалась зависимость остаточной прочности сарматских глин от такого комплексного показателя, отражающего химико-минералогическую характеристику и степень дисперсности пород как число пластичности Jp. Зависимость между остаточным углом внутреннего трения и числом пла-

стичности аппроксимируется прямолинейной функцией с коэффициентом корреляции r = 0,77 (рис. 5). Прогноз угла внутреннего трения при расчете оползней скольжения может осуществляться по следующему регрессионному уравнению:

$$\varphi_{(град)} = 33,69 - 44,07\sqrt{J_р}\ .$$

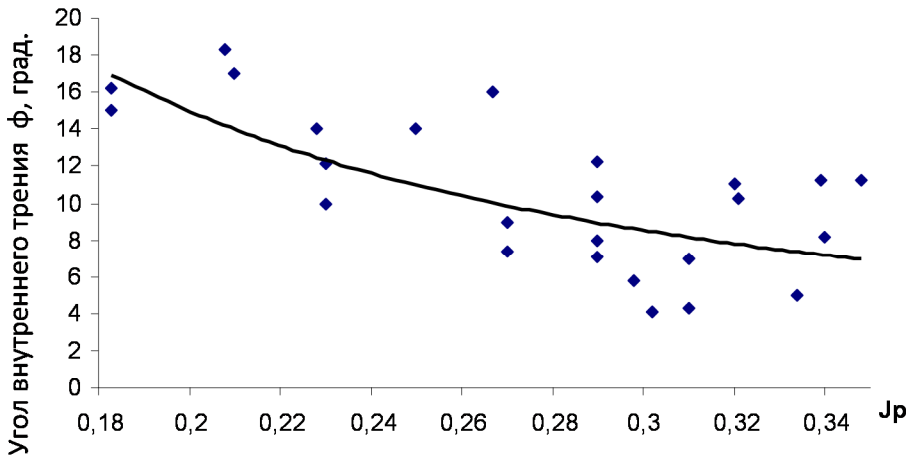


Рис. 5. Зависимость остаточного угла внутреннего трения φ сарматских глин при увлажнении поверхности от числа пластичности J_P

Попытка установить корреляционную зависимость остаточного сцепления с числом пластичности не дала положительных результатов, т.к. на величину сцепления, помимо дисперсности и минерального состава, большое влияние оказывает консистенция и плотность. Таким образом, при одновременном влиянии многих факторов метод парной корреляции зависимости не выявил.

Результаты исследования остаточной прочности сарматских глин в ПНИИИСе показали хорошую сходимость с нашими данными. Так по их исследованиям минимальное значение остаточного угла внутреннего трения равное 7 град (по увлажненной подготовленной поверхности) соответствует числу пластичности J_P = 0,32–0,36, что совпадает с нашими результатами.

Разность $c_{об} - c_{ост}$ может служить косвенной характеристикой структурной связности породы. Такой же характеристикой является и показатель $Pm_1 - Pm_2$, где Pm_1 — удельное сопротивление пенетрации образца глины природного сложения и влажности; Pm_2 — то же образца глины после свободного набухания. Изучалась зависимость между указанными параметрами для сарматских глин с двумя типами структурных связей: пластифицированно-коагуляционными и смешанными коагуляционно-

цементационными (рис. 6) получено следующее регрессионное уравнение:

$$J = 0{,}313x^2 + 1{,}610x + 2{,}078 \text{ (кг/см}^2\text{)},$$

где $J = Pm_1 - Pm_2$; x $c_{об} - c_{ост}$.

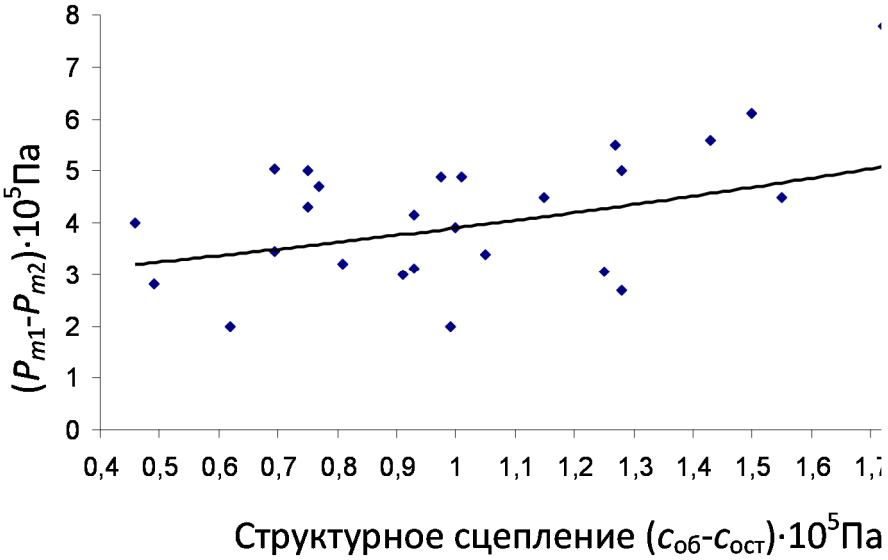


Рис. 6. Зависимость разупрочнения сарматских глин при свободном набухании ($Pm_1 - Pm_2$) от структурного сцепления ($c_{об} - c_{ост}$)

Определяющее влияние на расчет устойчивости оползневых склонов оказывает не используемый метод расчета коэффициентов устойчивости (даже самый сложный из них), а точность и представительность используемых значений показателей прочности глинистого грунта. Широко применяемый в Молдове метод определения значений φ и с оползневых пород заключается в выполнении обратных расчетов коэффициента устойчивости на действующих оползнях. Для решения уравнения, состоящего из 2-х неизвестных φ и *c* (при коэффициенте устойчивости $K_{уст}$ = 1) значение φ можно принимать по вышеприведенному регрессионному уравнению.

Реологическая характеристика. В результате выветривания глинистые породы активно разрушаются и часто образуют плащевидные скопления бесструктурных пород на склонах. С ростом влажности и величины действующих напряжений в скопившихся массах возникают оползневые явления, которые часто можно наблюдать в природных условиях на склонах, сложенных сарматскими глинами. Исследование реологических свойств глинистых пород с нарушенной структурой позволяет прогнозировать их способность к образованию оползней при увлажнении.

Исследования сарматских глин обоих регионов осуществлялись в лаборатории на ротационном вискозиметре Воларовича (РВ-8) по методу установления изменения скорости деформации и эффективной вязкости с

ростом действующего напряжения сдвига на образцах нарушенного сложения (пастах) с максимальным размером агрегатов равным 1 мм при влажности, соответствующей пределу текучести.

Для изученных глин были получены реологические кривые $d\varepsilon|d\tau = f(P)$, значения условного статического предела, текучести P_{K-1}, условно-динамического предела текучести P_{K-2} и предела прочности P_m. Кроме того, получены кривые изменения эффективной вязкости в зависимости от изменения напряжения сдвига $\eta = f(P)$, определены значения вязкости близ условного предела текучести $\eta_{P_{K-1}}$, и наименьшей вязкости нарушений структуры η_m. Вискозиметр позволил получить обратную ветвь реологической кривой – ветвь восстановления вязкости (структуры) по мере уменьшения действующего напряжения.

Анализ показателей реологических свойств (табл. 9) кривых был сделан на образцах сарматских глин Северного Причерноморья и Центрального Предкавказья. Он показал, что все изученные глины относятся к различным типам по реологическому поведению (по классификации И.М. Горьковой). Основными являются: структурно-вязкие, тиксотронные бингамовские, пластичные шведовские и эластично-пластично-вязкие.

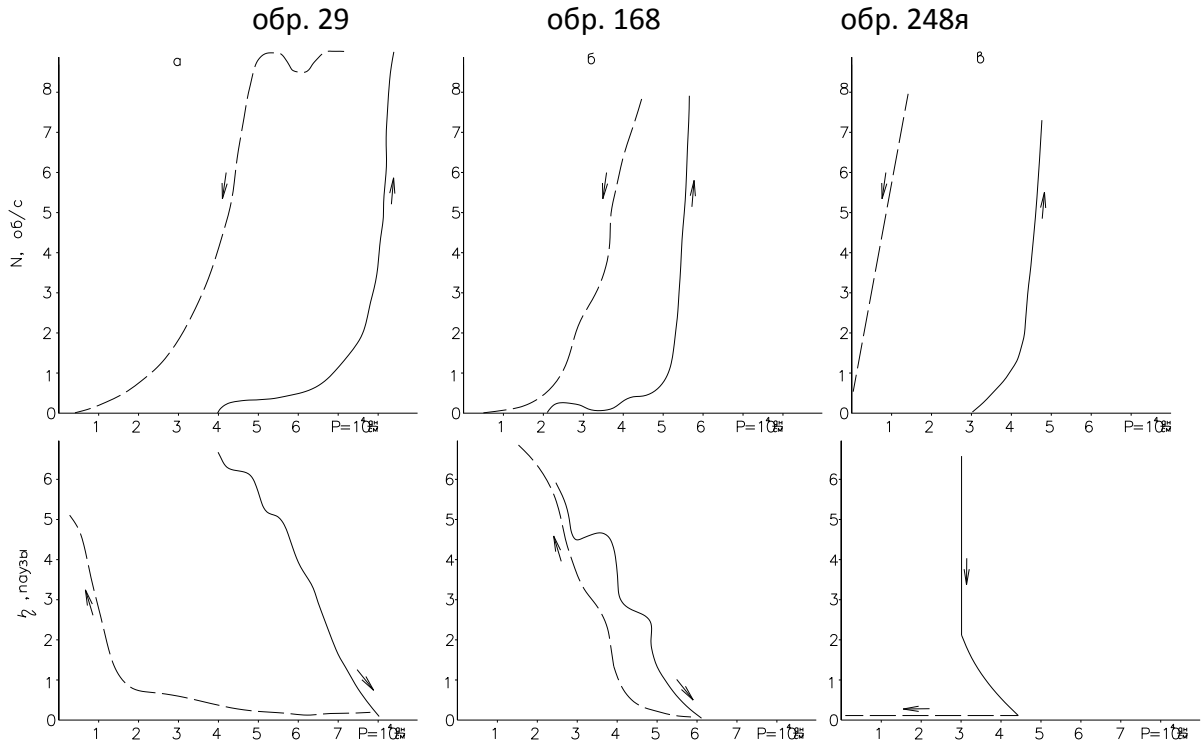
Таблица 9

Основные характеристики показателей реологических свойств сарматских глин Северного Причерноморья и Центрального Предкавказья

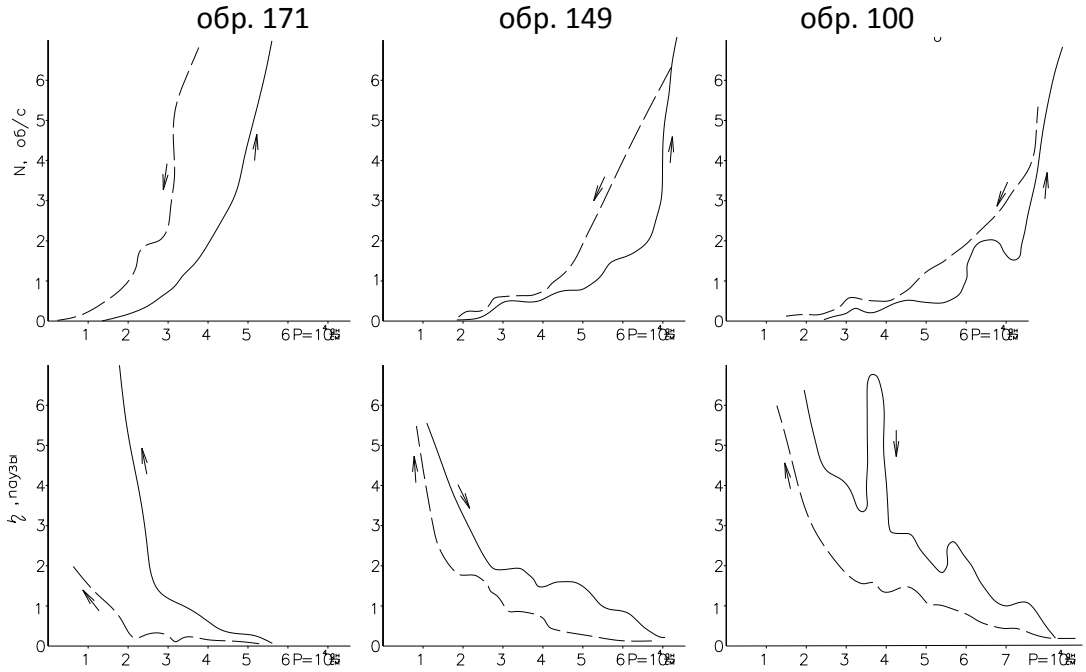
Показатель	Регионально-генгетические типы глин			
	верхний сармат N = 17	средний сармат N = 15	средний сармат N = 6	нижний сармат N = 60
	Северное Причерноморье		Центральное Предкавказье	
P_{K-1}, кПа	$\frac{1,7-3,8}{2,85}$	$\frac{1,0-3,2}{2,42}$	$\frac{1,6-1,9}{1,72}$	$\frac{1,1-4,1}{2,64}$
P_{K-2}, кПа	$\frac{3,7-7,3}{5,41}$	$\frac{2,8-6,6}{4,88}$	$\frac{4,4-6,0}{5,05}$	$\frac{4,3-10,7}{7,18}$
P_m, кПа	$\frac{4,6-8,7}{6,64}$	$\frac{3,9-7,4}{5,92}$	$\frac{5,6-8,1}{6,63}$	$\frac{6,4-11,9}{9,23}$
$\eta_{P_{K-1}}$, 10^3Па·с	$\frac{0,12-5,20}{1,72}$	$\frac{0,30-12,3}{1,69}$	$\frac{3,4-4,0}{3,7}$	$\frac{2,3-8,8}{4,3}$
η_m, Па·с	$\frac{9,3-27,7}{19,70}$	$\frac{11,6-21,9}{16,87}$	$\frac{150-214}{176}$	$\frac{142-617}{220}$
$\eta_{P_{K-1}}/\eta_m$	$\frac{60-802}{357}$	$\frac{25-719}{546}$	$\frac{187-268}{212}$	$\frac{73-535}{219}$

Примечание: в числителе — пределы колебания, в знаменателе — средние.

На рис. 7 и 8 представлены типичные реологические кривые и кривые зависимости эффективной вязкости от действующего напряжения.



а)



б)

Рис. 7 Реологические кривые образцов сарматских глин Северного Причерноморья с нарушенной структурой:
а — бингамовский и структурно-вязкий типы; *б* — шведовский тип

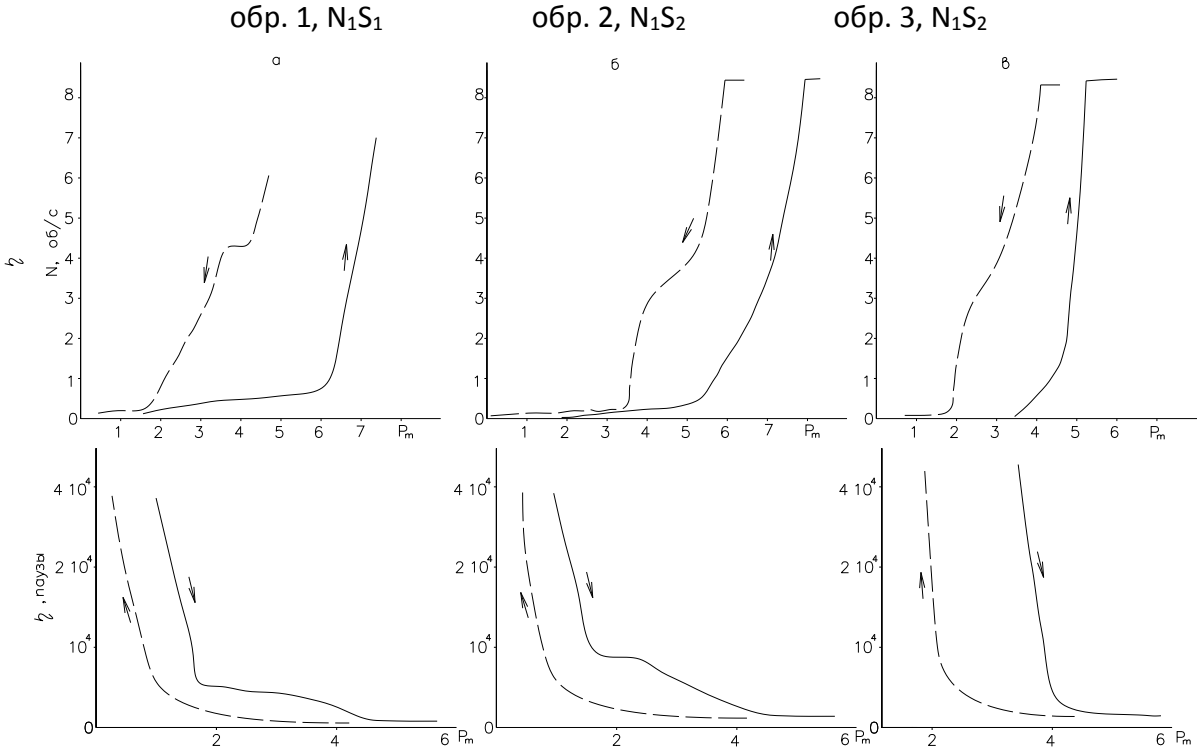


Рис. 8 Реологические кривые образцов
сарматских глин Центрального Предкавказья

Структурно-вязкий тип характерен для образцов глинистых пород, содержащих повышенное количество дисперсных частиц, какими являются глины верхнего сармата и реже – среднего сармата Северного Причерноморья. В нарушенном состоянии эти образцы обладают способностью к медленному течению типа ползучести практически без нарушения структуры (рис. 7). После снятия напряжения глины остаются в разжиженном состоянии и обладают плывунными свойствами.

Тиксотропный бингамовский тип наиболее распространен среди всех изученных регионально-генетических типов глинистых пород, характеризующихся влажностью предела текучести W_L = 0,40–0,55 и числом пластичности J_P = 0,22–0,28. Характерной особенностью этих пород является твердообразный облик реологических кривых (рис. 7, *а*, *б*), обуславливающий большой гистерезис в восстановлении вязкости только при полном снятии напряжения. Средние значения условно статического предела текучести для таких пород составляют 2,5 и 2,79 кПа, условного динамического предела текучести – 5,01 и 5,06 кПа соответственно для глин с влажностью предела текучести равной 0,4– 0,5 и 0,5–0,6.

Пластичный шведовский тип наиболее характерен для образцов с пониженной пластичностью (W_L = 0,29–0,40, J_P = 0,14–0,20), какими являются в большей мере глины среднего сармата, содержащие прослои

обломочного материала. Реологические кривые этих пород характеризуются менее твердообразным обликом и меньшим гистерезисом в восстановлении вязкости (рис. 8). Средние значения условного статического и динамического пределов текучести составляют 0,33 и 4,99 кПа.

Характерной особенностью некоторых реологических кривых, изображенных на рис. 7 является слабо выраженные пределы текучести и прочности за счет эффекта дилатансии, проявляющегося в виде бугров и пиков на отрезках кривых, соответствующих течению со шведовской пластичной вязкостью. Это объясняется дилатантным упрочнением образца вследствие нагромождения песчаных зерен с ростом действующего напряжения. Явление дилатансии наиболее наглядно проявляется у образцов с пониженным значением числа пластичности и за счет содержания в дисперсной массе пасты микроагрегатов со стабилизационными контактами, что приближает эти глины по реологическому поведению к суглинистым дисперсно-песчаным породам.

Все образцы Центрального Предкавказья имеют хорошо выраженный условный статистический предел текучести P_{K-1} (табл. 9). На всех реологических кривых (рис. 8) отчетливо выражен прямолинейный участок наибольшей пластической вязкости, ограниченный напряжениями. Разрушения, образовавшейся структуры при напряжениях, происходит более или менее постепенно, а далее за бингамовским пределом текучести P_{K-2}, структура пасты активно разрушается, она становится высокоподвижной и течет с наименьшей пластической вязкостью. Прямолинейный участок отчетливо выделяется на всех кривых.

После предварительного разрушения структуры вязкость по мере убыли напряжения восстанавливается по-разному: как правило, тиксотропность характеризуется петлей гистерезиса, достаточно большой для большинства образцов. У многих образцов вязкость восстанавливается в области текучести.

По характеру деформационного поведения паст сарматские глины Северного Причерноморья и Центрального Предкавказья можно отнести к группе тонкодисперсных пород, переходных от пластично-вязких к упруго-пластично-вязким разностям. К этой группе отнесены мелководные илы Черного моря, глубоководные новоэвксинские илы, пасты бентонита и сантонского мергеля при влажности ниже границы текучести. Согласно предложенной И.М. Горьковой схеме зависимость деформационных особенностей пород от комплекса классификационных показателей, сарматские глины относятся к группам высокодисперсных и смешанных пород со стабилизационными, пластифицировано-коагуляционными, коагуляционно-цементационными и цементационными структурными

связями, средне и полностью водонасыщенных, слабой и средней степени уплотнения, средней и высокой степени литификации.

Сейсмические свойства. Территория южной части Русской платформы на отдельных участках относится к сейсмической зоне (в соответствии со СНиП-II-7-81). Застройка таких участков требует изучения сейсмических свойств грунтов оснований и выполнения сейсмического микрорайонирования. Сейсмические наблюдения выполняются в виде комплекса исследований, одним из которых является лабораторное ультразвуковое просвечивание образцов глинистого грунта с целью детального изучения скоростных характеристик и параметров затухания. Полученные в результате ультразвуковых исследований истинные значения скоростей распространения упругих волн используются для уточнения данных определенных другими методами и в итоге – расчета приращения сейсмического балла и составления карты сейсмического микрорайонирования.

Исследования проводились при помощи ультразвукового просвечивания образцов. Они выполнялись серийным импульсным дефектоскопом УКБ – 1 М с частотами датчиков 60–100 кГц. Просвечивались цилиндрические образцы, датчик и приемник располагались по оси образца на расстоянии 10 см. После просвечивания на том же образце проводились пенетрационные исследования и сдвиговые испытания по методу консолидированного среза. Из этого же монолита (образца горной породы) выполнялись опыты по свободному набуханию, определялась влажность набухшего грунта, и осуществлялось его просвечивание.

В связи с тем, что сейсмоакустические свойства глинистого грунта в значительной мере зависят от степени его агрегированности – характера структурных связей между твердыми грунтовыми частицами, специально готовились образцы паст – аналоги соответствующих образцов глин. Для этого образцы высушивались, измельчались и просеивались через сито размером ячейки 1,0 мм. Порошок заливался водой в количестве, необходимом для придания ему влажности образца – аналога, и уплотнялся в уплотнителе до плотности образца – аналога.

Такие исследования совместно с испытаниями набухшего грунта, позволяют прогнозировать сейсмоакустические свойства «бесструктурных» сарматских глин в зоне интенсивного выветривания и оползнеобразования.

Особенностью геологических разрезов, сложенных дисперсными породами, является относительно слабая их дифференциация по скоростям распространения упругих волн. Данный вывод В.Н. Никитина вполне подтверждается полученными результатами. Для группы образцов сарматских глин для Северного Причерноморья, с весьма различными показате-

лями их физико-механических свойств (табл. 10), получены значения скоростей упругих продольных волн V_P от 1300 до 1840 м/с (табл. 11).

Корреляционный анализ зависимости *Vp* от показателей физических свойств свидетельствует об отсутствии такой связи. Коэффициенты корреляции с большинством показателей физических свойств не превышают $r = 0,4$.

Как известно, связанная вода по своим свойствам близка к твердому телу, в частности, по скорости распространения упругих волн. Уменьшение плотности скелета при набухании и разуплотнении глин ведет к увеличению влажности, достигающей 0,26…0,40 и имеет своим следствием снижение скорости продольных волн в 1,1…1,5 раз и составляет 1000…1680 м/с.

Таблица 10

Физико-механические свойства образцов сарматских глин, подвергшихся ультразвуковому просвечиванию

№ обр.	Физические свойства						Механические свойства			
	ρ, г/см^3	ρ_d, г/см^3	W	n	S_r	K_d	$\tau_{0,1}$, МПа	c, МПа	φ, град	P_m, МПа
1	2,05	1,67	0,23	0,39	1,00	1,03	2,18	2,86	18	7,9
325	2,04	1,67	0,22	0,39	0,96	0,94	1,60	2,48	7	4,4
330	2,08	1,68	0,24	0,39	1,00	0,83	1,50	1,34	10	4,5
332	1,99	1,58	0,26	0,43	0,96	1,10	1,38	1,25	8	8,5
333	1,91	1,48	0,29	0,46	0,94	0,91	1,25	1,09	10	5,5
334	1,98	1,53	0,29	0,45	1,00	0,94	1,50	1,31	10	7,0
335	1,94	1,48	0,31	0,46	0,99	0,98	1,38	1,25	8	6,7
338	2,12	1,77	0,20	0,36	0,99	1,05	2,38	2,08	18	6,8
340	2,10	1,74	0,17	0,37	0,82	1,18	2,25	1,82	22	8,9
347	2,02	1,62	0,25	0,41	0,98	0,90	1,60	1,46	11	4,1
348	2,10	1,67	0,23	0,39	0,98	1,04	1,55	1,33	14	6,3
351	2,20	1,86	0,18	0,32	1,00	1,06	2,30	1,88	24	8,9
400	2,04	1,63	0,25	0,41	1,00	0,98	1,35	0,93	21	6,3
406	2,08	1,67	0,24	0,39	1,00	0,98	1,75	1,49	15	8,1
437	2,03	1,67	0,21	0,40	0,91	1,00	1,83	1,42	22	7,8
438	2,07	1,72	0,20	0,38	0,94	1,03	2,50	1,93	30	8,0
448	2,13	1,75	0,22	0,37	1,00	1,04	2,05	1,69	22	8,1

Таблица 11

Скорость прохождения продольных волн через образцы сарматских глин природного сложения (Vp_1), грунтовые пасты (Vp_2) и набухший грунт (Vp_3)

№ обр.	Скорость прохождения продольных волн, м/с			$\frac{Vp_1}{Vp_2}$	$\frac{Vp_1}{Vp_3}$	Показатели набухания	
	Vp_1	Vp_2	Vp_3			W_H	ε_{sw}
1	1730		1650		1,1	0,31	0,09
325	1400	670		2,1		0,34	0,15
330	1300	700	1000	1,9	1,3	0,29	0,15
332	1800					0,46	0,14
333	1570					0,34	0,05
334	1670		1120		1,5	0,40	0,16
335	1630		1200		1,3	0,41	0,13
338	1700		1180		1,4	0,33	0,22
340	1840	1000			1,5	0,40	0,28
347	1300		1100		1,1	0,30	0,10
348	1600	1100	1500	1,4	1,1	0,29	0,09
351	1700					0,29	0,09
400	1625	850	1525	1,9	1,1	0,26	0,01
406	1680	800	1420	2,0	1,1	0,32	0,17
437	1550	800	1390	1,9	1,1	0,30	0,13
438	1700					0,27	0,06
446	1720	960	1680	1,8	1,1	0,31	0,16

Вследствие того, что прочность структурных связей имеет определяющее влияние на скорость упругих волн, анализировались скорость Vp в грунтовых пастах (при природной влажности). Установлено, что скорость Vp при разрушении структурных связей кристаллизационного (цементационного) типа снижается в среднем в 2 раза и в целом составляет 670…1100 м/с. Теснота связи скорости Vp от показателей механических свойств глин средняя и высокая. Наибольшие значения коэффициентов корреляции с показателями: удельного сопротивления пенетрации P_m, r = 0,98; K_d, r = 0,78; срезающего усилия $\tau_{0,1}$ r = 0,62 (рис. 9). Поскольку все показатели физических свойств горных пород тесно взаимосвязаны и изменение какого-либо одного из них неизбежно влечет за собой изменение других, скорости упругих волн могут использоваться для косвенного определения целого ряда пока-

зателей инженерно-геологических свойств пород. Для сарматских глин с их помощью могут быть определены удельное сопротивление пенетрации, срезающее усилие и показатель уплотненности.

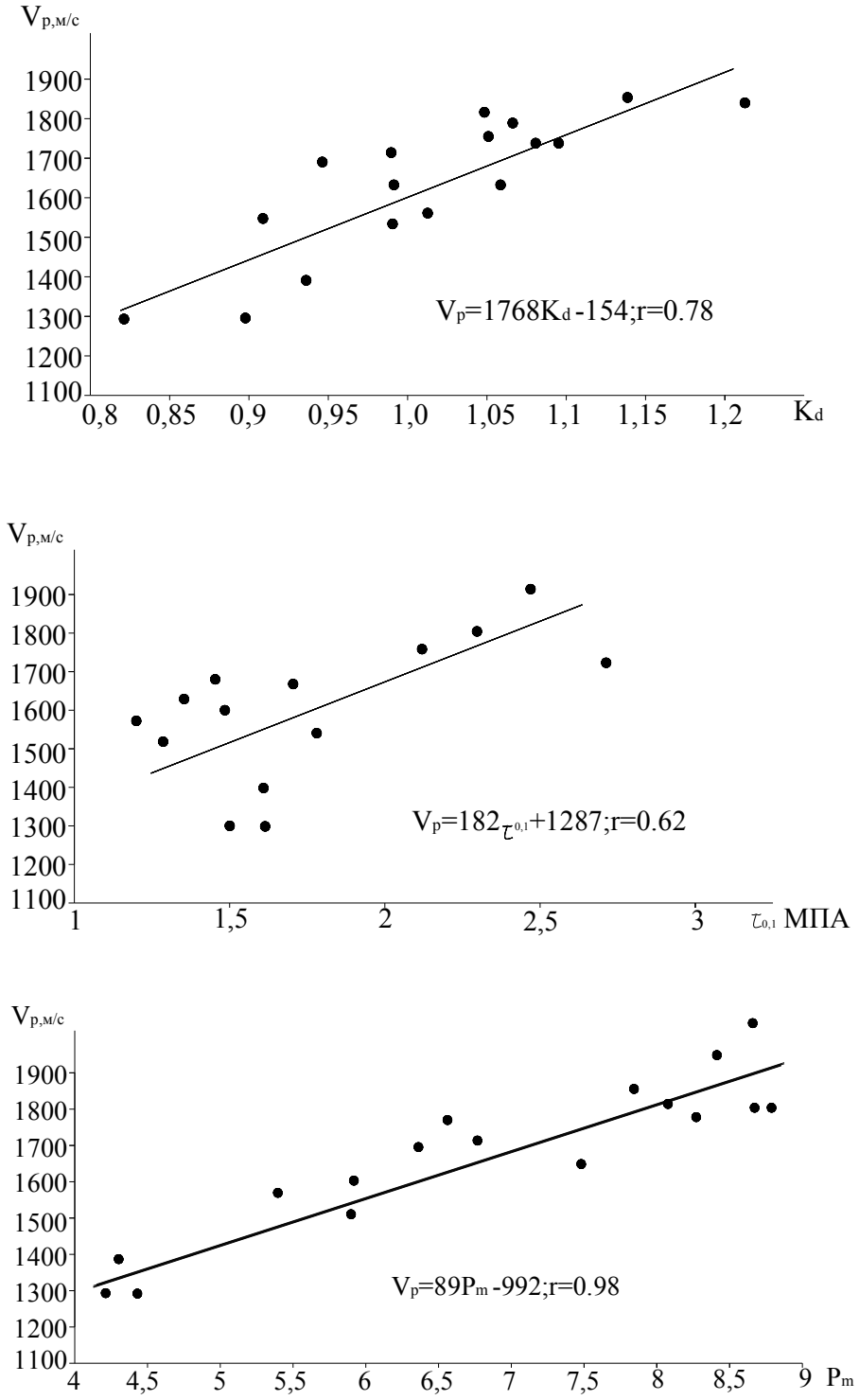


Рис. 9 Графики зависимости скорости распространения продольных волн Vp от показателей свойств сарматских глин Северного Причерноморья

Также отмечается значительное снижение скоростей продольных волн при дезинтеграции глинистых пород, которое может иметь место на крутых склонах под действием экзогенных процессов (циклического набухания и усадки в частности). Падение скорости *Vp* в этом случае в среднем составляет 2 раза, что ведет к возрастанию амплитуды колебания и может способствовать повышению бальности территории при сейсмическом микрорайонировании.

Полученные результаты ультразвуковых исследований в целом не противоречат данным других авторов и сопоставлены с исследованиями В.А. Васильева для неогеновых глин Центрального Предкавказья.

Существенные различия в составе, состоянии и физических свойствах сарматских глин Центрального Предкавказья и Северного Причерноморья нашли свое отображение в их набухаемости и в показателях механических свойств. Более засоленные глины Центрального Предкавказья с повышенным содержанием монтмориллонита, распространенные в зоне избыточного увлажнения, а, следовательно, отличающиеся повышенной влажностью и невысокой плотностью, набухают меньше, чем одновозрастные менее засоленные глины из Северного Причерноморья, распространенные в зоне недостаточного увлажнения. Наибольшие различия в набухании наблюдаются в давлении набухания (на 1 порядок), в то время как по свободному набуханию различия менее ощутимы. Очень похожая ситуация и с прочностью. Величина удельного сцепления глин из Центрального Предкавказья в среднем в 3 раза меньше, чем у глин из Северного Причерноморья, однако угол внутреннего трения (на величину которого влияет степень агрегатизации грунтовых частиц и включений различных солей) у первых в средних в 1,5–3 раза выше.

Выводы

1. Сарматские глины в краевых прогибах юга Русской платформы служат основанием инженерных сооружений на значительной территории Северного Причерноморья и Центрального Предкавказья и часто является причиной образования на склонах оползней.

2. Глинистые породы сармата накапливались в Сарматском морском бассейне, восточная часть которого характеризовалась повышенной соленостью воды, по сравнению с западной, где происходило разбавление речным стоком с Русской платформы. Вследствие этого, на востоке сформировались глинистые породы с более высокой минерализацией порового раствора, чем на западе.

3. Различия в химическом составе поровых вод обусловили разную степень агрегатизации грунтовых частиц: на востоке – более высокую, чем на западе, что нашло свое отражение в существенном различии микроагрегатного состава глин обеих регионов при достаточно одинаковом

их гранулометрическом составе. Последний, свидетельствует об одной площади сноса терригенного материала Русской платформы.

4. Постгенетические преобразования глинистых пород, вследствие залегания их в различных по степени увлажнения климатических зонах, совместно с разными условиями осадконакопления обусловили различия в показателях физических свойств глин обеих регионов: на востоке это более влажные, менее плотные сильнопористые отложения, а на западе – прямо наоборот.

5. Все различия в составе и физических свойствах глин обеих регионов нашли свое отражение в их набухаемости и прочности. Более засоленные глины Центрального Предкавказья, отличающиеся повышенной влажностью, набухают меньше, чем одновозрастные отложения из Северного Причерноморья. Давление набухания первых в среднем на 1 порядок меньше, чем вторых. Такая же закономерность имеет место и с прочностью, но различия в показателях прочности несколько меньше.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Богомолов А.Н., Олянский Ю.И.* Инженерно-геологические особенности сарматских глин южной окраины Русской платформы: ВолгГАСУ, Волгоград, 2011. — 162 с.

2. *Вовк В.М., Богдевич О.П.* Циклическая набухаемость неогеновых глин молдовы // Известия АН МССР. Физика и техника. 1993. №3. — С. 118–121.

3. *Олянский Ю.И., Богомолов А.Н.*, *Тихонова Т.М.* Сарматские глины. Состав, физико-механические свойства, типизация по устойчивости к обводнению. Изд. Palmarium academic publishing, Германия, 2013. — 239 с.

4. *Богомолов, А.Н.* Основные закономерности изменения состава и свойств сарматских глин при диффузионном выщелачивании / А. Н. Богомолов, Ю. И. Олянский, О. А. Богомолова, И. Ю. Кузьменко, С. А. Чарыкова. Волгоградский архитектурно-строительный университет: ВолгГАСУ, 2013. — 127 с.

5. Оценка устойчивости сармат-меотических глин к длительному обводнению/ Ю. И. Олянский и др. // Геоэкология, 2009. №1. — С. 62–68.

6. *Пахомов С.И., Монюшко А.Н*. Инженерно-геологические аспекты изменения свойств глин. – М.: Наука, 1988. — 119 с.

7. *Щекочихина Е.В., Чарыкова С.А., Кузьменко И.Ю.* Изменение состава и свойств незасоленных сарматских глин при диффузионном выщелачивании. Сергеевские чтения. Вып. 15. – М.: РУДН, 2013. — С. 90–95.

Ю.Л. Винников[(1)], Н.А. Косточка[(1)]

ПОГРЕШНОСТИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ МОДУЛЯ ДЕФОРМАЦИИ ГРУНТА

Полтавский национальный технический
университет имени Юрия Кондратюка (Украина)[(1)]

Для грунтов с различной сжимаемостью анализируется нормативный метод определения их модуля деформации. Выявлены недостатки методики определения коэффициента сжимаемости по стандартной формуле.

Оценка сжимаемости грунтов обычно сводится к выяснению зависимости между нагрузкой и пористостью грунта. Такая зависимость называется компрессионной, и графически изображается компрессионной кривой [1, 2].

Для прогноза деформации уплотнения грунтов под действием нагрузок (фактически, это случай оснований фундаментов зданий и сооружений) следует иметь показатели, характеризующие сжимаемость грунта (или компрессионные характеристики грунта).

В настоящее время в качестве такой характеристики сжимаемости грунта принят модуль деформации грунта E, определяемый по величинам коэффициента сжимаемости m_0, относительного коэффициента сжимаемости m_v и коэффициента общей относительной поперечной деформации β [1–5].

Изменение пористости грунта при его компрессионных испытаниях описывается следующим выражением [1, 2]

$$e_p = e_0 - \frac{\Delta h}{h}\left(1 + e_0\right), \tag{1}$$

где h – высота образца грунта; Δh – его деформация от давления p_i; e_0 – начальный коэффициент пористости грунта при нагрузке $P = 0$.

Необходимость учета влияния коэффициента пористости на величину модуля деформации грунта указывают как геотехники, так и нормативные документы.

Образцы лессовых грунтов, отобранные даже из одного монолита, чаще имеют значительный разброс величин коэффициентов пористости грунта, что соответственно влияет и на разброс значений его модулей деформации, которые получены по результатам испытаний этих образцов [6].

Выражение сжимаемости грунта через коэффициент сжимаемости m_0 основано на принципе спрямления компрессионной кривой вида

$e_p = f(P)$. Коэффициент сжимаемости m_0 – это тангенс угла наклона спрямленной компрессионной кривой в интервале нагрузок (рис. 1), который может быть представлен в таком виде

$$m_o = \frac{e_1 - e_2}{P_2 - P_1} = \frac{\Delta e_p}{\Delta P} = \mathrm{tg}\alpha\,, \tag{2}$$

откуда

$$\Delta e_p = m_0 \cdot \Delta P\,. \tag{3}$$

Относительный коэффициент сжимаемости m_v можно рассматривать как уплотнение неизменной фазы (объема твердых частиц m) в единице объема грунта при данной характеристике сжимаемости m_0. Выразив m через коэффициент пористости e, получим следующее выражение

$$m_v = \frac{m_0}{1 + e_0}\,. \tag{4}$$

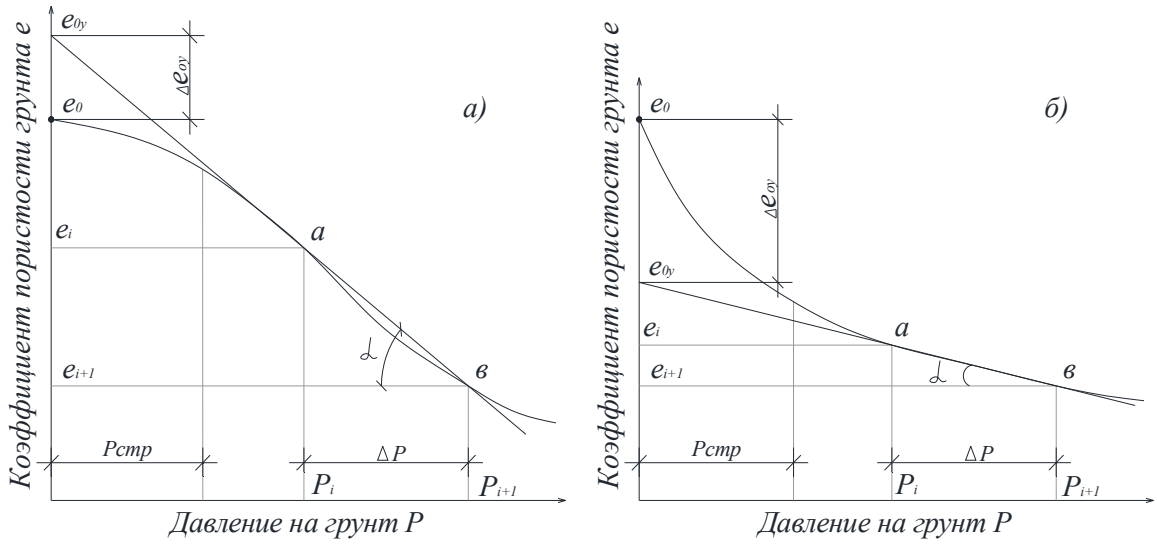


Рис. 1. Компрессионные кривые
образцов грунта природной структуры

Изменение пористости образца грунта от нагрузки P можно выразить как

$$e_P = e_0 - \Delta e\,. \tag{5}$$

Тогда из выражения (1) получаем

$$\Delta e = \frac{\Delta h}{h}(1 + e_0)\,. \tag{6}$$

Принято рассматривать выражение (6) как расчет осадки *S* слоя грунта толщиной *H*, со средним коэффициентом пористости $e_{ср}$

$$\Delta e = \frac{S}{H}(1 + e_{ср}). \quad (7)$$

В механике грунтов принято уравнивать выражений (3) и (7):

$$\Delta e = m_0 \cdot \Delta P = \frac{S}{H}(1 + e_{ср}). \quad (8)$$

Откуда выражение m_v имеет вид

$$m_v = \frac{m_0}{1 + e_0} = \frac{S}{H \cdot \Delta P}. \quad (9)$$

Равенством (9) раскрывается физический смысл относительного коэффициента сжимаемости грунта m_v.

Однако формула (8), которая применяется в механике грунтов, некорректно отражает осадку грунта от нагрузки *P*. Она появилась путем сравнения Δ*e* в формулах (3) и (7).

Выражение (7) отражает изменение коэффициента пористости грунта при его сжатии на величину Δh от нагрузки *P* при изменении давления от *P* = 0 до *P* независимо от формы компрессионной зависимости, по которой происходит сжимаемость грунта (которая описывается формулой (1)), где

$$\Delta e_p = e_0 - e_p = \frac{\Delta h}{h}(1 + e_0). \quad (10)$$

Уменьшение коэффициента пористости Δe_p в формуле (3) определяется в интервале $P_2 - P_1$, где $P_1 \neq 0$ (см. рис. 1). Если определять по формуле 3 Δe_p в интервале $P_1 = 0$, а $P_2 = P$, то

$$\Delta e_P = e_{0y} - e_p = m_0 \cdot \Delta P, \quad (11)$$

где e_{0y} – условная начальная пористость грунта, которая определяется при спрямлении компрессионной кривой (см. рис. 1).

При сжатии грунта с большой структурной прочностью $e_{0y} > e_0$ (см. рис. 1, *а*), при малом значении $e_{0y} < e_0$ (рис. 1, *б*). Тогда e_{0y} возможно выразить через e_0, как

$$e_{0y} = e_0 \pm \Delta e_{0y}. \quad (12)$$

Подставив в формулу (11) значения e_{0y} из формулы (12), получаем

$$\Delta e_P = e_0 - e_p = m_0 \cdot \Delta P \pm \Delta e_{0y}. \quad (13)$$

Приравняв левые части формул (10) и (13), в которых ΔP меняется от $P_1 = 0$ до $P_2 = P$, получаем

$$\Delta e_P = m_0 \cdot \Delta P\left(1+e_0\right) \pm \Delta e_{0y}. \tag{14}$$

Тогда коэффициент сжимаемости грунта имеет выражение

$$m_0 = \frac{\Delta h}{h}\left(1+e_0\right) \pm \Delta e_{0y}. \tag{15}$$

Относительный коэффициент сжимаемости грунта m_v можно выразить как

$$m_v = \frac{m_0}{1+e_0} = \frac{\frac{\Delta h}{h}\left(1+e_0\right) \pm \Delta e_{0y}}{\left(1+e_0\right)^2 \cdot \Delta P} = \frac{\left(\frac{\Delta h}{h} \pm \frac{\Delta e_{0y}}{1+e_0}\right)\left(1+e_0\right)}{\left(1+e_0\right)^2 \cdot \Delta P} =$$

$$= \frac{\Delta h}{h \cdot \Delta P} \pm \frac{\Delta e_{0y}}{\left(1+e_0\right) \cdot \Delta P} \tag{16}$$

Относительный коэффициент сжимаемости грунта от нагрузки P_i можно представить через осадки слоя грунта в следующем виде

$$m_v = \frac{S}{H \cdot P_i} \pm \frac{\Delta e_{0y}}{\left(1+e_0\right) \cdot P_i}, \tag{17}$$

где S — осадки слоя грунта толщиной H от нагрузки P_i; $\frac{\Delta e_{0y}}{\left(1+e_0\right) \cdot P_i}$ – погрешность определения m_v стандартным методом вследствие спрямления компрессионной кривой.

При большом диапазоне давлений коэффициент сжимаемости m_0 перестает отражать интенсивность изменения пористости Δe от повышения давления (или нагрузки).

Модуль общей деформации грунта E выражает сжимаемость грунта на основе применения к грунтам теории упругости. Однако теория упругости в чистом виде не может корректно применяться к деформации грунтов.

Наиболее удобно выражать модуль деформации грунта E через относительный коэффициент сжимаемости. Рассматривая относительный коэффициент сжимаемости как постоянную величину при давлении P и заменив в формуле (9) ΔP на P, а также применение в формуле коэффициента $в$, учитывающий боковое расширение грунта, можно выразить модуль деформации грунта E через m_0 и m_v

$$E = \beta\frac{1}{m_v} = \beta\frac{1+e_0}{m_0}. \tag{18}$$

Таким образом, погрешность определения безразмерного коэффициента *в* и относительного коэффициента сжимаемости m_v будут влиять на величину модуля деформации грунта *E* [4, 5].

Из формулы (18) следует, что модуль деформации грунта зависит еще и от начального коэффициента пористости грунта.

Полученные величины характеристик сжимаемости отдельных образцов содержат кроме объективных данных о сжимаемость испытуемого грунта, еще субъективную информацию о сжимаемости конкретного образца, которая является следствием его индивидуальных особенностей.

Такая субъективная информация нередко существенно влияет на величину полученной характеристики сжимаемости и вызывает большой разброс величин модуля деформации грунта. Это обстоятельство, в свою очередь, ведет к значительному снижению точности определения характеристик сжимаемости грунтового основания, из которого были отобраны образцы для испытания.

Вывод. Таким образом, выявлены недостатки нормативной методики определения характеристики сжимаемости грунта по результатам компрессионных испытаний его образцов, что является одной из причин того, что способы расчета осадки в классической механике грунтов позволяют оценить лишь порядок их величины, на что, кстати, указывали еще К. Терцаги и Н.М. Герсеванов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. ДСТУ Б В.2.1-4-96 (ГОСТ 12248-96). Ґрунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності і деформативності – К.: Державний комітет України з будівництва та архітектури, 1997. – 101 с.

2. Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти. Підручник / В. Б. Швець, І. П. Бойко, Ю. Л. Виннников, М. Л. Зоценко, О. О. Петраков, В. Г. Шаповал, С. В. Біда. – Дніпропетровськ: «Пороги» – 2012. – 196 с.

3. *Болдырев, Г.Г.* Методы определения механических свойств грунтов. Состояние вопроса: монография / Г.Г. Болдырев. – Пенза: ПГУАС, 2008. – 696 с.

4. *Тугаенко, Ю.Ф.* Модуль деформации в механике грунтов, методы его определения и их достоверность / Ю.Ф. Тугаенко // Вісник Одеської держ. акад. буд - ва та арх. – ри. Основи та фундаменти. – Одеса, 2009. – Вип. 34. — С. 538–545.

5. *Горбунов-Посадов, М.И.* Определение значения модуля деформации по величине простейших грунтовых характеристик / М. И. Горбунов-Посадов, С. И. Синельников // Основания и фундаменты: науч.-техн. бюл. НИИОСП. – М.,1958. – №21. — С. 46–49.

6. *Корниенко, Н.В.* О неоднородности лессовых грунтов в пределах одного образца / Н. В. Корниенко, В. Е. Киреев // Основания и фундаменты. – К.: Будівельник, 1981. – Вып. 14. — С. 40–42.

В.В. Вовко[1], А.А. Котляревский[1]

ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ МОДИФИЦИРОВАННЫХ НЕФТЯНЫХ БИТУМОВ ДЛЯ ПОЛУЧЕНИЯ АСФАЛЬТОБЕТОНОВ И ВОЗМОЖНОСТИ ОЦЕНКИ КАЧЕСТВА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ С ОПРЕДЕЛЕНИЕМ ЭФФЕКТИВНОСТИ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ РАЗРАБОТАННЫХ СОСТАВОВ МОДИФИЦИРОВАННЫХ БИТУМНЫХ ВЯЖУЩИХ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет[1]

В настоящее время фактический срок службы асфальтобетонных покрытий на автомобильных дорогах снизился по отношению к нормативному в 2–3 раза в связи с возросшими автомобильными нагрузками, а это в свою очередь обусловливает значительное увеличение материальных, трудовых, энергетических ресурсов выделяемых на ремонт. При этом из-за постоянно возрастающей интенсивности движения, особенно в последние годы и роста нагрузок на ось транспортных средств выдвигаются все более высокие требования к теплостойкости и, соответственно, сдвигоустойчивости асфальтобетонных покрытий автомобильных дорог при высоких летних температурах. В нашем регионе наблюдается деформация покрытий автомобильных дорог, построенных с использованием асфальтобетонов на основе обычного битума.

Многолетний опыт устройства дорожных покрытий с использованием не модифицированных битумов марки БНД, свидетельствует о том, что, при значении показателя температуры хрупкости битума, равном −27°С (что намного превышает предел, указанный ГОСТ 22245), разрушение покрытия начинается уже в первый год эксплуатации по причине недостаточной способности битумного вяжущего к растяжению.

Для повышения сроков службы асфальтобетонных покрытий рекомендуется использовать битумы, модифицированные полимерами. Асфальтобетоны, приготовленные с использованием полимерных битумов, более устойчивы к деформациям за счет большой эластичности применяемых битумов. В настоящее время имеется огромный выбор используемых для модификации полимеров: эластомеры, термопласты и термоэластичные искусственные материалы.

Эластомеры эластичны в широком диапазоне температур: от низких до 200°С. При добавке эластомеров в битум повышается его вязкость, улучшается эластичность. В качестве эластомеров принято использовать натуральный или регенерированный каучук и полибутадиены.

Термопласты повышают вязкость и жесткость битумов при нормальных рабочих температурах (от – 30°С до 60°С), не оказывают влияния на эластичность модифицированных битумов. В качестве термопластов используются полиэтилен и атактический полипропилен.

Термоэластичные искусственные материалы размягчаются при температурах выше обычных рабочих температур и хорошо деформируются в этом состоянии. Самым известным представителем группы термоэластичных пластмасс является стирол-бутадиен-стирол (СБС). Этот искусственный материал представляет собой блокополимер, состоящий из блоков стирола и полибутадиена. Необходимое количество добавляемого материала зависит от дисперсного состояния вводимого вещества.

В последнее время количество модифицированных битумов, использованных в дорожном строительстве в европейских государствах, составило 7%. Характер распределения объема потребления модифицированных битумов по видам модификаторов свидетельствует о том, что наибольшее применение находят полимеры: полиолефины (9%), EVA (12%), полибутадиен (14%), типа СБС (41%). Производство битумов, модифицированных полимерами типа СБС, в европейских государствах возросло в среднем до 50% и составило, например, во Франции 80%, в Германии — 95%, в Испании — 65%, Бельгии — 80%, в Италии — 100% от всего объема изготавливаемых модифицированных битумов (сведения предоставлены фирмой «KRATON POLYMER»).

Использование полимеров типа СБС обусловлен их способностью повышать прочность битума и придавать полимерно-битумной композиции эластичность, причем при небольшой концентрации (3-5% от массы битума). Использование в рецептуре асфальтобетонной смеси битума, модифицированного полимером типа СБС, обеспечивает дорожному покрытию способность к быстрому снятию напряжений, возникающих в покрытии под воздействием движущегося транспорта и обеспечивает длительные сроки работы покрытий, несмотря на особо сложные условия их эксплуатации.

Способы приготовления модифицированных полимерами дорожных битумов предусматривают, как правило, повышенную температуру процесса (150–200°С) и интенсивное перемешивание компонентов. Температура разложения большинства используемых для модификации битумов полимеров значительно превышает температуру совмещения их с битумом. Следовательно, реакции термо- и механодеструкции полимеров в массе битума не происходят, а если и имеют место, то протекают в очень незначительной степени. Битумы при нагревании размягчаются, а термопластичные полимеры, независимо оттого, были они кристаллическими или аморфными, переходят в вязко-текучее состояние. В результате, смесь полимера и битума при повышенной температуре представляет собой смесь двух жидкостей, различающихся по вязкости. Процесс их смешения в основном должен сводиться к диспергированию жидкости в жидкости. В

случае термодинамически несовместимых (нерастворимых или частично растворимых) компонентов, предельный размер частиц в смеси зависит только от соотношения вязкостей и условий перемешивания, а смесь при повышенной температуре представляет собой эмульсию (рис. 1).

При приложении нагрузки к таким системам происходит деформация капель полимера в массе битума по направлению действия силы, и в зависимости от молекулярной массы, пластичности полимера разрушение, дробление их на капли или вытягивание в нити (рис. 2).

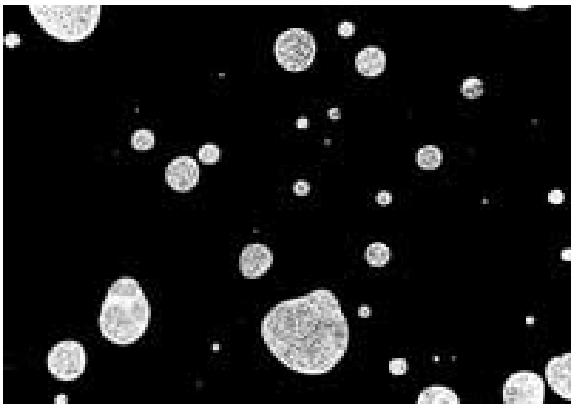


Рис. 1. Микроструктура композиций битума с 1% масс СКЭПТ-Э-30 при 200 и 25°С

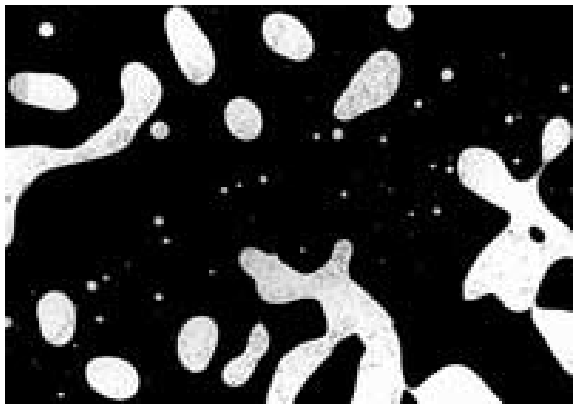


Рис. 2. Микроструктура композиций битума с 5% масс СКЭПТ-Э-30 при 200 и 25°С

Низкая вязкость полимера способствует лучшему диспергированию его в битуме. При повышении содержания полимера размер капель в массе битума возрастает, т.к. растет вероятность их слияния, приводящей к обращению фаз в системе. Так, этилен-пропиленовый каучук СКЭПТ-Э-30 образует непрерывную фазу в битуме при введении в количестве не менее 9% масс (рис. 3).

Для взаимно растворимых компонентов степень дисперсности системы дополнительно возрастает за счет взаимодействия компонентов на границе раздела фаз. К таким полимерам относятся блоксополимеры типа СБС: KRATON D, ДСТ-30. Наличие в структуре стирол-бутадиен-стирольного полимера ароматических блоков обусловливает его сродство с нефтяным битумом, содержащим значительное количество ароматических соединений. При температуре смешения (175–185°С) вследствие растворения полимера в мальтенах образуется гомогенная композиция, и, как показывают оптические исследования, однородная- при увеличении в 600 раз. Концентрационный предел взаимной растворимости битума и полимера снижается с увеличением молекулярной массы полимера.

При технологической температуре битум образует оптически однородные композиции с высокомолекулярным дивинил-стирольным термоэластопластом (М = 150000) при содержании последнего до 5% масс, в то время как с низкомолекулярным ДСТ-30 (М = 45 000) — до 9% масс. При

дальнейшем повышении концентрации ДСТ-30 в битуме происходит выделение в отдельную фазу асфальтосмолистой части битума, не являющейся растворителем для полимера (рис. 4).

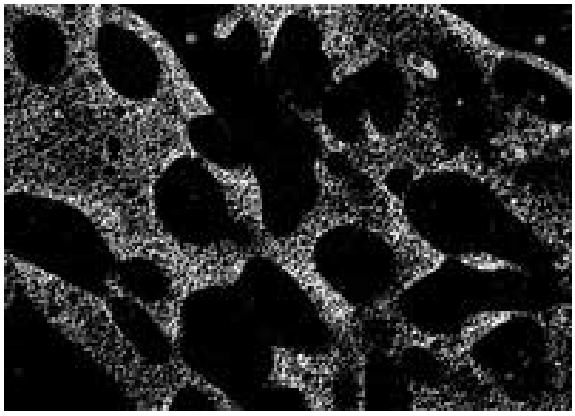


Рис. 3. Микроструктура композиций битума с 20% масс СКЭПТ-Э-30 при 200 и 25°С

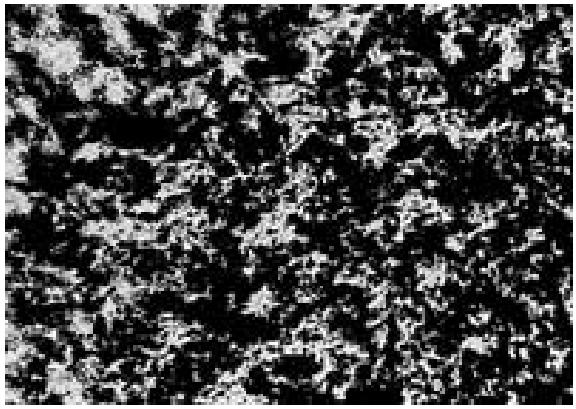


Рис. 4. Микроструктура композиции битума с 10% масс ДСТ-30 при 25°С

Кроме полимеров для улучшения свойств битума могут использоваться другие модификаторы: неорганические соли (хлорид марганца), природные асфальты, синтетические и природные смолы.

Передовой технологией, является использование модифицированных гелеобразных нефтяных битумов (МАК-битумов). В основе рассматриваемой модификации дорожных битумов лежит запатентованная в США технология формирования гелеобразной (желеобразной) структуры, которая позволяет расширить температурный интервал пластичности и замедлить старение органического вяжущего. Превращение битумного вяжущего в гелеобразное состояние происходит в результате реакции омыления жирных и смоляных кислот основаниями щелочных металлов непосредственно в расплавленной и обезвоженной среде битума. Наиболее просто достигается модификация битума в результате добавления и перемешивания предварительно омыленных продуктов в виде специально приготовленного МАК-порошка в количестве 2–3% от массы вяжущего. МАК-порошок представляет собой концентрат в виде мелкодисперсного продукта коричневого цвета с насыпной плотностью 0,62 г/см^3. Размер частиц достигает 0,6 мм, влажность не более 1,5 %. Фабрика по изготовлению МАК-порошка была построена фирмой «Shandong Highway Engineering Construction Group.,Ltd» в провинции Шандонг в 2002 году.

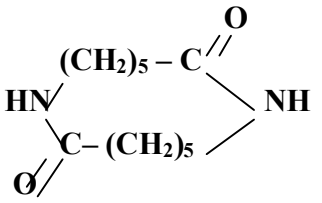
Механизм модификации нефтяных битумов ароматическими аминоанилином и анилиновой смолой, а так же механизм взаимодействия модифицированных таким образом битумов с минеральными материалами изучен в работах профессора Романова С.И. и его учеников. Однако недостатком анилина и его производных является высокая токсичность, что

ограничивает применение этого материала и определенные проблемы в технологии введения материалов в битумное вяжущее.

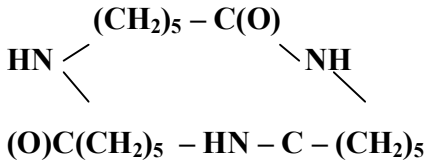
Олигомеры ε — олигокапроновой кислоты, образующиеся в процессе производства поликапроамида имеют линейную структуру и их содержание преобладает в отходах производства поликапроамида

$H[HN(CH_2)_5C(0)]_nOH$, где n = 30–60

и циклическую структуру – циклодамид а так же циклотриамид, циклопентаамид и циклогексамид.



циклотриамид



Циклических олигомеров в поликапроамидных отходах может содержатся до11,5%.

Преимуществом введения олигомеров в нефтяной битум является участие их в процессе модификации по нескольким направлениям:

– участие в модификации концевой H_2N — группы олигомера, которая взаимодействия с карбоксильными группами макромолекулярных структур образует амидные связи. Это приводит к встраиванию олигомера в макромолекулу COOH+ $H[HM(CH_2)_5C(0)]_nOH \longrightarrow C(0)[HN(CH_2)_5C(0)]_nOH$;

– участие карбоксильной группы молекулы олигомера в реакциях с минеральным порошком бетонов, что увеличивает адгезию модифицированного олигомероми битумного вяжущего;

– гомолитические реакции олигомеров с кислородом воздуха, текающие с участием а - CH_2 - группы мономерного звена.

$$H[HN\text{-}CH_2(CH_2)_4C(O)]_nOH \xrightarrow[-\,HOO]{O_2} H[HN\text{-}CH(CH_2)_4C(O)]_nOH$$

Образуются алигорадикалы рекомбинируют с парамагнитными центрами различной структуры. Установлено, что в битуме структурного типа золь локальная концентрация не спаренных электронов в асфальтенах в 2 раза больше чем в битуме типа гель, асфальтены которого характеризуются меньшей средней концентрацией не спаренных электронов из-за актов рекомбинации с образованием макромолекулярных асфальтеновых струк-

тур. Рекомбинация олигомерных радикалов с парамагнитными центрами приводит к химическому агрегированию асфальтенов и повышению индекса пенетрации.

Свойства исходного и модифицированных битумов применявшихся в качестве вяжущего в асфальтобетонных смесях представлены в табл. 1 и 2.

Таблица 1

Свойства не модифицированного битума

Наименование показателей	Марка битума БНД 60/90	
	Норма по ГОСТ 22245-90	Фактически
Глубина проникания иглы, 0,1 мм а) при 25°С б) при 0°С	 61–90 20	 84 21
Температура размягчения по КиШ, °С	47	50
Изменение температуры размягчения после прогрева, °С	5	4
Растяжимость, см а) при 25°С б) при 0°С	 55 3,5	 88 4,2
Температура хрупкости, °С	-15	-16
Индекс пенетрации	-1,1 – 1,0	+0,2

Таблица 2

Свойства модифицированных битумов

Наименование показателей	Марка битума БНД 60/90	
	Вяжущее вид А*	Вяжущее вид Б**
Глубина проникания иглы, 0.1 мм а) при 25 °С б) при 0 °С	 61 22	 65 27
Температура размягчения по КиШ, °С	56	59
Изменение температуры размягчения после прогрева, °С	3	4
Растяжимость, см а) при 25 °С б) при 0 °С	 95 6,1	 68 4,8
Температура хрупкости, °С	-35	-26
Индекс пенетрации	0,4	0,4

Примечания: А* — битум БНД 60/90 модифицированный 6% - олигокапроамида; Б** — битум БНД 60/90 модифицированный 3% олигомера циклического и линейного строения.

Экспериментально подтверждено, что асфальтобетонные смеси приготовленные на модифицированном битумном вяжущем обладают улучшенными физико-механическими показателями по сравнению с исходными асфальтобетонными смесями. Комплекс высоких показателей модифицированного нефтяного битума обеспечивает повышенную трещиностойкость асфальтобетонных покрытий и их долговечность.

Вместе с тем, хотелось бы отметить тот факт, что основным документом, на сегодняшний день позволяющим оценить состояние автомобильных дорог, определить цели и задачи дорожной отрасли, установить методику и порядок диагностики, а также порядок использования результатов оценки для принятия оптимальных управленческих решений на стадии планирования и оценки эффективности дорожно-ремонтных работ является ОДН 218.0.006-2002 «Правила диагностики и оценки состояния, автомобильных дорог. Основные положения».

Оценку транспортно-эксплуатационного состояния дороги осуществляют по степени соответствия нормативным требованиям основных транспортно-эксплуатационных показателей дороги, которые приняты за ее потребительские свойства такие как: обеспеченная дорогой скорость, непрерывность, удобство и безопасность движения, пропускная способность, способность пропускать автомобили и автопоезда с осевой нагрузкой и общей массой, установленными для соответствующих категорий дорог.

Конечным результатом оценки является обобщенный показатель качества и состояния дороги ($П_Д$), включающий в себя комплексный показатель транспортно-эксплуатационного состояния дороги ($КП_Д$), показатель инженерного оборудования и обустройства ($К_{ОБ}$) и показатель уровня эксплуатационного содержания ($К_Э$):

$$П_Д = КП_Д \cdot К_{ОБ} \cdot К_Э .$$

Показатели $П_Д$, $КП_Д$, $К_{ОБ}$, $К_Э$ являются критериями оценки качества и состояния дороги. Их нормативные значения для каждой категории принимают в соответствии с действующими нормативно-техническими документами.

В зависимости от целей и задач оценки она может быть выполнена как по обобщенному показателю качества и состояния, так и раздельно по комплексному показателю транспортно-эксплуатационного состояния, показателю инженерного оборудования и обустройства или по показателю уровня эксплуатационного содержания.

Оценку качества дороги в момент сдачи в эксплуатацию после строительства, реконструкции или ремонта выполняют также как и эксплуатируемой дороги по результатам объективной оценки и измерения фактических параметров и характеристик дороги [2].

Предлагаемая нами методика оценки эффективности использования разработанных составов модифицированных битумных вяжущих учитывает качественные показатели технологии литого асфальтобетона при производстве ремонтно-строительных работ, еще на стадии рабочего проекта и позволяет оценить экономическую эффективность и целесообразность применения различных модификаторов битумного вяжущего.

$$Э = \left(\sum_{t=0}^{T} \frac{R_t - З_t}{I(t,t_б) \cdot \prod_{q=1}^{t} (1+E_q)} - \sum_{t=0}^{T} \frac{K_t}{I(t,t_б) \cdot \prod_{q=1}^{t} (1+E_q)} \right) \cdot k,$$

где R_t — результаты, полученные в год t; $I(t,t_б)$ — индекс инфляции в году t по сравнению с годом $t_б$; $З_t$ — текущие затраты в год t; K_t — единовременные затраты в год t; E_q — норма дисконта; k – комплексный коэффициент качества.

Комплексный коэффициент качества определяется по формуле:

$$k = \prod_{i=1}^{n} \frac{x_i}{x_i^{норм}},$$

где x_i — значение i-го показателя качества; $x_i^{норм}$ — нормативное значение i-го показателя качества;

Превосходство в качестве дорожного покрытия реально приводит к увеличению прибыли дорожно-эксплуатационных предприятий (служб). На увеличение прибыли воздействуют два фактора: первый — удовлетворенность потребителей более высоким качеством производства ремонтно-строительных работ, вследствие чего дорожное предприятие имеет возможность выиграть тендерные торги; второй — снижение затрат на производство из-за отсутствия дефектов, и, следовательно, уменьшение затрат на их доработку [3].

Таким образом, при использовании новых более качественных технологий для ремонта и строительства, автомобильных дорог (таких как технология литого асфальтобетона), увеличивается эффективность работы не только дорожного предприятия, но и всего народного хозяйства, так как дорожная отрасль является одной из наиболее ресурсоёмкой отраслью РФ.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Гохман Л.М. Почему битумы, отвечающие требованиям ГОСТ 22245-90, не соответствуют требованиям условий эксплуатации асфальтобетонных покрытий / Транспорт России. Главная тема / июнь, 2005 г.

2. ОДН 218.0.006-2002 «Правила диагностики и оценки состояния автомобильных дорог. Основные положения» от 3 октября 2002 г. N ИС-840-р.

3. *Ребрин Ю.И.* Управление качеством. Учебное пособие. – Таганрог: Изд-во ТРТУ, 2004.

Ф.Г. Габибов[(1)], Х.Р. Баят[(2)], Л.Ф. Габибова[(1)]

РАЗРАБОТКА ЭФФЕКТИВНЫХ СЕЙСМОСТОЙКИХ ЗДАНИЙ

Азербайджанский научно-исследовательский институт
строительства и архитектуры (Азербайджан) [(1)],
Зенджанский технический университет (Иран) [(2)]

При разработке проектов сейсмостойких зданий в Иране учитываются все требования сейсмостойкого строительства зданий и сооружений изложенные в специальной [1–4 и др.] и нормативной [5] литературе.

При строительстве сейсмостойких домов для населения используется типовое проектирование, в котором активное участие принимает и автор. В большинстве случаев при проектировании и строительстве сейсмостойких домов используются металлические каркасы (см. рис. 1 и 2). Для тех районов, где подача электричества затруднена используются сборные конструкции металлических каркасов (болтовое соединение элементов каркаса).

Рис. 1. Металлический каркас сейсмостойкого дома (Зенджан)

Рис. 2. Металлический каркас сейсмостойкого дома (Зенджан)

Примеры готовых сейсмостойких малоэтажных домов для населения приведены на рис. 3 и 4.

Надо отметить, что новые сейсмостойкие дома и здания возводятся не только вместо разрушенных зданий, но также заменяются здания, в которых обнаружены повреждения от сейсмических и других негативных воздействий, обнаруженные при специальных исследованиях специалистами.

Наши исследования показали, что для создания каркасов для сейсмостойких зданий из глинобитного материала можно использовать утилизированные автопокрышки с металлокордом [6]. В мире образуется громадное количество отходов в виде изношенных автомобильных покрышек. Металлокордные утилизированные автопокрышки имеют оригинальные

геометрические и механические характеристики, позволяющие эффективно их использовать в сейсмостойком строительстве [7].

Рис. 3. Сейсмостойкое малоэтажное здание (Абдара)

Рис. 4. Сейсмостойкое здание (Лористан)

Конструкционная схема предлагаемого здания представлена на рис. 5. На ленточный фундамент 1 по углам здания устанавливаются стопками утилизированные автопокрышки 2 одинакового типоразмера, из которых образуют вертикальные упругие элементы каркаса здания. Нижние покрышки крепятся к фундаменту из железобетона анкерными болтами 3. Между собой покрышки крепятся болтами, по крайней мере, в трех местах. При креплении между покрышками устанавливаются армирующие выпуски 5 из металлической или синтетической сетки для надежного сцепления с монолитно укладываемой глиногрунтовой стенкой здания. По центру столба упругого элемента проходит арматурный стержень или металлический трос 4, заделанный в фундамент здания.

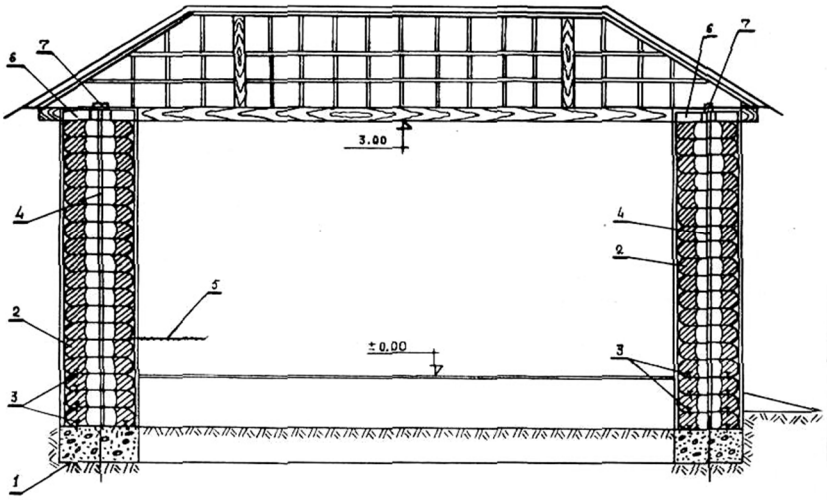


Рис. 5. Конструкционная схема здания с упругим каркасом, выполненным с использованием утилизированных автопокрышек

Цокольная часть здания выполняется из камня-известняка или рваного речного камня (разбитой крупной гальки). К стойкам из покрышек крепится несъемная опалубка в виде сетки Рабица, в которую укладывается глиногрунтовая смесь с добавкой самана в пластичном состоянии. После укладок эта смесь уплотняется специальным катком.

Стойки каркаса выполняются с регулируемой жесткостью путем предварительного напряжения стопки покрышек при помощи специального приспособления из крестовины. Последняя выполнена из металлических уголков или швеллеров 6 и болтово – натяжного элемента 7, установленного в арматурном стержне (тросе) 4. После упругого натяжения внутренняя полость вертикальных упругих элементов каркаса заполняется глиногрунтовой смесью.

По элементам крестовин 6 укладываются и крепятся к ним деревянные или металлические прогоны для крепления кровли.

Вертикальные упругие элементы из утилизированных покрышек вместе с прикрепленными к ним горизонтальными прогонами составляют упруго-жесткую конструкцию сейсмостойкого каркаса здания.

Расчетная схема такой конструкции представляет собой систему в виде однородной массы, моделирующую стенку из глиногрунтового материала, а упругие стойки из утилизированных покрышек заменяются пружинами с заданным коэффициентом упругости. Период собственных колебаний здания *T* в этом случае можно определить по формуле:

$$T = 2\pi\sqrt{Q/K}\,, \qquad (1)$$

где *Q* – момент инерции массы здания, как абсолютно жесткого тела относительно центральной оси; *K* – угловая жесткость стоек из утилизированных покрышек относительно оси вращения.

Самым старым и одним из наиболее перспективных методов активной сейсмозащиты является сейсмоизоляция.

Нами разработаны различные варианты сейсмоизоляционных матов, сделанных из полных протекторных обрезков утилизированных металлокордных автопокрышек (см. рис. 6). Надо отметить, что предлагаемые сейсмоизоляционные маты 4 устанавливаются между фундаментом 2 здания 1 и грунтовым основанием 3 (см. рис. 6, *а*), а также в виде прослойки в конструкции фундамента 2 (см. рис. 6, *в*).

Полные протекторные обрезки 5 из утилизированных металлокордных автопокрышек одинакового типоразмера скрепляются между собой по боковинам резиновым клеем или металлическим скобами в отдельные элементы, один из которых показан на рис. 6, *с*. При сборке отдельного элемента мата каждая соседняя лента протекторной обрезки поворачивается обратной стороной. Таким образом после соединения соседние протекторные обрезки взаимно гасят естественные упругие кольцевые изгибы, придавая элементу мата плоскую форму.

Из отдельных элементов (рис. 6, *в*) собирается мат на необходимой площади контактной поверхности фундамента 2 с грунтовым основанием 3 или между слоями в сложном фундаменте.

Количество слоев в сейсмоизоляционном мате определяется специальным расчетом.

Объемное напряженно-деформационное состояние резиновой составляющей мата складывается из трех линейных и трех сдвиговых. При малых деформациях объем изменяется только при линейных деформациях и не меняется при сдвиговых. Относительное изменение объема

$$\Delta = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z . \qquad (2)$$

Учитывая то, что изменение объема определяется только средним значением нормальных напряжений $\overline{\sigma}$ после преобразования получим

$$\sigma_x = 2G\varepsilon_x = \frac{3\mu}{1+\mu}\overline{\sigma} . \qquad (3)$$

В узком интервале деформаций характеристику растяжения металлической кордовой нити можно считать линейной.

Величину

$$E_k = \frac{dN}{d\varepsilon} , \qquad (4)$$

где N – усилие в металлический кордовой нити, назовем модулем растяжения корда сейсмоизоляционного мата.

Динамические характеристики материала резиноармированного мата полностью определяются комплексным динамическим модулем E^*. Действительная $E^{'}$ и мнимая $E^{''}$ части комплексного динамического модуля:

$$E^* = E^{'} + iE^{''} . \qquad (5)$$

называются соответственно модулем упругости (модулем накопления) и модулем потерь ($i = \sqrt{-1}$ мнимая единица).

Работа, затрачиваемая на деформацию единицы объема резиноармированного мата за цикл деформации, т.е. величина механической энергии, перешедшей в тепло за цикл деформации, вычисляется как:

$$A = \int_o^T \sigma d\varepsilon = \int_o^T \sigma \varepsilon^* dt . \qquad (6)$$

Динамические характеристики сейсмоизоляционного мата должны рассчитываться по тому же принципу, что и статические т.е. по характеристикам металлокорда и резины. Реальный режим нагружения сейсмоизо-

лирующего резноармированного мата не бывает гармоническим. Всестороннее экспериментальное их изучение без наличия теории, позволяющей ограничиться экспериментальным изучением лишь небольшого числа временных режимов нагружения, необходимо.

Линейная теория вязкоупругости решает эту задачу, используя принцип суперпозиции, путем разложения произвольного циклического режима нагружения в бесконечную сумму гармонических режимов – ряд Фурье.

Для негармонического режима, также как для гармонического, следует ввести определения динамических модулей – модуля упругости $E'_Э$ и модуля потерь $E''_Э$, конечно, как эффективных величин.

Минимизируя среднюю величину квадрата разности решений получим:

$$E'_Э = \frac{\int_o^T \sigma(t)\varepsilon(t)dt}{\int_o^T \left[\varepsilon(t)\right]^2 dt}. \qquad (7)$$

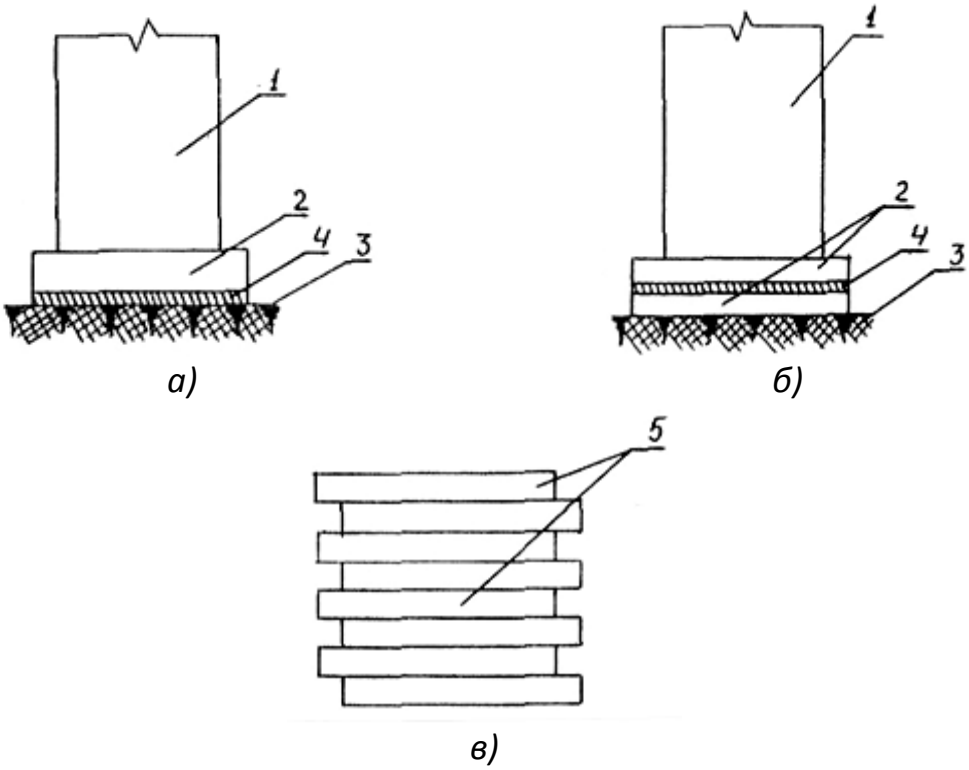


Рис. 6. Сейсмоизоляционные маты из протекторных обрезок утилизированных металлокордных покрышек: *а* – расположение сейсмоизоляционного мата между фундаментом с основанием здания; *б* – расположение сейсмоизоляционного мата внутри фундамента здания; *с* – собранный элемент мата

Модуль потерь, при его независимости от частоты, определяется по формуле:

$$E_{Э}^{''} = E^{''}\varepsilon_{w}^{-2}\sum_{n=1}^{\infty} n\left(a_n^2 + b_n^2\right). \qquad (8)$$

А потери механической энергии в негармоническом режиме могут быть определены через потери в гармоническом $A_Г$ с тем же размахом по формуле

$$A = A_Г\varepsilon_{w}^{-2}\sum_{n=1}^{\infty} n\left(a_n^2 + b_n^2\right). \qquad (9)$$

Для нелинейного резиноармированного сейсмоизоляционного мата задача значительно усложняется. Так как модуль потерь существенно зависит от размаха деформации, то при его определении необходимо введение эмпирического параметра, определяемого экспериментальным путем [8].

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Немчинов Ю.И.* Сейсмостойкость зданий и сооружений. – Киев, 2008. — 480 с.

2. *Ньюмарк Н., Розенблюэт Э.* Основы сейсмостойкого строительства. – М.: Стройиздат, 1980. — 344 с.

3. *Окамото Ш.* Сейсмостойкость инженерных сооружений. – М., Стройиздат, 1980. — 342 с.

4. *Поляков С.В.* Сейсмостойкие конструкции зданий. – М.: Высшая школа, 1983. — 304 с.

5. *Williams A.* Seismic design of Buildings and Bridges. For civil and Structural Engineers. San Jose. California: Engineering Press, Inc., 1995, 438 p.

6. Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings. Standartd №2800, 3 Edition, BHRC Publication № S-465, Tehran, 2007. — 73 p.

6. *Габибов Ф.Г., Мамедли Р.А., Баят Х.Р.* Разработка конструкции малоэтажного здания из глиногрунтовых материалов с сейсмостойким каркасом. Материалы Международной научно-практической конференции «Малоэтажное строительство в рамках национального проекта «Доступное и комфортное жилье — гражданам России: Технологии и материалы, проблемы и перспективы развития в Волгоградской области», Волгоград, 200. — С. 148–149.

7. *Габибов Ф.Г., Мамедли Р.А., Оджагов Г.О., Баят Х.Р., Габибова Л. Ф.* Научно - технические и экономические основы использования утилизированных автопокрышек при решении отдельных проблем инженерной геоэкологии. Сборник трудов Юбилейной конференции, посвященной 80-летию кафедры механики грунтов, оснований и фундаментов, 110-летию со дня рождения Н.А.Цытовича, 100-летию со дня рождения С.С.Вялова. – М.: МГСУ, 2010. — С. 151–156.

8. *Габибов Ф.Г., Баят Х.Р.* Сейсмоизоляция фундаментов многоэтажных зданий резиноармированными матами. Сборник научных трудов Полтавского национального технического университета им. Ю.Кондратюка, Выпуск 22, Полтава, 2008. — С. 15–18.

Ф.Г. Габибов[(1)], Р.А. Мамедли[(1)]

СИСТЕМНЫЙ АНАЛИЗ КОМБИНИРОВАННЫХ, СМЕШАННЫХ И УСЛОЖНЕННЫХ МОДЕЛЕЙ ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ

Азербайджанский научно-исследовательский институт строительства и архитектуры (Азербайджан) [(1)]

Комбинированные модели применяются в случае многослойных грунтовых оснований, состоящих из двух и более слоев, каждый слой которых описывается той или иной известной моделью. Выбор расположения слоев и определенная произвольность их моделирования позволяет достаточно верно отразить работу реального грунтового основания в каждом конкретном случае.

В комбинированной модели Б.М. Жемочнина и А.И. Синицына [1] основание состоит из двух слоев, из которых верхний подчиняется гипотезе Винклера, а нижний описывается моделью упругого полупространства. Получаемые на основании этой модели расчетные перемещения за пределами зоны контакта затухают быстрее, чем при использовании модели упругого полупространства.

Аналогичная модель рассмотрена в работе Б.Г. Коренева [2], для которой имеем

$$w(x) = cp(x) + \int_{-\infty}^{\infty} K_1(x-\xi)p(\xi)d\xi. \qquad (1)$$

Она может быть принята, если на упругом полупространстве, описываемой моделью Б.Г. Коренева с симметричным ядром $K_1(x-\xi)$, находится сравнительно тонкий упругий слой [2].

В.З. Власов и Н.Н. Леонтьев [3] рассматривают упругое основание, состоящее по высоте из нескольких горизонтальных слоев с различными характеристиками упругого деформирования. В случае введения такой схемы грунтового основания при определенном выборе функции поперечного распределения перемещений по высоте для каждого из слоев, можно провести учет разномодульности многослойного грунтового основания.

К комбинированным моделям можно отнести различные модификации модели М.М. Филоненко – Бородича [4]. В смешанных моделях упругого грунтового основания [5, 6] упругая полуплоскость «армируется» пружинами Винклера.

Использование комбинированных и смешанных моделей позволяет решать широкий круг практически важных задач и значительно повышает точность решения.

К усложненным моделям упругого грунтового основания относятся волновая и упруго-наследственные модели, а также статистически неоднородные грунтовые основания. В данной группе моделей значительный интерес представляет волновая модель Г.Б. Муравского [7], имитирующая упругий слой конечной мощности.

Дифференциальное уравнение равновесия грунтового основания получено из соотношений теории упругости в предположении, что горизонтальные перемещении u и υ равны нулю:

$$B\frac{\partial^2 W}{\partial z^2}+\omega\frac{\partial^3 W}{\partial z^2\partial t}+D\left(\frac{\partial^2 W}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 W}{\partial y^2}\right)+\eta\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{\partial^2 W}{\partial x^2}+\frac{\partial W}{\partial y^2}\right)+K_z-\rho\frac{\partial^2 W}{\partial t^2}=0, \quad (2)$$

где B — параметр, определяющий деформированное состояние грунтового основания при сжатии; ω, η — коэффициенты вязкости; K_z — интенсивность объемных вертикальных сил; D — модуль сдвига; ρ — плотность грунта.

Граничные условия при загружении плоскости $z=0$ нормальным давлением (x,y,t) и закрепленных точках нижней горизонтальной плоскости $z=H$ имеют вид

$$\left[B\frac{\partial W}{\partial z}+\omega\frac{\partial^2 W}{\partial z\partial t}\right]_{z=0}=-p(x,y,t); \quad (3)$$

$$[W]_{z=H}=0, W\to 0 \text{ при } [x]\to\infty. \quad (4)$$

Моделям упругого грунтового основания (2) – (4) соответствует механическая система, состоящая из тонных вертикальных стержней с модулем упругости B, помещенных в среду, работающую только на сдвиг и распределяющую нагрузку в поперечном направлении.

Волновая модель [7] позволяет учитывать инертность, вязкость, распределяющую способность грунтового основания и волновые процессы, происходящие в нем при динамических нагрузках. Эта модель более строгая, чем двухпараметрическая модель. Математический аппарат расчета на ее основе значительно проще, чем при использовании точных уравнений теории упругости.

Из уравнений (2) – (4) можно получить уравнения известных моделей упругих грунтовых оснований. Так, при $\omega=\eta=D=p=K_z=0$ приходим к модели грунтового основания Винклера с коэффициентом постели BH^{-1}.

Рассмотрим случай, когда $\omega = \eta = K_z = 0$, а вертикальные перемещения точек поверхности грунтового основания *W* не меняется со временем; при этом из (2) — (4) следует:

$$B\frac{\partial^2 W}{\partial z^2} + D\left(\frac{\partial^2 W}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 W}{\partial y^2}\right) = 0; \tag{5}$$

$$B\frac{\partial W}{\partial z}\Big|_{z=0} = -p(x,y). \tag{6}$$

Считая напряженное состояние плоским, представим *W(x,z)* в виде

$$W(x,z) = w(x)\varphi(z), \tag{7}$$

где $w(x)$ — обобщенное перемещение, определяющее вертикальные перемещения $W(x,z)$ для сечения $x = const$; $\varphi(z)$ — заданная функция поперечного распределения перемещений по высоте грунтового основания $\left[\varphi(0) = 1, \varphi(H) = 0\right]$.

Применяя к (5) и (6) преобразований по методу Бубнова – Галеркина получим

$$\int_0^H \left\{ B\frac{\partial^2\left[w(x)\varphi(z)\right]}{\partial z^2} + D\frac{\partial^2\left[w(x)\varphi(z)\right]}{\partial x^2} \right\} \delta dz = 0; \tag{8}$$

$$B\frac{\partial\left[w(x)\varphi(z)\right]}{\partial z}\Big|_{z=0} = -p(x). \tag{9}$$

Окончательно формула для реакции грунтового основания примет вид:

$$\overline{p}(x) = k_1 w(x) - k_2\frac{\partial^2\omega(x)}{dx^2}, \tag{10}$$

где

$$k_1 = B\int_0^H \left[\varphi'(z)\right]^2 \delta dz; \tag{11}$$

$$k_2 = D\int_0^H \left[\varphi(z)\right]^2 \delta d\ . \tag{12}$$

Уравнение (10) соответствует модели упругого грунтового основания В.З. Власова [3], однако параметры k_1, k_2 имеют в общем случае вид, отличный от параметров (коэффициентов) *k* и *t* в модели В.З. Власова.

Для достаточно большой толщины грунтового основания функция $\varphi(z)$ может быть представлена как показательная

$$\varphi(z)=e^{-\gamma}, \tag{13}$$

где γ — коэффициент, характеризующий затухание перемещений по высоте грунтового основания. При этом параметры волновой модели Муравского запишутся в виде:

$$k_1=B\frac{\delta\gamma}{2}, \tag{14}$$

$$k_2=D\frac{\delta}{2\gamma}. \tag{15}$$

Здесь

$$B=\frac{E_0(1+\nu_0)(3-2\nu_0)}{4(1-\nu_0^2)}, \tag{16}$$

$$D=\frac{E_o}{(1+\nu_0)(3-2\nu_0)}. \tag{17}$$

Для модели упругого грунтового основания В.З. Власова эти величины определяются так:

$$k_1=\frac{E_0}{1-\nu_0^2}\frac{\delta\gamma}{2}; \tag{18}$$

$$k_2=\frac{E_0}{2(1+\nu_0^2)}\frac{\delta}{2\gamma}. \tag{19}$$

Для упругонаследственной модели [8] связь между приложенным к грунтовому основанию давлением $p(x,t)$ и перемещением $w(x,t)$ точек поверхности грунтового основания применяются в виде:

$$p(x,t)=c\left[w(x,t)+\mu\int_0^t G(t-t_1)\frac{\partial w(x,t_1)}{\partial t_1}dt_1\right], \tag{20}$$

где c и μ — постоянные (c – долговременный коэффициент постели); ядро $G(z)$ — положительная функция при $z\geq 0$, которая монотонно убывает до нуля с ростом z, μ и G – безразмерны.

Необходимо отметить модели грунтовых оснований, носящие статистический характер. При изучении работы балок бесконечной длины В.В. Болотиным [9] и Д.Н. Соболевым [10, 11] рассматривались статистиче-

ски неоднородные грунтовые основания в рамках моделей Винклера, В.З. Власова и П.Л. Пастернака. Коэффициент постели *c* и упругие постоянные двухпараметрической модели принимались случайными функциями координат контактно взаимодействующих объектов. Учет статистических неоднородностей грунтового основания во многих практически важных случаях является необходимым и позволяет получить более точные значения внутренних усилий и перемещений в системе сооружение – грунтовое основание.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Жемочкин Б.Н., Синицын А.Н.* Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании без гипотезы Винклера. – М.: Госстройиздат, 1947. — 148 с.

2. *Коренев Б.Г.* Вопросы расчета балок и плит на упругом основании. – М.: Госстройиздат, 1954. — 232 с.

3. *Власов В.З., Леонтьев Н.Н.* Бамки, плиты и оболочки на на упругом основании. – М.: Физматиз, 1960. — 491 с.

4. *Филоненко-Бородич М.М.* Простейшая модель упругого основания, способного распределять нагрузку. Труды Московского института инженеров транспорта. – М.: Трансжелдориздат, Вып. 53, 1945 — С. 92–110.

5. *Репников Л.Н.* Расчет балок на упругом основании, объединяющем деформативные свойства основания Винклера и линейнодеформируемой среды. Основания, фундаменты и механика грунтов, №6, 1967. — С. 8–10.

6. *Черкасов И.И.* Механические свойства грунтовых оснований. – М.: Автотрансиздат, 1958. — 155 с.

7. *Муравский Г.Б.* О модели упругого основания. Строительная механика и расчет сооружений, №6, 1967. — С. 14–17.

8. *Сорокин Е.С., Муравский Г.Б.* Об учете упругих несовершенств материалов методами теории наследственной упругости. Строительная механика и расчет сооружений, №4, 1975. — С. 52–58.

9. *Болотин В.В.* Об упругих деформациях подземных трубопроводов, прокладываемых в статистически неоднородном грунте. Строительная механика и расчет сооружений, №1, 1965. — С. 4–8.

10. *Соболев Д.Н.* К расчету конструкций, лежащих на статистически неоднородном основании. Строительная механика и расчет сооружений, №1, 1965. — С. 1–4.

11. *Соболев Д.Н.* К расчету конструкций, лежащих на статистически неоднородном основании, при помощи модели с двумя коэффициентами постели, Строительная механика и расчет сооружений, № 3, 1975. — С. 27–31.

Ф.Г. Габибов[(1)], Н.А. Сафарова[(1)], Х.Р. Баят[(2)]

К ВОПРОСУ О РАСПРОСТРАНЕНИИ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЛН В ГРУНТАХ

Азербайджанский научно-исследовательский институт
строительства и архитектуры (Азербайджан) [(1)],
Зенджанский технический университет (Иран) [(2)]

Сейсмические волны, проходящие в грунте, представляют собой практически упругие волны, из которых поперечные волны имеют наибольшее значение с инженерной точки зрения [1, 2]. При поперечных волнах частицы упругого тела колеблются в направлении, перпендикулярном движению фронта волны. Обозначим направление движение волны *x*, а направление колебания частиц *y* (см. рис. 1). Под действием проходящей волны элемент *ABCD* перемещается и принимает форму элемента $A'B'C'D'$. Если перемещение стороны *AB* принять равным *u*, а стороны *CD* $u+du$, то

$$du=\frac{\partial u}{\partial x}dx, \tag{1}$$

где $\partial u/\partial x$ характеризует деформацию сдвига.

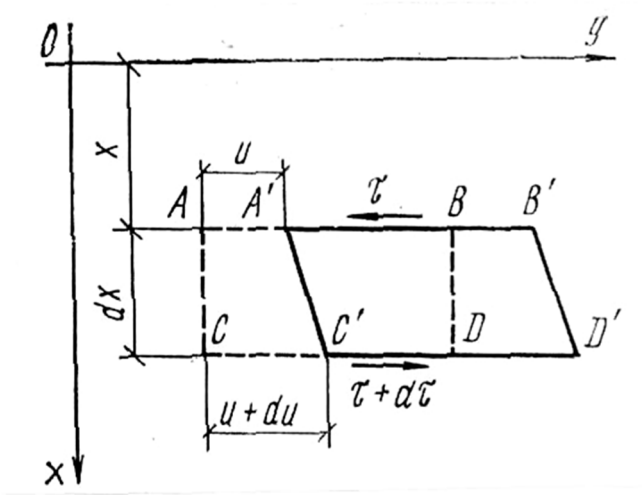


Рис. 1. Схема перемещения элемента грунта при нахождении волны

Аналогично, если направление вдоль *AB* равно τ, а вдоль *CD* $\tau+d\tau$, то

$$d\tau=\frac{\partial \tau}{\partial x}dx. \tag{2}$$

Поскольку элемент $ABCD$ испытывает ускорение, определяемое разностью сил на стороны AB и CD, уравнение движения принимает вид

$$d\tau = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}\rho dx, \tag{3}$$

где ρ — плотность материала элемента. Отсюда

$$\rho = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial \tau}{\partial x}. \tag{4}$$

В упругом теле напряжения пропорциональны деформациям

$$\tau = G\frac{\partial u}{\partial x} \tag{5}$$

и, следовательно:

$$\rho\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - G\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = 0. \tag{6}$$

Принимая теперь

$$c = \sqrt{\frac{G}{\rho}}, \tag{7}$$

получаем

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - c^2\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = 0. \tag{8}$$

Полученное уравнение является дифференциальным уравнением сдвиговых колебаний. Если подходящую функцию $F_1(z)$ аргумента $z = t - \frac{x}{c}$ подставить в (8) вместо u и считать ее дважды дифференцируемой, то этому условию будет удовлетворять любая функция принятого класса. Следовательно:

$$u = F_1\left(1 - \frac{x}{c}\right). \tag{9}$$

При таком колебании в случае постоянства $t - \frac{x}{c}$ смещение будет одинаковым. Таким образом, перемещение в месте с координатой x во время t будет таким же, как через время Δt в точке $x + c\Delta t$. Это означает, что определенная заданная точка в процессе колебаний перемещается в

положительном направлении с постоянной скоростью *c*. Это явление называется движением волны, а *c* – скорость распространения. По аналогии с выражением (6.14) другая подходящая функция $F_2(z)$ аргумента $z = t + \frac{x}{c}$:

$$u = F_2\left(t + \frac{x}{c}\right) \tag{10}$$

также будет удовлетворять уравнению (8) и характеризует волновое движение в отрицательном направлении *x.* Сумма выражений (9) и (10) также является решением уравнения (8).

В упругом теле с распространяющимся волнами в определенный момент *t* на расстоянии *x* возникает деформация

$$\gamma = \frac{\partial u}{\partial x} = \frac{1}{c} F_1^{'}(z), \tag{11}$$

где штрих означает дифференцирование F_1 по *z*. Отсюда энергия деформаций в единичном объеме

$$W_s = \frac{G}{2}\gamma^2 = \frac{G}{2c^2}\left\{F_1^{'}(z)\right\}^2 = \frac{\rho}{2}\left\{F_1^{'}(z)\right\}^2. \tag{12}$$

Скорость движения частицы в этом месте равна:

$$\upsilon = \frac{\partial u}{\partial t} = F_1^{'}(z) \tag{13}$$

и кинетическая энергия в единичном объеме:

$$W_k = \frac{\rho}{2}\upsilon^2 = \frac{\rho}{2}\left\{F_1^{'}(z)\right\}^2. \tag{14}$$

Если теперь обозначить полную энергию в единичном объеме через *W*, то как сумма энергии деформаций и кинетической энергии она равна

$$W = W_s + W_k = \rho\left\{F_1^{'}(z)\right\}^2. \tag{15}$$

Поскольку эта энергия связана с движением волн со скоростью *c*, то энергия на единицу площади за единицу времени (интенсивность потока энергии) равна:

$$Q = c\rho\left\{F_1^{'}(z)\right\}^2. \tag{16}$$

Обычно волны, движущиеся вперед, и волны, движущиеся назад, существуют одновременно, и энергия в единичном объеме равна сумме соответствующих энергий падающих и отраженных волн в том же объеме.

Поднимающаяся волна, достигая поверхности земли, отражается и уходит обратно. На рис. 2 осью абсцисс вдоль поверхности грунта показана падающая (подходящая снизу) волна:

$$u_1 = U\left(t + \frac{x}{c}\right) \tag{17}$$

и отраженная от поверхности волна (уходящая вниз)

$$u_2 = D\left(t - \frac{x}{c}\right). \tag{18}$$

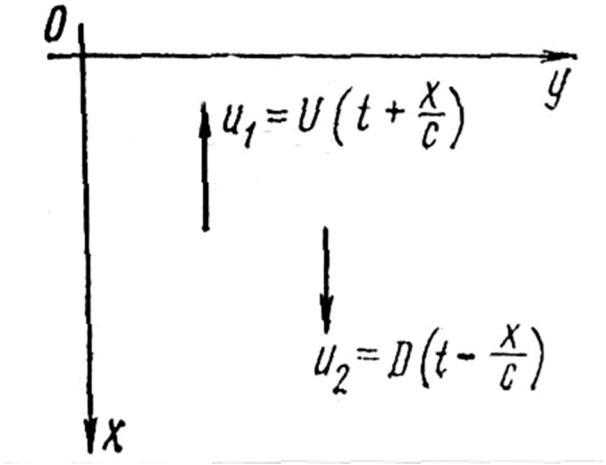


Рис. 2. Схема падающей и отраженной волны

При этом перемещение грунта равно:

$$u = D\left(t - \frac{x}{c}\right) + U\left(t + \frac{x}{c}\right), \tag{19}$$

а возникающие деформации

$$\gamma = \frac{\partial u}{\partial x} = -\frac{1}{c}D'\left(t - \frac{x}{c}\right) + \frac{1}{c}U'\left(t + \frac{x}{c}\right), \tag{20}$$

где D' — производная от D по $t - \frac{x}{c}$, а U' — производная от U по $t + \frac{x}{c}$.

Напряжение сдвига на поверхности грунта $(x = 0)$ равно нулю. Следовательно, нулю равна и деформации сдвига, т.е.

$$D'(t) - U'(t) = 0. \tag{21}$$

Следовательно

$$D(t)=U(t), \tag{22}$$

$$D\left(t-\frac{x}{c}\right)=U\left(t-\frac{x}{c}\right). \tag{23}$$

Это уравнение определяет форму отраженной волны, т.е. форма и амплитудные характеристики отраженной волны одинаковы с параметрами падающей волны. Отсюда уравнение движения волны в упругом теле

$$u=U\left(t-\frac{x}{c}\right)+U\left(t+\frac{x}{c}\right). \tag{24}$$

На поверхности при $x=0$ получаем

$$u=2U(t), \tag{25}$$

т.е. амплитуда колебаний поверхности равна удвоенной амплитуде падающей волны.

Приведенные соотношения справедливы для случая отраженных волн *S,* движущихся перпендикулярно к поверхности. Когда волны *S* входного воздействия подходят к поверхности грунта под углом, отраженные волны, кроме волн *S,* будут содержать и волны *P*. Точны так же при подходе волн *P* перпендикулярно к поверхности отраженные волны будут только волнами *P*, а при наклонном падении в дополнение к волнам *P* в отраженных волнах будут поперечные волны.

При подходе волны к плоской границе между двумя слоями с различными характеристиками часть волн отражается, а другая проходит через границу. В случае подхода волны перпендикулярно к границе слоев отражающаяся и проходящая части волн определяются следующим образом [1].

Предположим, что свойства каждого слоя грунта и характеристики волн таковы, как показаны на рис. 3. Тогда колебания двух слоев определяются выражениями:

$$u_1(t,x)=U_1\left(t+\frac{x}{c_1}\right)+D_1\left(t-\frac{x}{c_1}\right), \tag{26}$$

$$u_2(t,x)=U_2\left(t+\frac{x}{c_2}\right)+D_2\left(t-\frac{x}{c_2}\right). \tag{27}$$

Поскольку на границе $(x=0)$ в любой момент времени должны соблюдаться условия неразрывности перемещений и напряжений, получаем:

$$u_1(t,0)=u_2(t,0), \tag{28}$$

$$\left(G_1 \frac{\partial u_1}{\partial x}\right)_{x=0} = \left(G_2 \frac{\partial u_2}{\partial x}\right)_{x=0}. \tag{29}$$

Откуда получаем:

$$U_1(t) + D_1(t) = U_2(t) + D_2(t), \tag{30}$$

$$\frac{G_1}{c_1}\left\{U_1'(t) - D_1'(t)\right\} = \frac{G_2}{c_2}\left\{U_2'(t) - D_2'(t)\right\}. \tag{31}$$

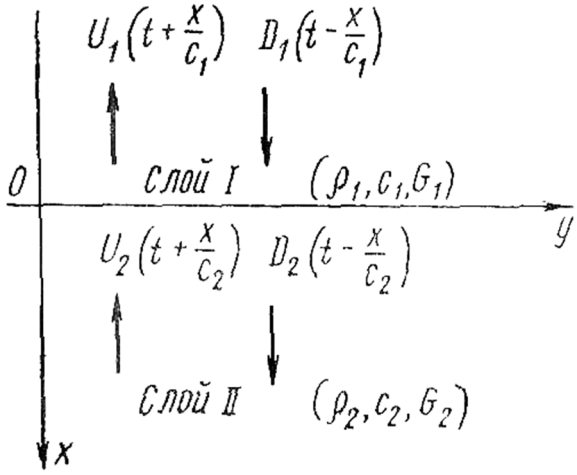


Рис. 3. Схема показывающая проход и отражение волны на границе между слоями грунта с различными свойствами

Интегрируя это уравнение, получаем:

$$U_1(t) - D_1(t) = \frac{G_2 c_1}{G_2 c_2}\left\{U_2(t) - D_2(t)\right\} \tag{32}$$

и, полагая, что

$$\frac{G_1 c_2}{G_2 c_1} = \frac{\rho_1 c_1}{\rho_2 c_2} = k, \tag{33}$$

тогда

$$U_1(t) - D_1(t) = \frac{1}{k}\left\{U_2(t) - D_2(t)\right\}. \tag{34}$$

Из совместного решения (30) и (34)

$$U_1(t) = \beta_o U_2(t) + \alpha' D_1(t), \tag{35}$$

$$D_2(t) = \alpha_o U_2(t) + \beta' D_1(t), \tag{36}$$

где

$$\alpha_o = \frac{1-k}{1+k},\ \beta_o = 1+\alpha_o,\ \alpha' = -\alpha_o,\ \beta' = 1-\alpha_o. \tag{37}$$

Тогда

$$U_1\left(t+\frac{x}{c_1}\right) = \beta_o U_2\left(t+\frac{x}{c_1}\right) + \alpha' D_1\left(t+\frac{x}{c_1}\right), \tag{38}$$

$$D_2\left(t-\frac{x}{c_2}\right) = \alpha_o U_2\left(t-\frac{x}{c_2}\right) + \beta' D_1\left(t-\frac{x}{c_2}\right). \tag{39}$$

Для выяснения физического смысла зависимостей (38) и (39) удобно дать следующие определения: α_0 — коэффициент отражения от нижней границы плоскости раздела; β_0 — коэффициент передачи от нижнего слоя к верхнему слою по плоскости раздела; α' — коэффициент отражения от верхней границы плоскости раздела; β' — коэффициент передачи от верхнего слоя к нижнему слою по плоскости раздела.

В случае перехода волн от жесткого грунта к мягкому: 1) амплитуда проходящей волны больше амплитуды падающей волны, причем максимальный коэффициент усиления равен двум; 2) отраженная волна имеет ту же фазу, что и падающая, а амплитуда отраженной волны меньше амплитуды падающей волны.

В случае перехода волн от мягкого и жесткому грунту: 1) амплитуда проходящей волны меньше амплитуды падающей волны; 2) отраженная волна противоположна по фазе падающей волне, а амплитуда отраженной волны меньше амплитуды падающей волны.

Хотя отраженные волны имеют пониженные амплитуды по сравнению с падающими волнами, форма волн и скорости их распространения не изменяются. Поэтому отношение потоков энергии отраженных и падающих волн равно α_0^2. Если же отношение потоков энергии проходящих и падающих волн (коэффициент передачи энергии), обозначить λ_0, то

$$\lambda_0 = 1-\alpha_0^2. \tag{40}$$

Поскольку $|\alpha_0| = |\alpha'|$, коэффициент передачи энергии одинаков для случаев подхода волн к плоскости раздела снизу и сверху.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Окамото Ш.* Сейсмостойкость инженерных сооружений. – М., Стройиздат, 1980. — 342 с.

2. *Кондратьев О.К.* Сейсмические волны в поглощающих средах. – М.: Недра, 1986. — 1976 с.

Ф.Г. Габибов[(1)], Н.М. Халафов[(1)], Р.А. Мамедли[(1)]

О ПРОГНОЗИРОВАНИИ УСТОЙЧИВОСТИ СЛОЖНЫХ ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ СИСТЕМ

Азербайджанский научно-исследовательский институт строительства и архитектуры (Азербайджан)[(1)]

Как известно устойчивость сложных геотехнических систем связана с надежностью, как их отдельных элементов, так и с надежностью их взаимодействия в системе. Причем надежность геотехнических систем должна закладываться, формироваться и изменятся в процессе их проектирования, строительства и эксплуатации.

Теоретические основы прогнозирования надежности и устойчивости сложных геотехнических систем изложены в наших предыдущих работах [1–4].

Рассматривая динамический процесс перехода начальных параметров качества сложной геотехнической системы (сооружение – грунты – элементы защиты) к предельным уровням в форме стационарного процесса и используя методы корреляционной теории стационарных процессов [5], прогноз надежности (устойчивости) сложной геотехнической системы может быть осуществлен путем решения задачи линейного прогнозирования. Однако такой прогноз, строящийся на правомерности линейно сингулярного стационарного процесса, может быть удовлетворен по точности только на сравнительно малом интервале времени (для одного – трех лет эксплуатации сложной геотехнической системы).

Условие наилучшего линейного прогноза состояния рабочих параметров качества ω_{ij} сложной геотехнической системы адекватно условию наилучшей линейной экстраполяции. С этой точки зрения изложенный подход, по видимому, даст наилучшие результаты при рассмотрении динамики качества сложной геотехнической системы по схеме D-P-t (повреждение или дефект – воздействие – время). Это обусловлено главным образом тем, что изменение начального прочностного и напряженно–деформированного состояния грунтовой среды и сооружений (прежде всего вблизи повреждений или дефектов) обуславливает фактическую техническую надежность (устойчивость) и, следовательно, работоспособность сложной геотехнической системы.

Успехи геомеханики, механики грунтов и механики разрушения позволяют в настоящее время предсказывать многие закономерности поведения грунтовой среды и строительных конструкций с повреждениями

(дефектами) типа трещин. Пользуясь методами геомеханики, механики грунтов и механики разрушения, можно оценить способность развития трещиноподобных повреждений (дефектов) заданных геометрических параметров при известных размерах грунтовой среды, конструкций сооружений различного назначения, свойствах грунтов и строительных материалов из которых они состоят или выполнены, и напряженно – деформированного состояния области вблизи повреждения (дефекта). Однако вопросы развития трещин (дефектов) в период эксплуатации сложных геотехнических систем содержат еще много неясностей. Для грунтовых сред и сооружений вопросы исследования трещин усложняются тем, что здесь нужно рассматривать несквозные начальные трещины (дефекты), подрастание которых происходит в трех плоскостях пространства. Кроме этого практически мало изучен вопрос перехода трещины (дефекта) от грунтовой среды к конструкциям различных сооружений.

Все нагрузки и воздействия на сложные геотехнические системы по их изменению во времени можно разделить на шесть видов:

1) монотонно возрастающие (до некоторого значения);
2) постоянно длительного действия;
3) периодические;
4) прогнозируемые аварийные;
5) не прогнозируемые аварийные;
6) катастрофические.

Первые четыре вида нагрузок и воздействий относятся и детерминированным, они в целом понятны, имеют инженерную расчетную базу и учитываются в проектных, строительных и эксплуатационных работах. Не прогнозируемые аварийные и катастрофические нагрузки и воздействия на геотехнические системы относятся и недетерминированным.

Если по отношению к не прогнозируемым аварийным нагрузкам и воздействия при условии принятых экстренных правильных инженерных и управленческих решений можно избежать их катастрофические развития, то они начинают приобретать смысл прогнозируемых аварийных воздействий и нагрузок, т.е. переходят в детерминированную зону. В противном случае они перерастают в катастрофические. В этих чрезвычайных ситуациях решается задача возможного уменьшения ущерба.

Если сложная геотехническая система содержит трещины (дефекты), то поведение ее в области трещины (дефекта) в общем изменяется при действии каждого из детерминированных видов нагружений и воздействии. Общеизвестно, что в сложной геотехнической системе, содержащей трещину (дефект), монотонное развитие трещины (дефекта) возможно при наличии периодических нагрузок и воздействий в условиях ползучести, а также суффозии и коррозии под напряжением. При этом трещина (дефект) монотонно увеличивается до тех пор, пока его размеры не достигнут кри-

тического значения, при котором геотехническая система (или отдельная ее часть) разрушается.

Накопление трещин или повреждений в большой или меньшей мере связано с напряженно – деформированным состоянием сложной геотехнической системы. Г.П. Черепановым [6] показано, что скорость роста трещины при всех детерминированных видах нагружения хорошо коррелируется с коэффициентом интенсивности напряжений (КИН) *K* (здесь имеется в виду только плоское напряженное состояние).

В условиях упруго-пластического разрушения рост трещин при монотонном нагружении происходит при значениях КИН, меньше критических [6]. Для грунтов сохранение указанной закономерности, до сих пор не описанной классической концепцией механики разрушения, вполне возможно. Этот фактор в при упруго-пластическом разрушении грунтов можно объяснить старением материалов и длительным реологическим течением грунтов и горных пород (ползучестью).

Одним из явных проявлений начала оползневого процесса на глинистых склонах является появление террасовых трещин. Как и в твердых телах, в грунтах, при оползневых процессах трещины могут развиваться различными путями, описанными в монографии Д. Броека [7]:

1) типа «разрыв», т.е. перемещения берегов трещины перпендикулярно плоскости трещины;

2) типа «сдвиг», т.е. перемещения берегов трещины происходят в плоскости трещины и перпендикулярно ее фронтальной линии;

3) типа «срез», т.е. антиплоский сдвиг в котором перемещения берегов трещины совпадают с плоскостью трещины и параллельны ее направляющей кромке.

Как показали исследования Ф.Г. Габибова и др. [8–10] в условиях вязко-упругого и упруго-пластического состояния глинистых грунтов в них наблюдаются сдвиговые деформации скашивания. И пока угол скашивания не достиг критической величины срез (разрушение) глинистого образца не происходит. Результаты этих исследований позволяют утверждать, что появление террасовых трещин на глинистых оползневых склонах характеризует, отмеченный Е.П. Емельяновой [11], второй этап изменения состояния грунтов, слагающих склон (частью упругом, частью пластическом), в котором по мере увеличения касательных напряжений начинают возникать отдельные области, накопившие касательные напряжения. Эти напряжения достигают величины предельного сопротивления сдвигу, приводящим и развитию пластических деформаций. Линия скольжения (разрушения) склона начинает формироваться после достижения глинистой толщей критического угла скашивания.

В работе [12] для решения плоской задачи террасового трещинообразования в идеально-пластическом глинистом склоне использован энерге-

тический критерий равновесия. Рассмотрен случай, когда пластическая деформация сосредоточена в узкой зоне перед острием террасовой трещины [13]. Трещина этой зоны порядка упругих смещений. Трещины с такой пластической зоной перед острием рассматриваются для удобства дальнейшего анализа, при котором проблема сводится к решению упругой задачи вместо упруго-пластической.

Размер пластической зоны d не ограничивается какими-либо пределами, а при полной потере устойчивости глинистого склона $d \to \infty$, т.е. переходит в линию скольжения (разрушения).

Критерий равновесия, выражающий собой закон сохранения энергии, при действительном или возможном приращении площади террасовой трещины, может быть записан в виде

$$\delta W + \delta Г = \delta A, \quad (1)$$

где δA — механическая работа внешних нагрузок и воздействий; δW — объемная потенциальная энергия упругой деформации глинистого грунта; $\delta Г$ — энергия разрушения.

Поскольку рассматриваемая задача предполагается квазистатической, то кинематическая энергия принята равной нулю.

Затрата энергии на создание новых поверхностей разрыва, т.е. энергии разрушения, фактически определяется энергией пластической деформации глинистого грунта δW_P, т.е.

$$\delta Г = \delta W_p. \quad (2)$$

Эта энергия разрушения отличается от энергии разрушения упругого глинистого грунта тем, что здесь $\delta Г$ целиком определяется затратой энергии на работу пластической деформации глинистого грунта, в то время как для хрупкого грунта по определению $d = 0$.

Продолжая рассматривать глинистой оползнеопасный силон как пример сложной геотехнической системы можно смело представить в виде основного энергетического показателя процессов разрушения глинистых грунтов объемную работу разрушения A_p, под которой понимается отношение затраченной в процессе пластических деформаций грунта работы A_n к объему разрушенного грунтового склона V, т.е.

$$A_p = \frac{A_n}{V}. \quad (3)$$

Величина объемной работы характеризует энергоемкость процессов разрушения оползнеопасного склона. Данный подход отличается от концепции энергетического закона разрушения Риттингера [14]. В нашем примере работа затраченная на разрушение сложной геотехнической системы пропорциональна объему пластического деформированного грунта.

Характерная кривая зависимости числа периодических нагрузок и воздействий N до разрушения сложной геотехнической системы от начального коэффициента интенсивности напряжений K_0 (отнесенная к критическому значению K_c этого коэффициента) носит убывающий нелинейный характер.

Если известен вид функции для скорости роста трещины

$$d\ell / dN = f\,(K_{\min}, K_{\max}, K_c), \tag{4}$$

то эту функцию можно использовать для решения двух практических задач.

Во-первых, для трещины заданного начального размера можно пойти оценочное число нагружений и воздействий N на сложную геотехническую систему, при котором трещина достигнет заданной длины ℓ

$$N = \int_{\ell_0}^{\ell} \frac{d\ell}{f\,(K_{\min}, K_{\max}, K_c)}. \tag{5}$$

Во-вторых, если для данной сложной геотехнической системы известен критический размер трещины, то, подставив его вместо верхнего предела интеграла (5), получим разрушающее число нагружений и воздействий.

Разработка конкретного инженерного метода прогноза устойчивости сложных геотехнических систем возможно лишь при условии тщательного экспериментального изучения общих и частных закономерностей развития аварий сложных геотехнический систем.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Габибов Ф.Г., Мамедов Ф.Ш., Амрахов А.Т., Сафарова Н.А., Алиева Л.А.* О прогнозировании надежности линейных транспортных сооружений в сложных грунтовых условиях.International scientific and practical conference «Problems of safety management in transport sistem», Баку, 2008. — С. 45–48.

2. *Габибов Ф.Г., Амрахов А.Т., Мамедов Ф.Ш., Махмудов К.С.* Основы методики инженерного прогнозирования надежности сооружений в сложных инженерно-геологических условиях. В кн.: Моделирование при решении геоэкологических задач. Сергеевские чтения, Выпуск 11, М.: ГЕОС, 2009. — С. 160–164.

3. *Габибов Ф.Г., Мамедов Ф.Ш., Амрахов А.Т., Махмудов К.С.* Логическая схема прогноза надежности сооружений в сложных инженерно-геологических условиях. В кн.: Современные технологии в строительстве. Теория и практика. Материалы Международной научно-практической конференции, посвященной 50-летию строительного факультета ПГТУ, Пермь: Издательство Пермского Государственного Технического Университета, 2009. — С. 141–146.

4. *Габибов Ф.Г., Мамедов Ф.Ш., Амрахов А.Т., Махмудов К.С.* О прогнозировании надежности сооружений в сложных инженерно-геологических условиях. Материалы IV Международной научно-технической конференции «Наука, техника и технология XXI века» (НТТ-2009), Нальчик: Кабардино – Балкарский государственный университет, 2009. — С. 233–236.

5. *Вентцель А.Д.* Курс теории случайных процессов. – М.: Наука, 1975.

6. *Черепанов Г.П.* Механика хрупкого разрушения. – М.: Наука, 1974. — 640 с.

7. *Броек Д.* Основы механики разрушения. – М.: Высшая школа, 1980. — 380 с.

8. *Габибов Ф.Г.* О проявлении наследственной упругости в водонасыщенном глинистом грунте при разгрузке в нелинейной зоне сдвиговой деформации. В кн.: Научно – технический процесс в строительстве и архитектуре. Материалы 1-ой Республиканской научно-технической конференции, посвященной 10-летию создания АзНИИСА, Баку, 1994. — С. 84–87.

9. *Габибов Ф.Г.* Исследование закономерностей изменения деформационных и прочных свойств двухфазного глинистого грунта в условиях многоплоскностного сдвига. В кн.: Новые достижения в строительной науке и архитектуре. Тематический сборник научных трудов, Баку, 1995. — С. 14–22.

10. *Кульчиций Л.И., Габибов Ф.Г., Павлов А.В.* Микрореологическое исследование трещинообразования в воднанасыщенных глинистых грунтах при их уплотнении. Баку: АзНИИСА Госстроя Азербайджанской Республики, 1999. — 40 с.

11. *Емельянова Е.П.* Основные закономерности оползневых процессов. М.: Недра, 1972. — 308 с.

12. *Габибов Ф.Г., Амрахов А.Т., Мамедов Ф.Ш.* О механизме развития террасовых трещин на глинистом оползневом силоне. В кн.: Опасные природные и техноприродные экзогенные процессы: закономерности развития, мониторинг и инженерная защита территорий. Сергеевские чтения, Выпуск 9, М.: ГЕОС, 2007. — С. 87–90.

13. *Партон В.З., Морозов Е.М.* Механика упруго-пластического разрушения. – М.: Наука, 1974. — 416 с.

14. *Спивак А.И.* Механика горных пород. – М.: Недра, 1967. — 192 с.

***А.А. Гарькавенко*[(1)]**

РАЗВИТИЕ МЕТОДОЛОГИЧЕСКИХ ОСНОВ УПРАВЛЕНИЯ КАЧЕСТВЕННЫМИ ПОКАЗАТЕЛЯМИ СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ

Саратовский государственный технический университет имени Гагарина Ю.А.[(1)]

Современное строительство ставит многоплановые задачи перед материаловедением. Необходимы новые материалы со специфичными характеристикам, и по возможности с наименьшими финансовыми издержками. Возникает задача совершенствования и создания материалов с заданными свойствами.

Решение задач по конструированию составов и оптимизации технологического процесса можно осуществить путем компьютерного моделирования. Цель наших исследований рассмотреть процесс создания строительного изделия как последовательность операций с множеством задействованных факторов материаловедческого и технологического характера, начиная от свойств составляющих, их пропорций, до параметров технологического процесса изготовления строительного изделия.

Выделяются основные аспекты в области направленного воздействия на структурообразование и свойства строительных композитных материалов.

1) Материаловедческие аспекты.

Оптимизация составов может производиться при помощи подбора компонентов входящих в состав композиции. Целью подбора составов является установление таких соотношений между компонентами, которые обеспечивают получение материала со всеми нормируемыми показателями качества при минимальном расходе вяжущих.

2) Технологический аспект управления определенными параметрами.

В современной отрасли имеется множество аппаратов управляемых с применением программируемых контроллеров или под управлением компьютеров, например при смешивании компонентов возможно получить данные о качестве полученной композиции.

В технологии строительных изделий термообработка применяется для ускоренного набора прочностных характеристик бетонов. Изменение параметров протекания данного процесса влияет на конечные свойства изделия.

3) Использование гибридных методов воздействия на свойства изделия.

В дискретном подходе моделирования **о**ценивается только выход параметров за допустимые пределы. Данный подход является распространенным, простым и быстродействующим.

Для достижения высокой точности необходимо создавать математические модели, строить продукционные системы, для чего требуется формулизовать задачу. Без предварительной подготовки использование дискретного подхода становится трудноосуществимым. В результате, использование дискретного метода осуществляется в составе комплексного подхода, либо вместе с человеком-экспертом и ориентирован в первую очередь на определение выхода параметров за допустимые границы.

В случае непрерывного подхода моделируемый объект независимо от его природы формализуется в виде непрерывной абстрактной системы, между элементами которой циркулируют потоки той или иной природы. Структура такой системы представляется графически в виде диаграммы (схемы) потоков. Основными элементами непрерывной системы рассматриваемого типа являются абстрактные «бункеры» (емкости, резервуары), а также элементы задержки. Недостатком может служить неверный выбор дискретности системы, так как мы не можем на дискретной аппаратуре полностью имитировать непрерывный процесс.

Экспертная система — это вычислительная система, содержащая знания специалистов о некоторой узкой предметной области в форме базы знаний. Экспертные системы должны уметь принимать решения вместо специалиста в заданной узкоспециальной области.

Обычно, экспертные системы используются для решения практических задач в некоторых узкоспециализированных областях, где большую роль играют накопленный опыт специалистов. Эксперт предоставляет необходимые знания о тщательно отобранных примерах проблем и путей их решения. Инженер по знаниям, формализует всю полученную информацию в виде базы знаний и помогает программисту в написании экспертной системы.

В работе рассматривается моделирование распределения пустот изделия, а так же методы анализа данных, приведены сведения о функционировании программного комплекса [1].

Рассмотрев преимущество и недостатки методов моделирования, учли возможность суммирования и накопления опыта, в качестве ядра автоматизированной системы принимаем искусственную нейронную сеть

Использование искусственных нейронных сетей для задач управления технологиями бетонов требует обширных экспериментальных данных. В работе «Интеграция нейронных сетей, баз данных и численного программного обеспечение для управления предсказаниями образования трещин в раннем возрасте бетона», рассматривается создание программного продукта по предсказанию образования трещин и архитектура функционирования приложения, способы обучения и описана база данных с заполненными параметрами состоявшихся экспериментов. База содержит данные о рецептах композиций, а так же связь составов с свойствами полученных материалов [2].

В статье « Прогнозирование 28-дневный прочности бетона на сжатие на третий день с использованием искусственных нейронных сетей» проведены результаты работы по сбору данных и апробированию различных алгоритмов обучения, а так же сопоставление результатов предсказания. Выделяет работу изучение цементов и эффективных составляющих, влияющих на прочность. Второй стадией изучается принцип распознания и предсказания нейронной сетью параметра прочности на сжатие в 28 суточном возрасте. В качестве основных факторов описывается роль водоцементного соотношения, плотность, усадка, количество вовлеченного воздуха, кремнезема, пластификатора, а так же оценка прочностных показателей в возрасте 3, 7, 14, 28, 42 дней. В методологии тренировки нейронной сети использовалось 70% данных были использованы для непосредственной тренировки (обучении), 15% для подтверждения и 15% для тестирования [3].

В статье «Разработка ИНС для предсказания прочности на сжатие пенобетоннов», рассматривается конструирование нейронной сети на 280 обучающих парах, 180 из которых были применены для обучения, и 100 для проверки достоверности результатов. Вариативность составляющих компонентов ограничивалась пределами стандартов, позволяло упростить масштабирование, и такое ограничение изменений параметров не позво-

ляет ввести данные находящиеся за рамками достоверного предсказания, и не нарушающими принятое масштабирование [4].

Обширные данные параметров, а так же отхождения от принятых на производствах эталонных рецептур позволит сконструировать объемную базу данных для обучения нашей автоматизированной системы, что позволит ей с достаточной точностью осуществлять предсказания.

Наша система предполагает построения искусственной нейронной сети и ее обучение на заранее подготовленных данных. Такими данными могут служить различные показатели строительного изделия, считываемые непосредственно с контролеров аппаратов производства, либо непосредственно занесенные оператором.

Наличие данных с разных этапов технологического процесса позволит разделить входной вектор на несколько. Подача раздробленного входного вектора на разные слои многоуровневой нейронной сети может качественно сказаться на результатах.

Существует задача правильного масштабирования исходных данных. С параметрами, характеризующими массу добавляемых компонентов проще, вычисляется процентная доля в общей массе, при незначительных составляющих по массе, но важности в составе, умножается на повышающий компонент. Параметры, описывающие качественный состав входящих компонентов необходимо масштабировать таким образом, что бы учесть возможности использования материалов различного качества, а так же не учитывать комплектующие определенного качества, которые не могут быть использованы для производства.

Затронутая тема отображает необходимость сбора подробных данных с производства, а так же отхождения от оптимальных рецептом производства в целях отслеживания влияния различных компонентов и режимов технологического процесса.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Баженов Ю.М., Воробьёв В.А., Илюхин А.В., Кивран В.К., Попов В.П.* Компьютерное материаловедение строительных композитных материалов – М.: Изд-во Российской инженерной академии, 2006. — 256 с.

2. Integrating neural networks, databases and numerical software for managing early age concrete crack prediction M. Lazzari, R. Pellegrini. Second International Conference on Structural and Construction Engineering (ISEC 03), 2003, Rome, Italy.

3. Prediction of 28-day compressive strength of concrete on the third day using artificial neural networks V.K. Alilou, M.Teshnehlab. International Journal of Engineering (IJE), Volume (3) : Issue (6).

4. Development of artificial neural network for predicting air curing lightweight foamed concrete compressive strength R. Bayuaji. Institut Teknologi Sepuluh Nopember. ISBN No. 978-979-18342-0-9.

Д.И. Гофман[1], В.В. Вовко[1]

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ СЕРЫ В ТЕХНОЛОГИИ ЛИТОГО АСФАЛЬТОБЕТОНА ДЛЯ СТРОИТЕЛЬСТВА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет[1]

Представлена методика оценки эффективности использования разработанных составов модифицированных битумных вяжущих учитывающая качественные показатели технологии литого асфальтобетона.

Министерством транспорта РФ разработано программу развития дорожной сети до 2019 года. Ее безусловный приоритет – это строительство высококачественных федеральных трасс и реконструкция дорог, формирующих международные транспортные коридоры в Европейской части России по направлениям Север–Юг и Центр–Урал, а также по направлениям, обеспечивающим реализацию экономического потенциала Дальнего Востока и Сибири.

Одним из возможных путей развития этого направления может стать применение литого асфальтобетона на основе полимер-битумных вяжущих.

Особенностью конструкций из литого асфальтобетона на основе полимер-битумных вяжущих является единая природа основы – один и тот же битумный материал, обеспечивающий единство и совместную работу слоев между собой в силу одинаковой деформативности, обеспечение слипаемости слоев при технологической температуре 190-200°С, отсутствие необходимости в уплотнении (плотность равна единице), высокая сопротивляемость трещино-, сдвиго- и колееобразованию, морозоустойчивость, прекрасная совместимость с температурными деформациями мостовых металлических пролетов. Литой асфальтобетон органичен в работе с другими видами конструкционных элементов дорожной одежды мостового полотна: обычным асфальтобетоном, гидроизоляцией, деформационными швами, из него наилучшим образом устраиваются направляющие водосточных элементов. Свойства материала и технологии обеспечивают условия удаления воды с поверхности, а также требуемое сцепление колес транспортных средств с дорожным покрытием. [1].

Полимербитумное вяжущее обладает высокомолекулярной устойчивой структурой, великолепно связывает битум и исключают его вытапливание и избыточное образование на поверхности дорожного полотна, имеет хорошие адгезионные свойства по отношению к выбранному каменному материалу – карельскому щебню из габбро, диабаза. Фактически

литой асфальтобетон является строительным материалом нового поколения, параметры которого не соответствуют Государственным стандартам на обычный асфальтобетон и должны иметь собственные нормативы. Стоимость литого асфальтобетона практически колеблется от стоимости обычного асфальтобетона до полуторакратного значения цены последнего. Типовым приемом существенного удешевления стоимости конструкции дорожной одежды может служить использования в качестве основы обычного асфальтобетона с покрытием из литого асфальтобетона. Устройства дополнительного слоя шероховатой поверхностной обработки кроме россыпи и прикатки щебня катком 1,5 тонн не предполагается. Для обеспечения требуемой шероховатости рекомендуется распределение на поверхностном слое очерненного щебня фракции 15–20 мм, материал технологичен, однако требует специальных распределителей (из-за отсутствия последнего возможно распределение вручную) [3].

Опыт использования серы в качестве добавки или замены битума показывает, что этому способствуют три основные причины.

Первая причина заключается в возможности снижения расхода битума, цена на который в связи с энергетическим кризисом значительно увеличилась. А уменьшение содержания битума в серобитумных вяжущих за счет добавок более дешевой и имеющейся в значительных количествах серы обеспечивает снижение затрат на устройство дорожных одежд.

Вторая причина заключается в значительном истощении запасов каменных материалов, используемых при устройстве слоев дорожных одежд, которые приходится завозить из других, как правило, отдаленных районов. Применение серобитумных вяжущих материалов позволяет широко использовать в дорожном строительстве местные песчаные грунты, слабые каменные материалы, золы и шлаки, что также обеспечивает существенный экономический эффект.

Третья причина заключается в значительном улучшении свойств асфальтобетонных смесей на основе серобитумного вяжущего. К их числу относятся более высокая прочность при сжатии, что дает возможность уменьшить толщины соответствующих слоев дорожных одежд; более высокая теплоустойчивость без значительного увеличения жесткости при низких температурах, что снижает опасность образования в слоях дорожных одежд трещин в холодное (зимнее) время и пластических деформаций в жаркий (летний) период; приготовление смесей на основе серобитумного вяжущего при более низких температурах нагрева компонентов; более высокая устойчивость серобитумных материалов к динамическим нагрузкам; более высокая устойчивость к воздействию бензина, дизельного топлива и других органических растворителей, что позволяет использовать их при устройстве покрытий на стоянках автомобилей, станциях технического обслуживания.

Эти выводы сделаны на основании двадцатилетнего опыта применения серы в дорожном строительстве США, Канады и стран Западной Европы.

Использование серы в дорожном строительстве США и Канады

Наиболее широкое использование асфальтобетонов с добавлением серы наблюдается в США. Здесь серобитумное вяжущее применяют как при новом строительстве, так и при реконструкции дорог и ремонте дорожных покрытий.

Существует два технологических способа применения серы в слоях дорожных одежд из минеральных материалов, обработанных битумом: с использованием незначительного количества серы в качестве разжижителя битума в обычных асфальтобетонных смесях; с применением большого количества серы (используется и как наполнитель смеси). Следует отметить, что введение серы в битум возможно также двумя способами. При первом способе мелкие частицы серы (5 мкм) вводят в горячий битум, непрерывно перемешивая. При этом сера плавится. При втором способе расплавленную серу при температуре ниже 150°С добавляют в горячий битум при интенсивном перемешивании.

В обоих случаях скорость перемешивания должна обеспечивать образование эмульсии и инициировать реакцию химического взаимодействия этих компонентов. Исследования показывают, что по таким технологическим режимам можно приготавливать вяжущие (сме-си на его основе), содержащие до 30% серы в битуме.

Поскольку плотность серы намного выше, чем плотность битума, расход сероорганического вяжущего для приготовления асфальтобетонных смесей несколько выше, чем битума.

Особенностью таких асфальтобетонных смесей на основе серобитумных вяжущих являются их хорошие удобообрабатываемость (вязкость серобитумного вяжущего при равной температуре меньше, чем исходного битума) и уплотняемость. В северных штатах США, где средняя зимняя температура воздуха достигает минус 30°С, с целью уменьшения трещинообразования на асфальтобетонных покрытиях используют в качестве органической составляющей вяжущего битум с глубиной проникания иглы 250-350 мм-1 при температуре 25°С. В него вводят до 20% серы, что способствует повышению термостабильности вяжущего, а значит, и сдвигоустойчивости таких дорожных покрытий в летний эксплуатационный период.

По результатам четырех- и пятилетней эксплуатации конструкции дорожной одежды мостовых объектов через р. Волга у с. Пристанное получены следующие результаты: отсутствие трещин, выкрашиваний, вспучиваний, хорошие условия стока воды, структура материала препятствуют возникновению гололеда за счет упругости материала и механического разрушения пленки гололеда при проезде транспортного средства, подтверждена высокая водонепроницаемость материала и конструкции, ста-

бильность коэффициента сцепления, отсутствие трещин в стыках сопряжений с другими конструкционными элементами, уменьшение шумообразования относительно аналогичных конструкций и устройств шероховатой поверхностной обработки, хорошая адгезия с материалами дорожной разметки, отсутствие каких либо проявлений возможного пережога битума при указанных температурах приготовления, высокая личная оценка участников дорожного движения при проезде по мостовому переходу. Важнейшим достоинством указанной конструкции является применение в качестве гидроизоляции полимербитумной мастики.

Применение конструкции дорожной одежды мостового полотна на основе литого асфальтобетона регламентировано Рекомендациями по устройству дорожных покрытий с шероховатой поверхностью (Росавтодор 5.01.2004) [4].

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Устройство конструкций дорожной одежды мостового полотна с использованием литого асфальтобетона на основе полимер-битумных вяжущих // Проект отраслевых методических рекомендаций. Саратов, РОСДОРТЕХ, 2003.

2. *Гохман Л.М.* Почему битумы, отвечающие требованиям ГОСТ 22245-90, не соответствуют требованиям условий эксплуатации асфальтобетонных покрытий / Транспорт России. Главная тема, 2005.

3. ОДН 218.0.006-2002 «Правила диагностики и оценки состояния автомобильных дорог. Основные положения» от 3 октября 2002 г. N ИС-840-р.

4. Рекомендациями по устройству дорожных покрытий с шероховатой поверхностью (Росавтодор 5.01.2004 г.).

А.В. Жиделёв[(1)], В.И. Воробьёв[(1)]

РЕЗУЛЬТАТЫ ПРОВЕДЕНИЯ РЕЙТИНГА ЭФФЕКТИВНОСТИ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКОЙ ДЕЯТЕЛЬНОСТИ КАФЕДР И ФАКУЛЬТЕТОВ ФГБОУ ВПО «ВОЛГОГРАДСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ» В 2012 Г.

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет[(1)]

В Волгоградском государственном архитектурно-строительном университе с 2010 года решением Научно-технического совета введен рейтинг научно-исследовательской деятельности структурных подразделений Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета.

Целью проведения рейтинга является определение интегральных оценок работы по научному направлению для последующего анализа, контроля и принятия административных мер.

В основу математической модели СОИ НИД положена система экспертных оценок, широко используемая для определения победителей (ранжирования) экспертируемых объектов или участников конкурса. Сравниваемые объекты/участники в общем случае обладают некоторым набором показателей/характеристик, имеющих различный физический смысл, единицы измерения и пр. В такой ситуации становится неприемлемым простое суммирование абсолютных величин анализируемых показателей.

СОЭ НИД разработана в соответствии с требованиями:

– ежегодного отчета о научной деятельности вуза Министерства образования и науки РФ;

– перечня показателей, необходимых для определения типа и вида образовательноо учреждения высшего профессионального образования (Приказ Рособранадзора №2267 от 25.10.2011 г.);

– мониторинга высших учебных заведений РФ (Письмо Минобрнауки России от 31 мая 2012 г. № ИБ-764/07);

– модуля сбора информации об образовательном учреждении.

СОЭ НИД включает в себя 26 показателей, сгруппированных в 8 укрупненных групп (см. табл. 4 с примечаниями).

Оценка деятельности кафедры осуществляется по следующим показателям:

– абсолютным (валовым);

– приведенным к ППС.

Методика расчета по весовым показателям (абсолютным (валовым) значениям)

Пусть имеется *n* кафедр, деятельность которых определяется *m* показателями: объем выполненных НИР, количество монографий и т.д.

Составляется матрица абсолютных показателей деятельности всех кафедр университета $P_{i,j}$, где i – номер кафедры ($i = 1, 2, \ldots n$), j – номер показателя ($j = 1, 2, \ldots m$) (табл. 1). У каждого показателя $P_{i,j}$ есть своя единица измерения (тыс. руб., шт. и т.д.).

Для каждого показателя *j* выбирается наибольшее по абсолютной величине значение:

$$P_{j,\max} = \max(P_{1,j}, P_{2,j}, \ldots, P_{n,j}). \quad (1)$$

Деятельность кафедры, имеющей по показателю j наибольшую абсолютную величину, считается наилучшей, что соответствует 100%.

Эффективность работы оставшихся кафедр по показателю *j* вычисляется в процентах от наибольшей величины $P_{j,\max}$ лучшей кафедры:

$$Э_{i,j} = \frac{P_{i,j}}{P_{j,\max}} \cdot 100\%. \quad (2)$$

Значения эффективностей работы кафедр по каждому показателю сводятся в матрицу (табл. 2).

Таблица 1

Матрица абсолютных (валовых) показателей деятельности кафедр университета

Название кафедры	Показатели					
	Показатель 1, (единица измерения)	Показатель 2, (единица измерения)	…	Показатель *j*, (единица измерения)	…	Показатель *m*, (единица измерения)
Кафедра 1	$P_{1,1}$	$P_{1,2}$	…	$P_{1,j}$	…	$P_{1,m}$
Кафедра 2	$P_{2,1}$	$P_{2,2}$	…	$P_{2,j}$	…	$P_{2,m}$
…	…	…	…	…	…	…
Кафедра *i*	$P_{i,1}$	$P_{i,2}$	…	$P_{i,j}$	…	$P_{i,m}$
…	…	…	…	…	…	…
Кафедра *n*	$P_{n,1}$	$P_{n,2}$	…	$P_{n,j}$	…	$P_{n,m}$

Таблица 2

Матрица эффективности деятельности кафедр университета по абсолютным показателям

Название кафедры	Показатели					
	Показатель 1, (единица измерения)	Показатель 2, (единица измерения)	…	Показатель *j*, (единица измерения)	…	Показатель *m*, (единица измерения)
Кафедра 1	$Э_{1,1}$	$Э_{1,2}$	…	$Э_{1,j}$	…	$Э_{1,m}$
Кафедра 2	$Э_{2,1}$	$Э_{2,2}$	…	$Э_{2,j}$	…	$Э_{2,m}$
…	…	…	…	…	…	…
Кафедра *i*	$Э_{i,1}$	$Э_{i,2}$	…	$Э_{i,j}$	…	$Э_{i,m}$
…	…	…	…	…	…	…
Кафедра *n*	$Э_{n,1}$	$Э_{n,2}$	…	$Э_{n,j}$	…	$Э_{n,m}$

Интегральная (результирующая) эффективность деятельности каждой кафедры вычисляется по формуле:

$$ЭЭ_i = \sum_{j=1}^{m} V_j \cdot Э_{i,j}\ , \qquad (3)$$

где V_j – вес показателя *j* (см. табл. 4).

Использование приведенных к ППС результатов

Расчет эффективности работы кафедры может быть выполнен не по абсолютным (валовым) значениям, а по приведенным к числу сотрудников кафедры.

В таком случае в матрице абсолютных показателей деятельности кафедр университета все абсолютные (валовые) значения показателей кафедры делятся на количество ППС (табл. 3):

$$PP_{i,j} = \frac{P_{i,j}}{S_i}, \tag{4}$$

где S_i — число сотрудников кафедры, $P_{i,j}$ — абсолютное (валовое) значение показателя номер j кафедры с номером i.

Таблица 3

Матрица показателей деятельности
кафедр университета, приведенных к ППС

Название кафедры	Показатели					
	Число ППС, чел.	Показатель 1, (единица измерения)	…	Показатель j, (единица измерения)	…	Показатель m, (единица измерения)
Кафедра 1	S_1	$PP_{1,1}$	…	$PP_{1,j}$	…	$PP_{1,m}$
Кафедра 2	S_2	$PP_{2,1}$	…	$PP_{2,j}$	…	$PP_{2,m}$
…	…	…	…	…	…	…
Кафедра i	S_i	$PP_{i,1}$	…	$PP_{i,j}$	…	$PP_{i,m}$
…	…	…	…	…	…	…
Кафедра n	S_n	$PP_{n,1}$	…	$PP_{n,j}$	…	$PP_{n,m}$

Дальнейшая последовательность расчетов – в соответствии с методикой, изложенной выше.

Таблица 4

Перечень показателей, оценивающих эффективность научно-исследовательской деятельности кафедр ВолгГАСУ

№№ п.п.	Наименование	Ед. изм.	Вид (абсолют./ привед.)	Оцениваемый период	Баллы (для приведенных показателей)	Источник данных	Вес показателя, балл
1	2	3	4	5	6	7	8
1	**Научное руководство**						**13**
1.1	Количество аспирантов (бюджет)	чел.	абсолют.	1 год	—	ОАиД	1
1.2	Количество докторантов (бюджет)	чел.	абсолют.	1 год	—	ОАиД	2
1.3	Количество соискателей и аспирантов платно-контрактной формы обучения	чел.	абсолют.	1 год	—	ОАиД	2
1.4	Количество аспирантов и соискателей, защитившихся в срок	чел.	абсолют.	1 год	—	ОАиД	3
1.5	Количество докторантов, защитившихся в срок	чел.	абсолют.	1 год	—	ОАиД	5
2	**Развитие кадрового потенциала**						**12**
2.1	Остепененность ППС кафедр	чел.	привед.	1 год	Ученая степень: 1 – доктор наук; 0,3 – кандидат наук; 0 – без степени	ЕОКо-НИД УК	5
2.2	Количество сотрудников кафедры, защитивших диссертацию	чел.	привед.	3 года	Вид диссертации: 1 – докторская; 0,3 – кандидатская	ЕОКо-НИД	4

1	2	3	4	5	6	7	8
2.3	Количество сотрудников кафедры, участвующих в диссертационных советах	чел.	приведд.	1 год	Степень участия в диссовете: 3 – председатель совета; 2 – ученый секретарь совета; зам. председателя; 1 – член совета	ЕОКо-НИД	3
3	**Выполнение хоздоговорных и госбюджетных работ**						**23**
3.1	Объем хоздоговорных работ	тыс. руб.	абсолют.	1 год	—	УНИР	10
3.2	Объем госбюджетных НИР	тыс. руб.	абсолют.	1 год	—	УНИР	8
3.3	Число заявок на гранты/программы/конкурсы/тендеры	шт.	абсолют.	1 год	—	ЕОКо-НИД, УНИР	5
4	**Публикационная активность**						**25**
4.1	Количество публикаций в академических или международных изданиях	шт.	абсолют.	1 год	—	ЕОКо-НИД	3
4.2	Количество публикаций в изданиях перечня ВАК	шт.	абсолют.	1 год	—	ЕОКо-НИД vak.ed.gov.ru	5
4.3	Количество публикаций в базе SCOPUS	шт.	абсолют.	1 год	—	ЕОКо-НИД scopus.com	6
4.4	Количество публикаций в прочих сборниках или периодических изданиях	шт.	абсолют.	1 год	—	ЕОКо-НИД	2
4.5	Количество публикаций в базе РИНЦ	шт.	абсолют.	1 год	—	ЕОКо-НИД elibrary.ru	2
4.6	Индекс цитируемости в РИНЦ	ед.	абсолют.	суммарно	—	ЕОКо-НИД elibrary.ru	2

1	2	3	4	5	6	7	8
4.7	Индекс Хирша в РИНЦ	ед.	абсо-лют.	сум-марно	—	ЕОКо-НИД eli-brary.ru	2
4.8	Количество моногра-фий	шт.	абсо-лют.	3 года		ЕОКо-НИД	3
5	**Количество докладов на научных конферен-циях, симпозиумах, семинарах и пр., коли-чество художествен-ных произведений и мастер-классов**	шт.	абсо-лют.	1 год	Степень науч-ной конфе-ренции, сим-позиума, се-минара, ма-стер-класса и пр.: 3 – междуна-родная; 2 – всерос-сийская; 1 – регио-нальная, ву-зовская.	ЕОКо-НИД	**5**
6	**Количество премий, наград, дипломов**	шт.	абсо-лют.	1 год	Ранг премии, награды, ди-плома: 10 – государ-ственная, правитель-ственная; 5 – регио-нальная, об-ластная, го-родская; 1 – прочая.	ЕОКо-НИД	**9**
7	**Количество объектов интеллектуальной соб-ственности**	**шт.**	**абсо-лют.**	**3 года**	**—**	**ЕОКо-НИД**	**3**
8	**Научно-исследовательская работа студентов**						**10**
8.1	Количество докла-дов/художественных произведений студентов на научных конференци-ях, семинарах и т.п. всех уровней (в том числе студенческих)	шт.	при-вед.	1 год	Статус конфе-ренции: 3 – междуна-родная; 2 – всероссий-ская; 1 – региональ-ная, вузовская	ЕОКо-НИД	2
8.2	Количество студентов очной формы обучения, участвующих в НИР	чел.	абсо-лют.	1 год	—	ЕОКо-НИД	3

1	2	3	4	5	6	7	8
8.3	Количество научных публикаций студентов	шт.	абсолют.	1 год	—	ЕОКоНИД	2
8.4	Количество медалей, дипломов, грамот, премий и пр., полученных студентами на конкурсах на лучшую НИР и на выставках	шт.	абсолют.	1 год	—	ЕОКоНИД	3
	Итого						**100**

Примечание. Принятые сокращения: ЕОКоНИД – ежегодный отчет кафедр о научно-исследовательской деятельности; ОАиД – Отдел аспирантуры и докторантуры; УК – Управление кадров; УНИР — Управление научных исследований и разработок.

Пояснения к отдельным показателям СОЭ НИД

Показатель №2.1 «Остепененность ППС кафедр»

Статус ученой степени сотрудника кафедры характеризуется баллами:

1 — доктор наук;

0,3 — кандидат наук;

0 — без степени.

Количество ППС, приведенных к доктору наук:

$$P = P_Д + 0{,}3 \cdot P_К + 0 \cdot P_Б, \qquad (5)$$

Приведенный (интегральный) показатель остепененности сотрудников кафедры:

$$P = \frac{P_Д + 0{,}3 \cdot P_К + 0 \cdot P_Б}{P_Д + P_К + P_Б} \cdot 100\%, \qquad (6)$$

где $P_Д$ — количество докторов наук; $P_К$ — количество кандидатов наук, $P_Б$ — количество сотрудников кафедры без ученой степени.

Пример. Пусть кафедра *N* состоит из 10 сотрудников. В ее составе присутствует определенное число докторов наук, кандидатов наук и сотрудников без ученой степени.

Анализ представленной на рис. 1 модели определения интегральной остепененности кафедры, состоящей из 10 чел., при различном количестве докторов и кандидатов наук, позволяет сделать следующие выводы:

1. Кафедра, состоящая из 10 докторов наук, и кафедра, состоящая из 10 кандидатов наук, не должны иметь одинаковый интегральный показатель остепененности. В соответствии с представленной на рис. 1 моделью остепененность кафедры из 10 докторов наук составит 100%, а кафедры, полностью состоящей из кандидатов наук, – 30%.

2. В случае если на кафедре нет ни доктора, ни кандидата наук, остепененность равна 0%.

3. Кафедра, состоящая из 1 доктора наук и 9 сотрудников без ученой степени, имеет остепененность 10%, что больше, чем кафедра, состоящая из 3 кандидатов наук и 7 сотрудников без ученой степени (9%).

4. Остальные промежуточные варианты распределяются по формуле (6).

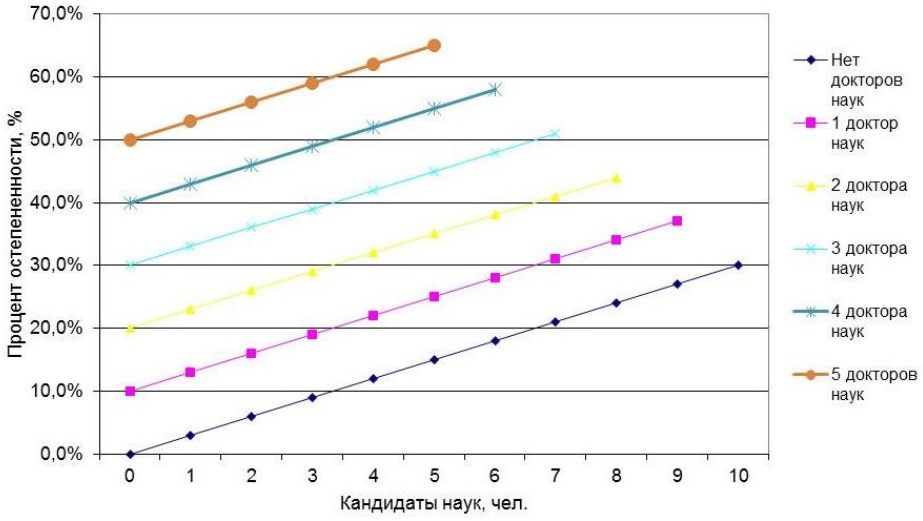


Рис. 1. Модель определения интегральной остепененности кафедры, состоящей из 10 чел.

Показатель №2.2 «Количество сотрудников кафедры, защитивших диссертацию»

Статус диссертации характеризуется баллами:

1 – докторская;

0,3 – кандидатская.

Приведенное число защит сотрудников кафедры:

$$P = P_Д + 0,3 \cdot P_К, \quad (7)$$

где $P_Д$ — количество защит докторских диссертаций; $P_К$ — количество защит кандидатских диссертаций.

Показатель №2.3. «Количество сотрудников кафедры, участвующих в диссертационных советах»

Степень участия сотрудника в диссертационном совете характеризуется баллами:

3 – председатель совета;

2 – ученый секретарь совета; зам. председателя;

1 – член совета.

Приведенный показатель, рассчитывающийся по формуле:

$$P = 3 \cdot P_П + 2 \cdot P_{СЗ} + 1 \cdot P_Ч, \quad (8)$$

где $P_П$ — количество председателей диссертационных советов; $P_{СЗ}$ — количество зам. председателей или ученых секретарей диссертационных советов, $P_Ч$ — количество членов диссертационных советов.

Если сотрудник кафедры участвует в нескольких диссертационных советах, то он учитывается совокупным участием по приведенной выше формуле с учетом весового коэффициента.

Раздел 5. «Количество докладов на научных конференциях, симпозиумах, семинарах и пр., количество художественных произведений и мастер-классов»

Степень научной конференции, симпозиума, семинара, мастер-класса и пр. характеризуется баллами:

3 – международная;

2 – всероссийская;

1 – региональная, вузовская.

Приведенное количество докладов:

$$P = 3 \cdot P_M + 2 \cdot P_B + 1 \cdot P_{PB}, \quad (9)$$

где P_M — количество докладов/художественных произведений на международных конференциях, симпозиумах и пр.; P_B — количество докладов/художественных произведений на всероссийских конференциях, симпозиумах и пр.; P_{PB} — количество докладов/художественных произведений на региональных или вузовских конференциях, симпозиумах и пр.

Раздел 6. «Количество премий, наград, дипломов»

Степень (ранг) премии, награды, диплома:

10 – государственная, правительственная;

5 – региональная, областная, городская;

1 – прочая.

Приведенное количество премий, наград, дипломов:

$$P = 10 \cdot P_{ГП} + 5 \cdot P_{ОГ} + 1 \cdot P_П, \quad (10)$$

где $P_{ГП}$ — количество премий, наград, дипломов государственного или правительственного уровня; $P_{ОГ}$ — количество премий, наград, дипломов регионально, областного и городского уровня; $P_П$ — количество прочих премий, наград и дипломов.

Раздел 7. «Количество объектов интеллектуальной собственности»

Указывается общее количество патентов на объекты интеллектуальной собственности, авторами которых являются штатные сотрудники кафедры:

– патент на изобретение;

– патент на полезную модель;

– свидетельство на регистрацию программы.

Показатель №8.1. «Количество докладов/художественных произведений студентов на научных конференциях, семинарах и т.п. всех уровней (в том числе студенческих)»

Статус конференции, семинара и т.п. определяется баллами:

3 – международная;

2 – всероссийская;

1 – региональная, вузовская.

Приведенное количество докладов:

$$P = 3 \cdot P_M + 2 \cdot P_B + 1 \cdot P_{PB}, \quad (11)$$

где P_M — количество докладов/художественных произведений студентов на научных конференциях, семинарах и т.п. международного уровня; P_B — количество докладов/художественных произведений студентов на научных конференциях, семинарах и т.п. всероссийского уровня; P_{PB} — количество докладов/художественных произведений студентов на региональных и вузовских научных конференциях, семинарах и т.п.

Результаты расчета

В соответствии с представленной методикой был произведен расчет рейтинга научной деятельности структурных подразделений ВолгГАСУ (кафедр и факультетов) за 2012 год по абсолютным (валовым) значениям и в пересчете на 1 ППС (диаграммы 1–15).

Рейтинг кафедр по абсолютным (валовым) значениям

3-й год подряд безоговорочным лидером рейтинга по абсолютным значениям является кафедра ГТиЗС – 55,1 балла. Причем, прослеживается положительная динамика роста научных показателей кафедры: 35,0 баллов – в 2010 г., 48,6 балла – в 2011 г.

Прорывом 2012 года с уверенностью можно назвать кафедры:

- СиЭТС – 2-е место с 30,8 балла;
- БЖДТ – 3-е место с 29,6 балла;
- Физика – 4-е место с 27,9 балла.

В предыдущие годы данные кафедры входили в число «уверенных середнячков»: так кафедра СиЭТС занимала 14-е место в 2011 г. (18,8 балла), 16-е место в 2010 г. (19,6 балла); кафедра БЖДТ – 11-е место в 2011 г. (20,4 балла), 15-е место в 2010 г. (22,5 баллов); кафедра физики – 15-е место в 2011 г. (18,8 балла), 21-е место в 2010 г. (18,8 балла).

Сохранили свои лидирующие позиции следующие кафедры:

- ЭУПС – 5 место с 27,8 баллами (4-е место в 2010 г. (26,7 балла), 2-е место в 2011 г. (34,7 балла));
- ЭиТ – 6 место с 26,1 балла (7-е место в 2010 г. (24,9 балла), 4-е место в 2011 г. (25,4 бала));

- АрхЖОЗ – 7 место с 26,0 балла (8- место в 2010 г. (23,8 балла), 9-е место в 2011 г. (23,0 балла).

Значительно улучшили свои показатели следующие кафедры, вышедшие из нижней части итоговой таблицы:

- Архитектура – 17 место с 16,5 баллами (25-е место в 2010 г. (16,5 баллов), 28-е место в 2011 г. (13,1 балла));
- Градостроительство – вновь вернулась на 13-е место с 18,1 балла, отыграв 13 позиций, потерянных в 2011 году (14,3 балла) относительно 2010 г. (21,4 балла);
- ТГВиС – поднялась на 14 строчек выше с 30-го места в 2011 г. (11,0 баллов) до 16-го места в 2012 г. (16,5 баллов), в 2010 г. кафедра занимала 36-е место с 10,1 баллами – явно прослеживается положительная динамика;
- ЭСиГХ – 14-е место с 17,8 баллами (31-е место в 2010 г. (12,0 баллов), 24-е место в 2011 г. (15,1 балла)).

Среди падений в рейтинге стоит отметить следующие кафедры:

- ИГиГ – продолжает свое падение за последние 3 года: 2-е место в 2010 г. (30,5 балла), 19-е место в 2011 г. (16,2 балла), и вот теперь занимает 31-е место с 10,2 баллами;
- ЭУДХ – с 12-го места в 2011 г. (21,4 балла) на 29-е место в 2012 г. (10,4 балла);
- ТСП – с 5-го места в 2011 г. (25,8 балла) на 18-е место в 2012 г. (16,4 балла);
- НГС – с 10-го места в 2011 г. (24,0 балла) на 20-е место в 2012 г. (15,1 балла).

Полное распределение мест кафедр по абсолютным значениям представлено на диаграмме 1.

Рейтинг кафедр по приведенным к ППС значениям (диаграмма 2)

Лидером рейтинга эффективности научно-исследовательской деятельности, вычисленном из расчета на 1 ППС, также является кафедра ГТиЗС – 43,2 балла. Прослеживается положительная динамика: 19,1 балла – в 2010 г. (2 место, уступив лишь кафедре ИГиГ), 31,3 балла – в 2011 г. (1 место).

Далее следует целая группа кафедр с очень высокими, но плотными, результатами:

- Строймех – 2-е место с 31,2 балла (12-е место в 2010 г. (17,2 балла), 3-е место в 2011 г. (28,7 балла));
- Физика – 3 место с 29,4 балла (23-е место в 2010 г. (12,9 балла), 21-е место в 2011 г. (13,4 балла)) – подъем кафедры в рейтинге можно отнести к категории «Прорыв года»;
- ЭТиЭП – 4 место с 27,2 балла (3-е место в 2010 г. (28,4 балла), 4-е место в 2011 г. (25,0 балла)) – пожалуй, одна из самых стабильных кафедр в расчете на одного сотрудника;

- История – 5 место с 27,1 балла (10-е место в 2010 г. (18,1 балла), 7-е место в 2011 г. (20,1 балла);
- АрхЖОЗ – 6 место с 29,4 балла (6-е место в 2010 г. (20,3 балла), 2-е место в 2011 г. (28,8 балла)).

Как видно из диаграммы 2 результаты кафедр по приведенным значениям стали более плотными, с меньшим разбросом весовых значений, т.к. учитывается фактическое количество людей, выполняющих НИР.

Стоит отметить, что указанные выше кафедры на протяжении 3-х последних лет показывают самые стабильные высокие результаты!

Кафедры с более мобильным составом поднялись в лидирующую группу:

- ИГиГ – с 31-го на 9-е место (5 чел., из низ 5– штатные);
- История – с 24-го на 5- место (7 чел., из низ 7 – штатные);
- Сопромат – с 22-го на 8-е место (6 чел., из них 6 – штатные);
- ЭТиЭП – с 15-го на 4-е место (9 чел., из них 4 – штатные);
- Строймех – с 12-го на 2-е место (9 чел., из них 9 – штатные).

Важным моментом является тот факт, что данным кафедрам не страшен рейтинг, выполненный из расчета на 1 штатного ППС, т.к. у них (за исключением ЭТиЭП) – 100% штатный состав.

Кафедры же с «раздутым» штатом переместились в нижнюю часть рейтинга:

- ЭУПС — со 5-го на 25-е место (37 чел., из них 26 – штатные);
- ПМиВТ – с 9-го на 27-е место (28 чел., из них 26 – штатные);
- СКОиНС — с 8-го на 23 е место (26 чел., из них 23 – штатные);
- БЖДТ — с 3-го на 13-е место (26 чел, из них 18. – штатные).

Проанализируем далее работу кафедр ВолгГАСУ в разрезе 8 укрупненных показателей.

Показатель 1. Научное руководство (диаграмма 3)

Лидерами по данному направлению являются кафедры ЭиТ, ГТиЗС, БДЖТ, ИГиГ, СМиСТ, ИГСиМ, ЭУПС, СиЭТС и ряд других, т.е. те кафедры, при которых сформированы и действуют научные школы (по состоянию на 1.01.2012 г. в ВолгГАСУ зарегистрировано 15 научных школ). Успешное функционирование научной школы подразумевает совокупность неразрывно связанных между собой параметров: наличие аспирантов, соискателей и докторантов, для защиты которых необходимо участие членов научной школы в диссертационных советах. Все кафедры-лидеры по данному показателю удовлетворяют указанным критериям.

Показатель 2. Развитие кадрового потенциала (диаграмма 4).

Диаграмма кадрового потенциала представляет собой достаточно плавную кривую, без скачков, где в верхней части располагаются кафедры с большим количеством остепененных сотрудников, а также те, кто ведет работу по подготовке кадров высшей квалификации (защищает сотрудни-

ков), участвует в диссертационных советах. Безоговорочным лидером в этом параметре является кафедра ИГиГ, у которой все сотрудники имеют ученую степень, в том числе 3 доктора наук; сотрудниками кафедры за последние 3 года защищено 1 докторская и 2 кандидатские диссертации; 4 сотрудника кафедры состоят в 2 диссертационных советах.

Замыкают же рейтинг кафедры архитектурного факультета с традиционно низким процентом защищенности: ДиМДИ, Градостроительство, ОАПРЖС, Архитектура.

Показатель 3. Выполнение хоздоговорных и госбюджетных работ (диаграмма 5)

Особое внимание хочется обратить на величины данных, представленных в прил. 19: в таблице указываются показатели научной деятельности в расчете на 1 сотрудника кафедры, что должно быть не ниже аккредитационных показателей всего вуза. Так например Показатель 3.1. «Объем хоздоговорных работ»: из 38 кафедр только 13 выполняют аккредитационный показатель «Объем НИР на единицу НПП», равный 18,0 тыс. руб.

Показатель 4. Публикационная активность (прил. 6)

В 2012 г. в перечень показателей СОЭ НИД введен интегральный показатель публикационной активности сотрудников кафедр, учитывающий работу по 8 отдельным направлениям: статьи в рецензируемых журналах, входящих в различные перечни и базы данных (ВАК, SCOPUS, РИНЦ); публикации в прочих сборниках конференций и различных периодических изданиях; изданные за последние 3 года монографии; а также все больше набирающий силу критерий научного веса современного ученого – индекс цитируемости и индекс Хирша в базах данных РИНЦ и SCOPUS.

Данный интегральный показатель не является кардинально новым, а лишь сводит в единое целое оценку НИД кафедры по направлению, которое все более активно предъявляется к ученым в области публикаций (в частности, без указания или с низкими показателями индекса цитируемости базы данных РИНЦ не рассматриваются заявки в такие фонды как ГРНФ, РФФИ и многие другие).

По данному показателю лидирующие позиции занимают кафедры: Физика, Сопромат, ГТиЗС, ИГиГ, Архитектура, История, ЭТиЭП за счет весомых показателей по всем указанным пунктам: и публикации в журналах ВАК, и в международных изданиях, и при этом достаточно высокий показатель востребованности написанных ими статей.

Кстати, в числе лидеров присутствуют 2 кафедры, которые в число «технарей» никак нельзя занести – кафедры История и ЭТиЭП. Значит, и другие кафедры нетехнической направленности могут иметь высокий показатель публикационной активности.

Показатель 5. Доклады на научных конференциях, симпозиумах, семинарах и пр., количество художественных произведений и мастер-классов (диаграмма 7).

И вновь лидерами являются «непрофильные» кафедры – История, ОАПРЖС. Особенно вопиюще на фоне этого выглядят почти нулевые показатели таких кафедр-мастодонтов как СКОиНС, ЭУПС, ПБиЗЧС, БЖДТ. Полагаю, что причина в столь низких показателях – нежелание заполнять ежегодные отчеты по НИР, но об этом будет еще сказано позже.

Показатель 6. Премии, награды, дипломы (диаграмма 8)

Традиционно первые места по данному направлению занимают кафедры архитектурного направления (АрхЖОЗ, ОАПРЖС, ЭСиГХ) и кафедра История. Вызывает определенные сомнения тот факт, что 14 кафедр из 38 за весь год вообще не получили ни одного диплома.

Показатель 7. Количество объектов интеллектуальной собственности (диаграмма 9)

Ненулевые показатели имеют 8 кафедр технического профиля: Физика, ОиПХ, Сопромат, ЭиТ, НГС, ГТиЗС, ТСП и ПБиЗЧС.

Показатель 8. Научно-исследовательская работа студентов (диаграмма 10)

Опять же традиционно со студентами в ВолгГАСУ «пестуются» кафедры архитектурного профиля (ОАПРЖС, АрхЖОЗ, ДиМДИ, Градостроительство), факультета экономики и права (ЭУПС, ФБУиА, ЭУДХ), кафедра ИГСиМ и неутомимая кафедра История. Можно назвать поименно тех людей, на чьих плечах еще держится пресловутая НИРС.

Рейтинг факультетов

На диаграммах 14 и 15 представлены итоговые рейтинги научно-исследовательской деятельности факультетов по абсолютным и приведенным показателям. В обоих зачетах 1-е место уверенно занимает факультет «Автомобильные дороги и транспортные сооружения» – главным образом за счет показателей кафедр ГТиЗС и СиЭТС.

По абсолютным показателям второе место с достаточно большим отрывом от других факультетов занимает строительный факультет.

Данные расчета на 1 ППС показывают, что 4 факультета (АФ, ФАДиТС, ФИСиТБ и ФФП) имеют практически равные показатели в пределах 42–48 баллов, а замыкает оба рейтинга – факультет экономики и права. Примечательно, что в 2011 г. картина была обратная: ФЭиП уверенно обходил указанную «четверку» факультетов.

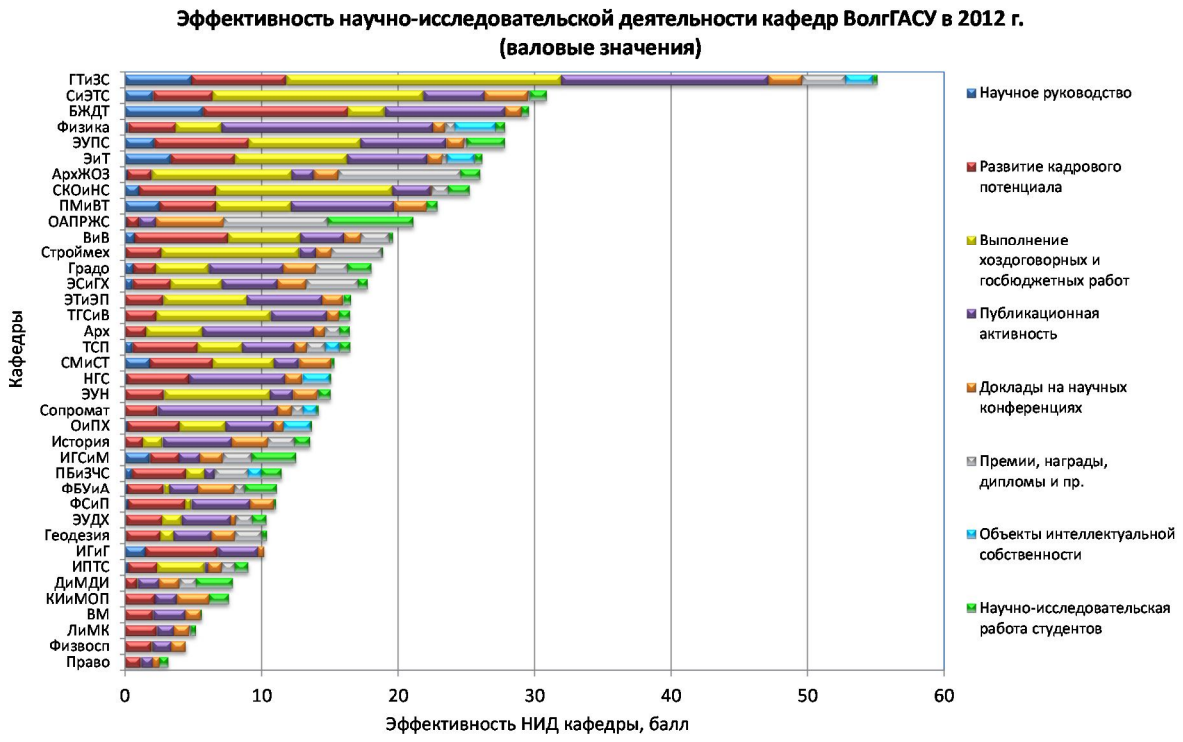


Диаграмма 1

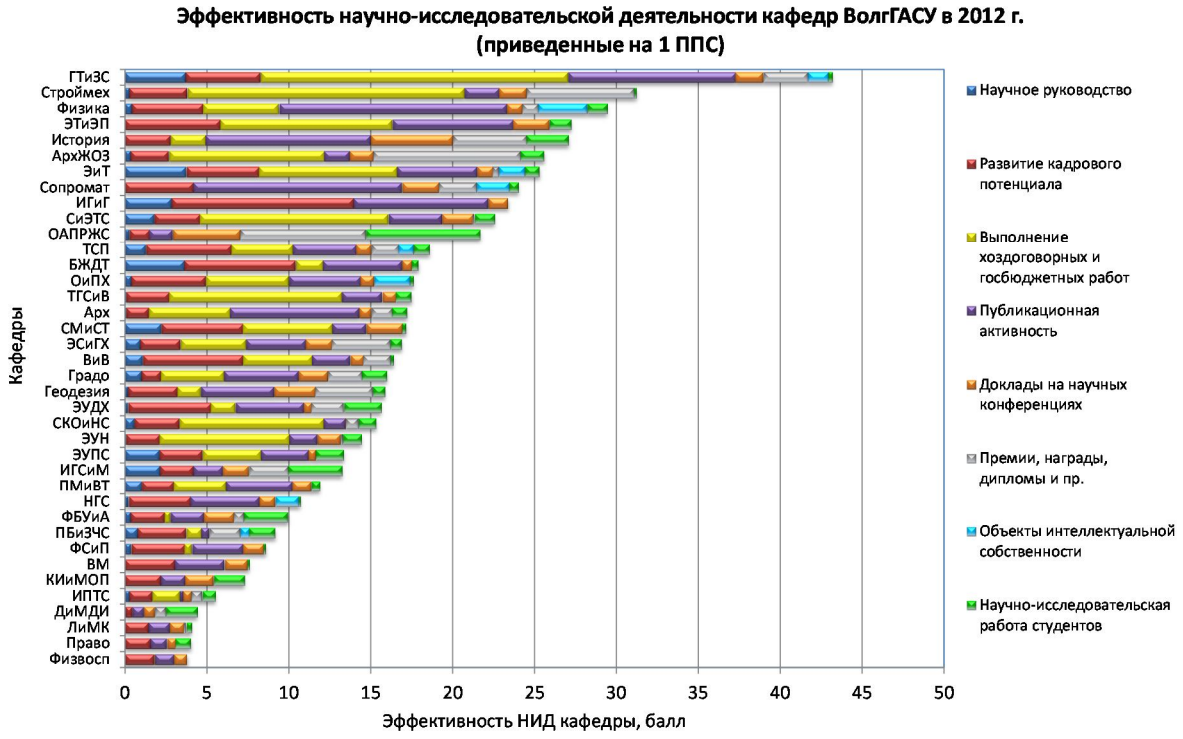


Диаграмма 2

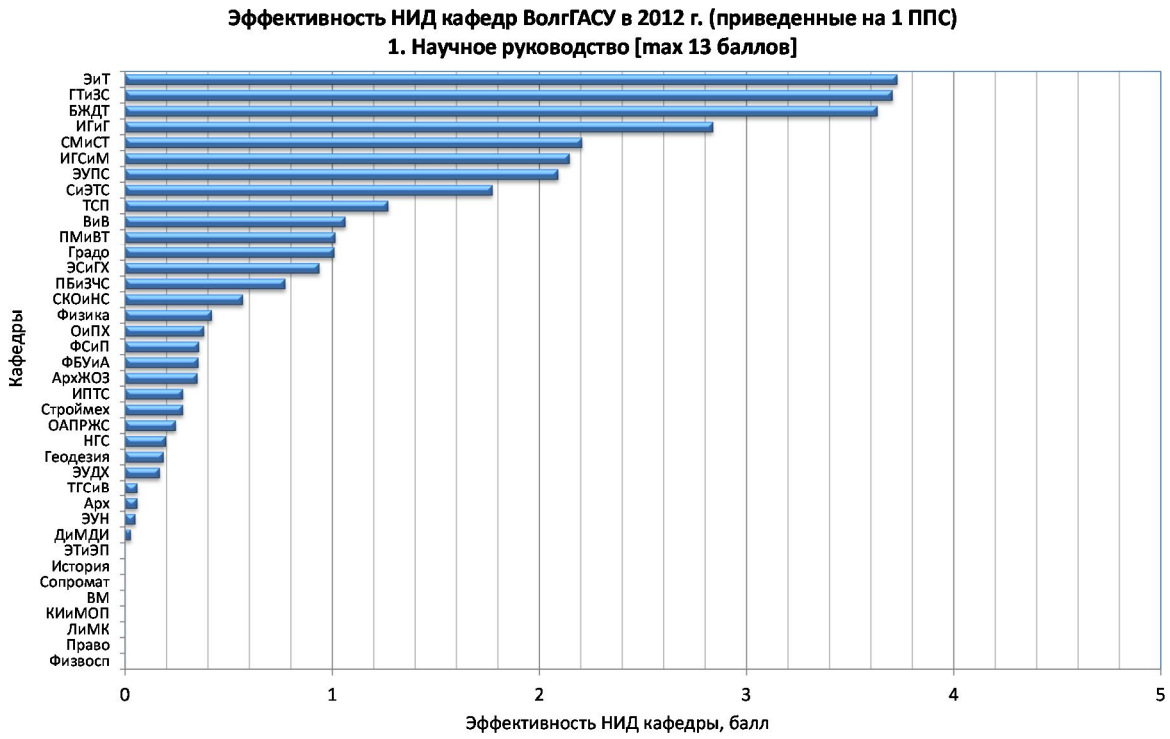


Диаграмма 3

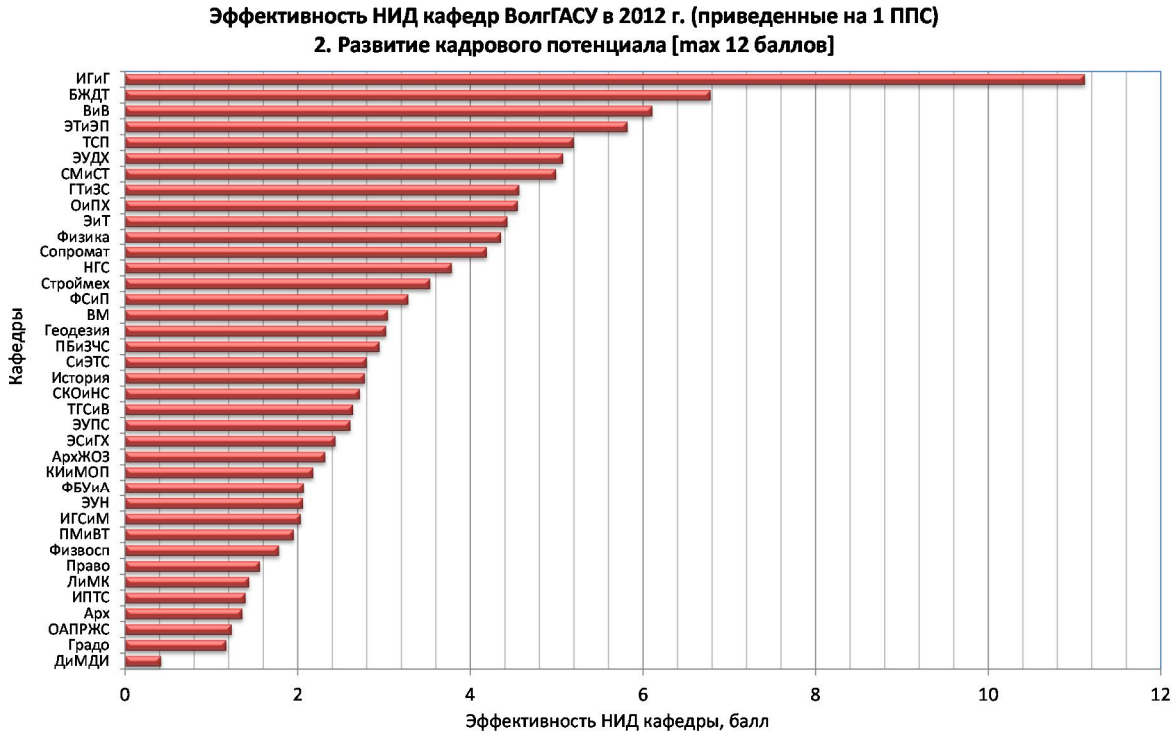


Диаграмма 4

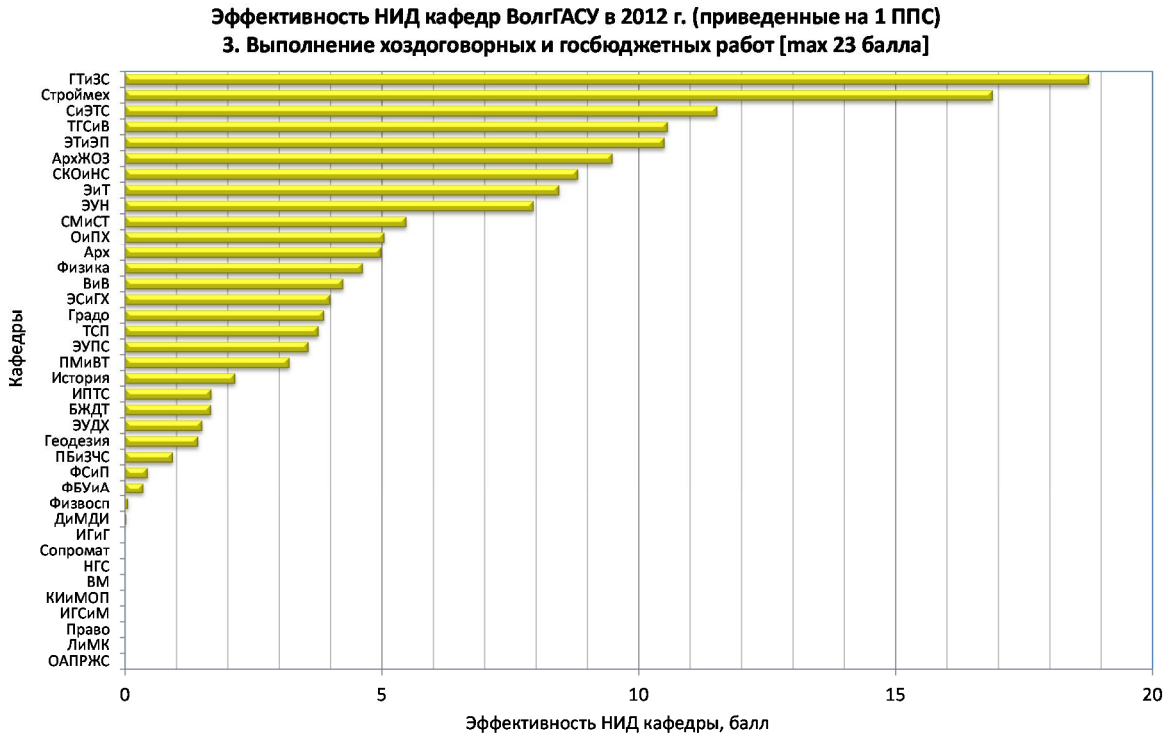


Диаграмма 5

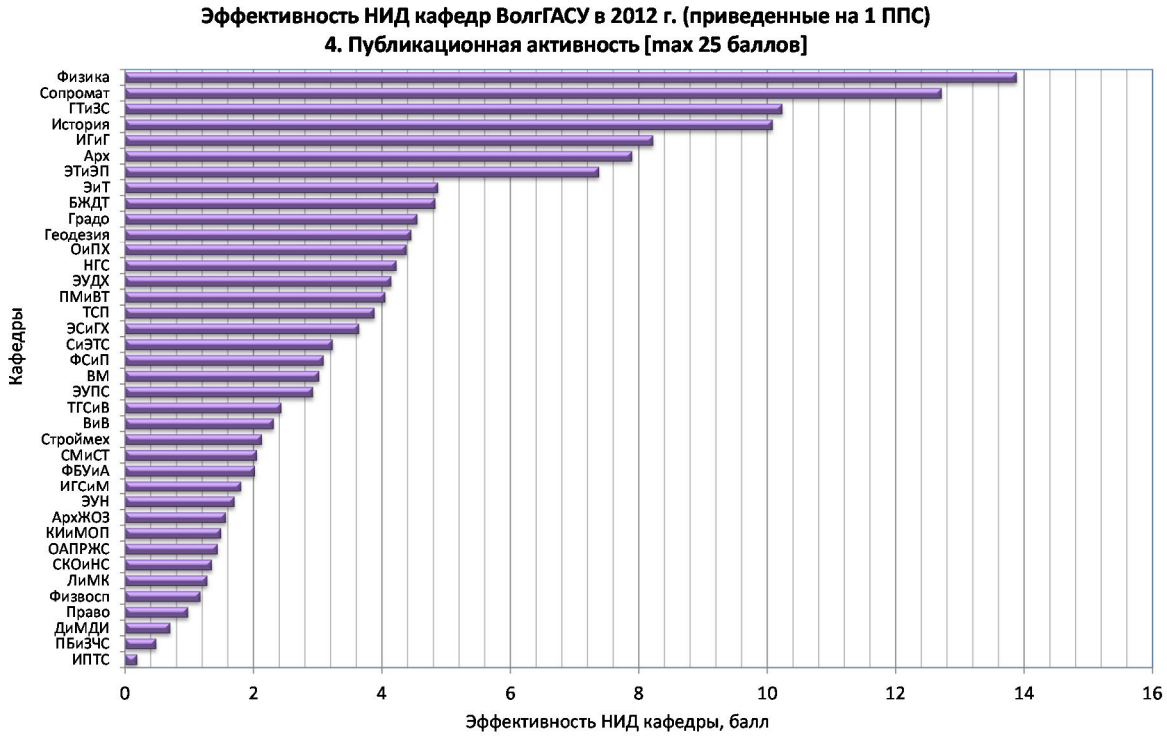


Диаграмма 6

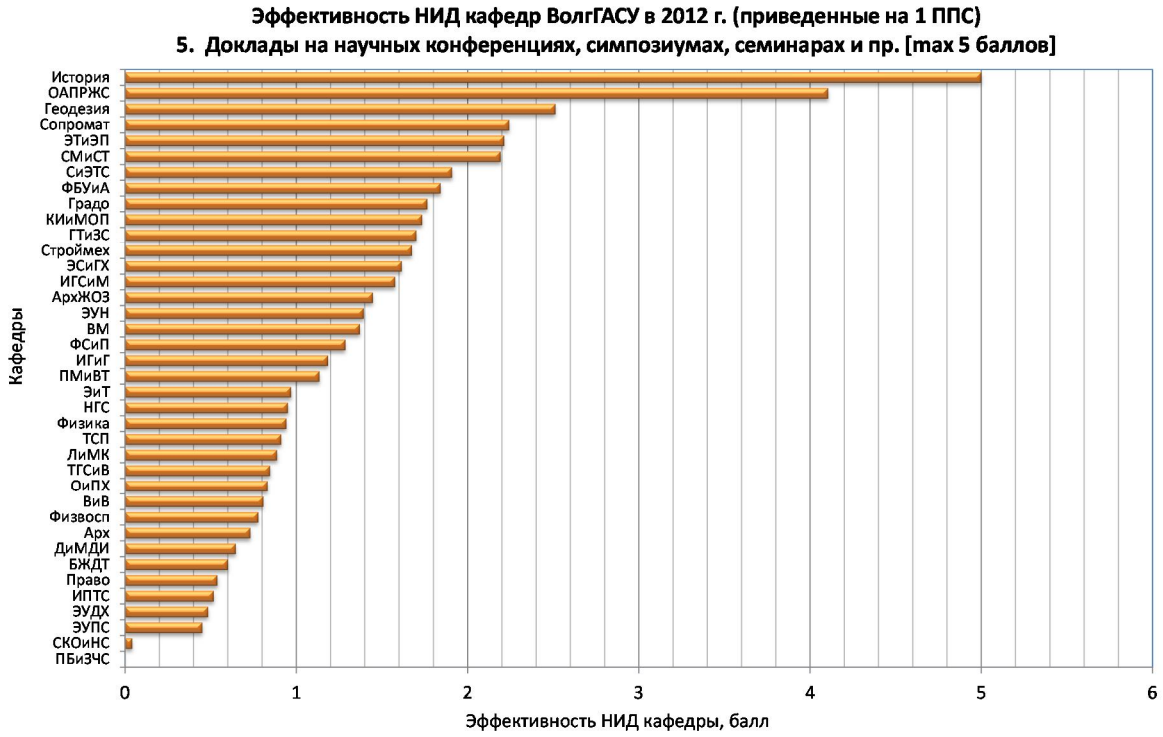


Диаграмма 7

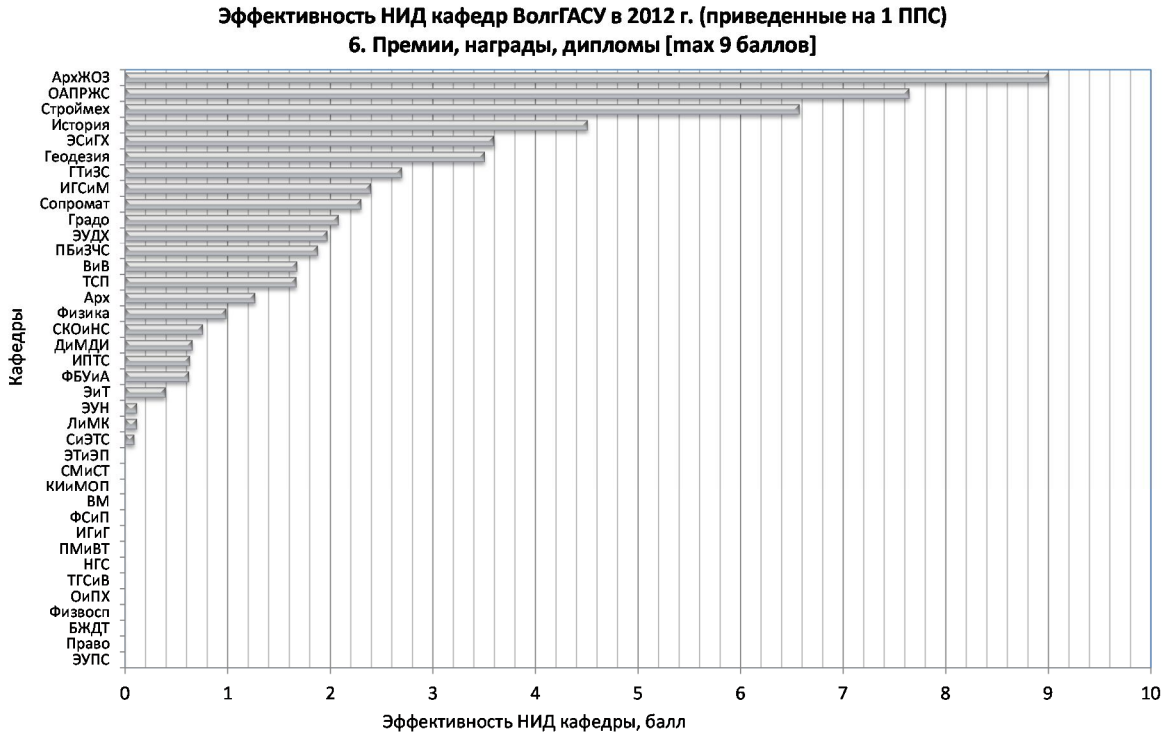


Диаграмма 8

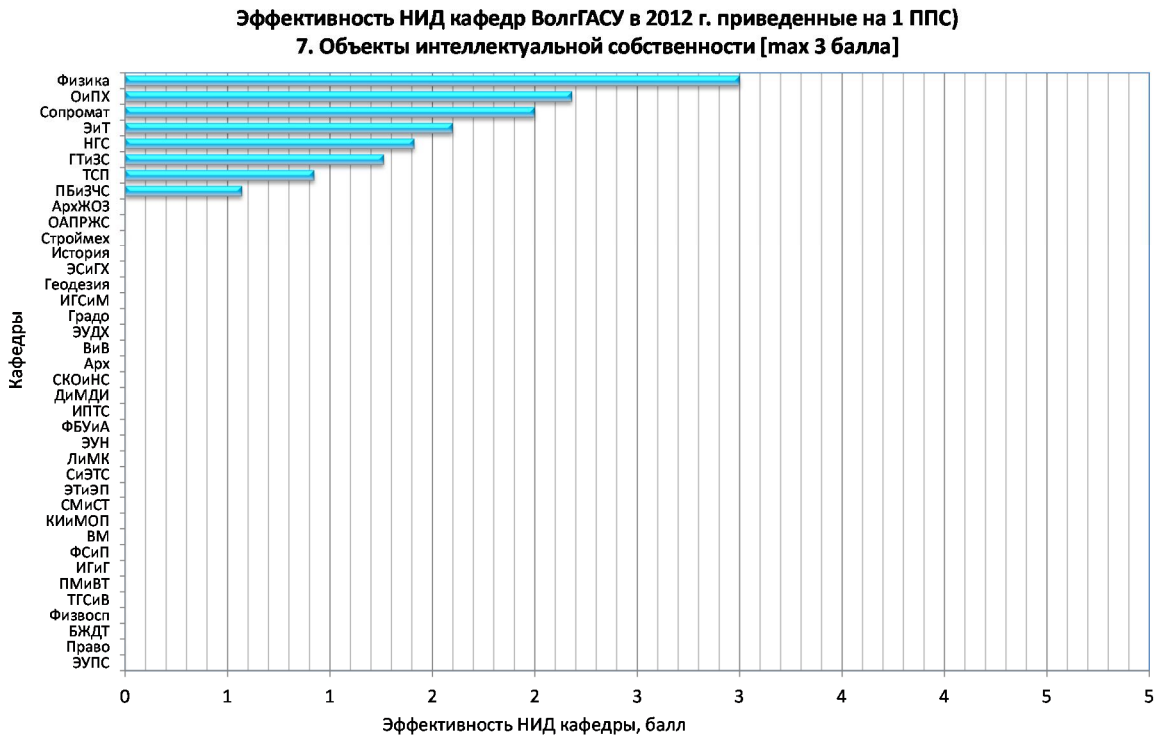
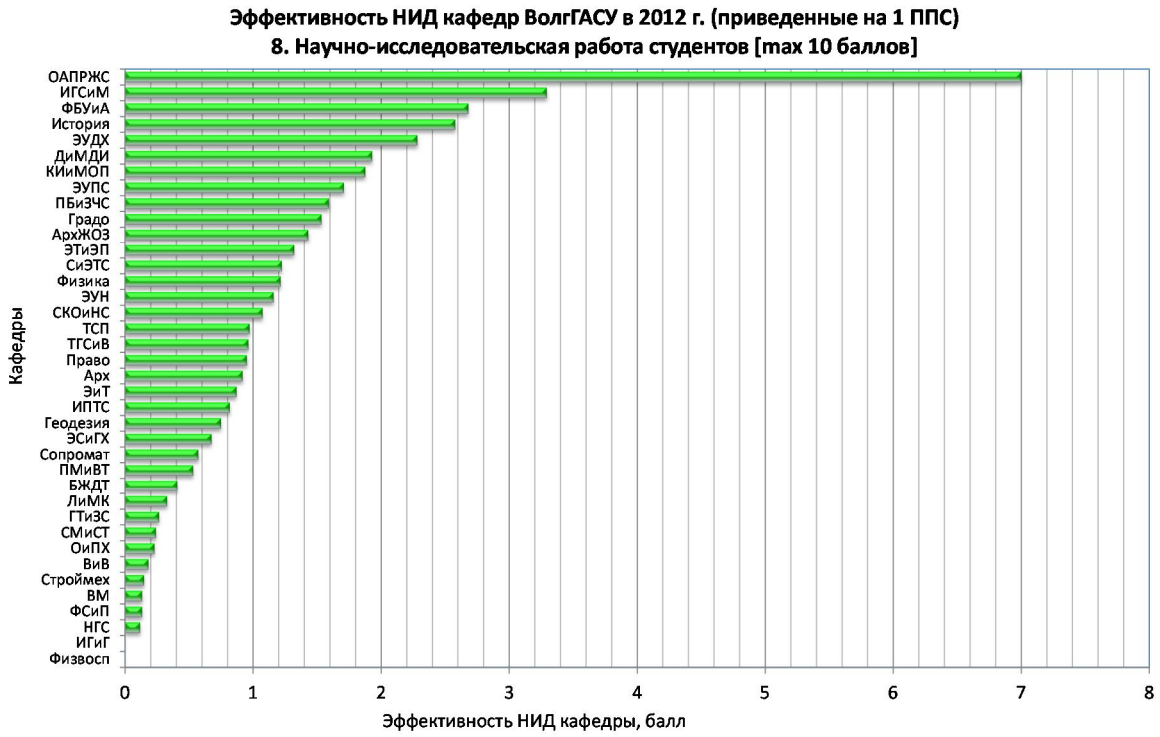


Диаграмма 9



Диаграма 10

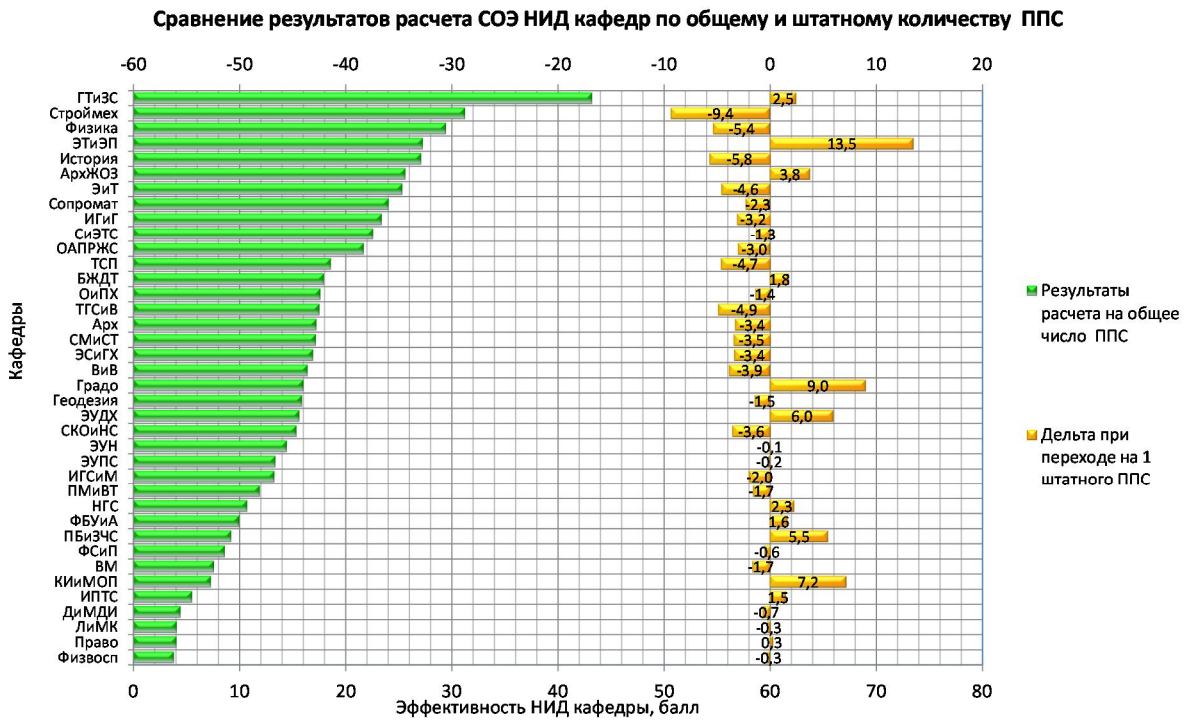


Диаграмма 11

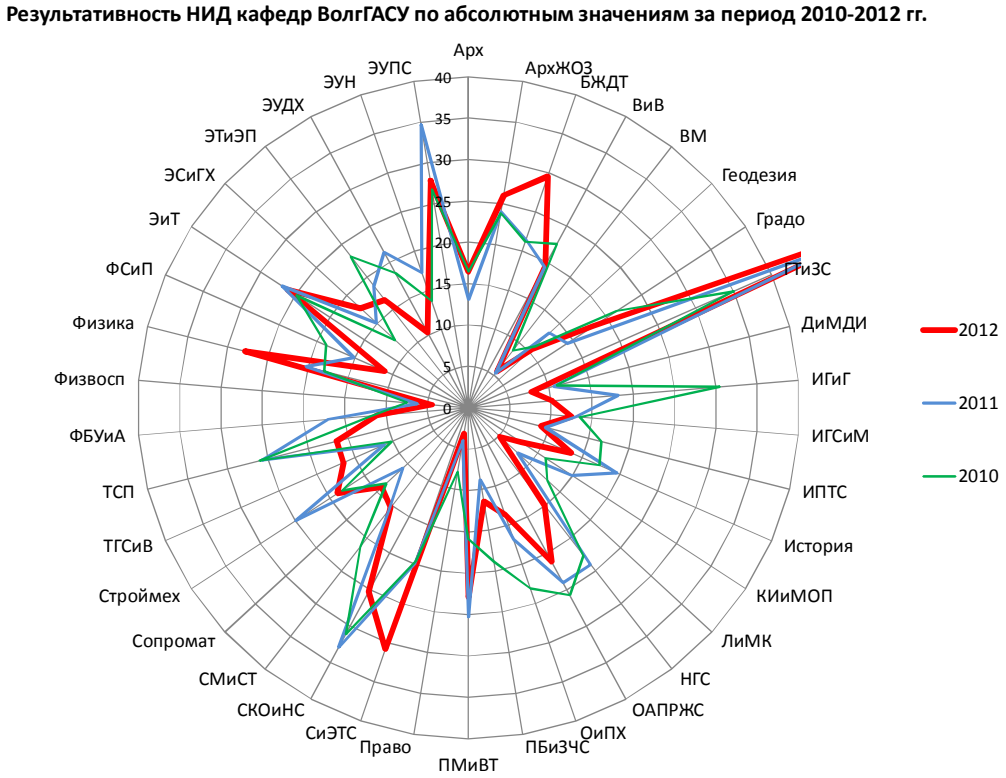


Диаграмма 12

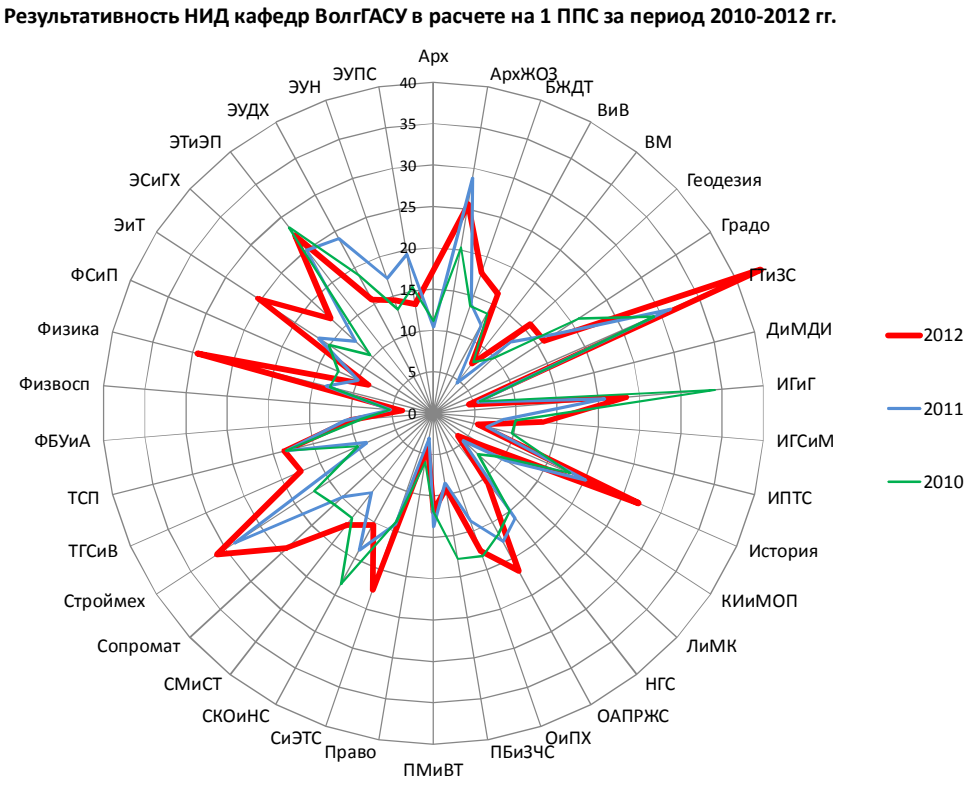


Диаграмма 13

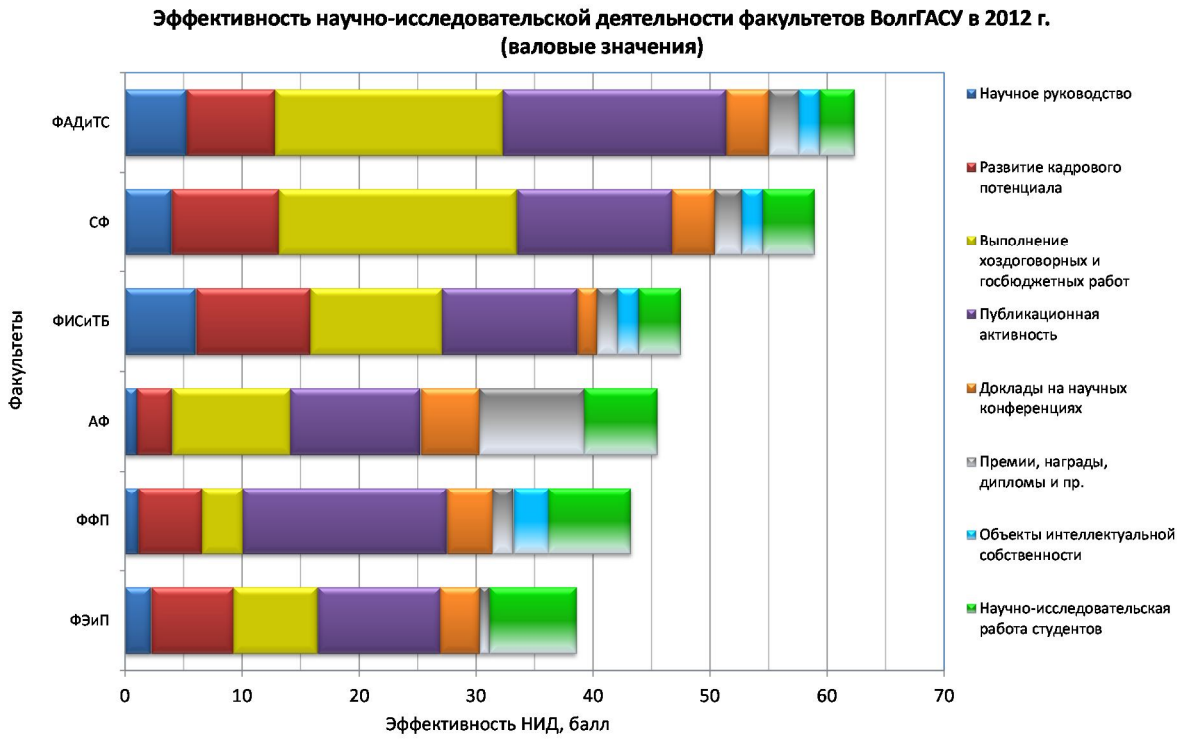


Диаграмма 14

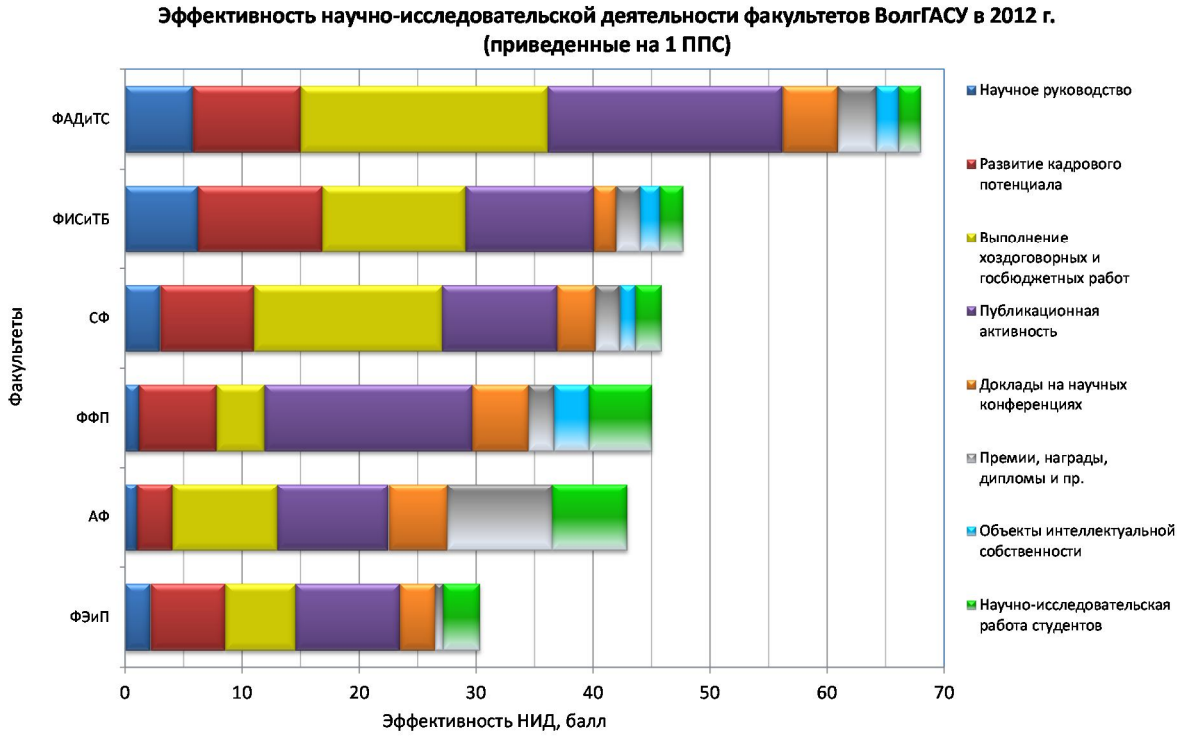


Диаграмма 15

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Жиделёв А.В., Воробьёв В.И.* Система оценки эффективности научно-исследовательской деятельности кафедр ВолгГАСУ / Научный потенциал молодых ученых для инновационного разви-тия строительного ком-плекса Нижнего По-волжья : материалы Международной науч-но-практической кон-ференции, 24 декабря 2010 г., г. Волгоград : в 2-х ч. Ч. II / Волгогр. гос. архит.-строит. ун-т. – Волгоград : ВолгГА-СУ, 2010. — С. 243–258

Ю.Г. Иващенко[(1)], И.Л. Павлова[(1)], С.М. Зинченко[(1)], М.П. Кочергина[(1)]

СИЛИКАТНАТРИЕВЫЕ КОМПОЗИЦИИ НА ОСНОВЕ АЛЮМОСИЛИКАТНОГО НАПОЛНИТЕЛЯ

Саратовский государственный технический университет имени Гагарина Ю.А.[(1)]

Программные задачи развития строительной индустрии направлены на расширение минерально-сырьевой базы, номенклатуры новых эффективных материалов с улучшенными свойствами и внедрение энергоэффективных технологий.

Результаты научно-практических исследований определяют силикатнатриевые композиции весьма перспективными для получения строительных материалов и изделий широкой номенклатуры. Проблема модификации силикатнатриевых композиций в настоящее время остается актуальной

задачей, которая определяется необходимостью развития материаловедческих основ, технологических методов получения композитов с заданными свойствами. Одной из возможностей реализации этих задач является подбор минеральных наполнителей, способных к физико-химическому взаимодействию с матрицей связующего, что позволяет структурировать композиты, улучшить и регулировать их технические свойства.

Полученные положительные результаты в ранее проведенных научных исследованиях по изучению и разработке композиционных цементных вяжущих [1, 2] дают предпосылки о том, что весьма перспективным в качестве наполнителя и для силикатнатриевых композиций может выступать тонкодисперсный рыхлый продукт смеси пород алюмосиликатного состава вулканического происхождения (пумицит Бедыкского месторождения (Кабардино-Балкария)) .

Растворимые силикатные стекла (натриевые, калиевые и т.д.) так же как и цемент относятся к минеральным вяжущим веществам. Но в отличие от него процесс отверждения сопровождается протеканием реакций полимеризации (поликонденсации) с формированием структуры и свойств полимерных соединений [3]. Растворимое натриевое стекло представляет собой коллоидный раствор диоксида кремния в щелочах и по химическому составу соответствует растворимым в воде натриевым солям кремниевой кислоты – $Na_2O \cdot nSiO_2 + mH_2O$ [4].

Классический состав силикатнатриевых композиций строительного назначения представляет собой связующее, наполнитель, заполнитель и добавки (отвердители, модификаторы). Взаимодействие между компонентами смеси является важнейшим условием формирования структуры и специальных свойств композиционного материала. Наполнитель в таких системах, одновременно модифицируя связующее, образует с ним единую пространственную структуру и значительно влияет на прочностные и специальные свойства композита. В основном это достигается за счет варьирования концентрационными пределами степени наполнения и в большей степени определяется его химической активностью.

Силикатнатриевые связующие эффективно взаимодействуют со многими минеральными веществами, которые по химическому составу условно можно разделить на кремнеземистые, карбонатные, алюмосиликатные и т.д. Химический состав является одной из основных характеристик дисперсных наполнителей, которая определяет их реакционную способность. Среди различных дисперсных наполнителей, используемых для получения композиционных силикатнатриевых материалов, в настоящее время наибольшее внимание привлекают природные минералы алюмосиликатного состава, являющиеся поставщиками ионов Al^{+3}, Si^{-4} в матрицу силикатнатриевого связующего, которые способствуют образованию нерастворимых и малорастворимых соединений.

В связи с этим, были проведены исследования влияния тонкомолотого пумицита, как алюмосиликатного минерального наполнителя, с целью повышения прочностных характеристик композитов на основе силикат-натриевых связующих. Химический состав пумицита определялся по количественным показателям концентраций основных оксидов методом рентгенофлюоресцентного анализа и представлен: SiO_2 57,2–59 мас. %, Al_2O_3 10,8–11,3 мас. %, CaO 11–13,6 мас. %, Fe_2O_3 3,5–7,5 мас. %, K_2O 6,4–8,5 мас. %, MgO 1,3–1,6 мас. %.

Для изготовления композитов применялось натриевое жидкое стекло, представляющее собой водный раствор силиката натрия (ГОСТ 13078-81). В качестве инициатора отверждения применялся кремнефтористый натрий Na_2SiF_6 в количестве 10% от массы связующего. Отверждение связующего кремнефтористым натрием осуществляется за счет способности образовывать с силикатом натрия кремнекислоту, которая уплотняет твердеющую систему, снижая пористость, и обеспечивает возможность получения механически прочных и водоустойчивых материалов. В качестве наполнителей использовались тонкомолотый пумицит с удельной поверхностью 3000–3500 см^2/г и тонкомолотый кварцевый песок с удельной поверхностью 3000–3500 см^2/г.

Оптимальное количество тонкомолотого наполнителя определялось посредством сравнения предела прочности при сжатии стандартных образцов с различной степенью наполнения в матрице связующего (табл.1).

Таблица 1

Зависимость предела прочности при сжатии $R_{сж}$ (МПа) от соотношения наполнитель / связующее в силикатнатриевых композициях

Наименование наполнителя	Содержание связующего, % по массе наполнителя						
	30	35	40	45	50	55	60
Молотый пумицит	4,7	10,3	17,0	17,4	19,1	16,8	15,2
Молотый кварцевый песок	5,4	7,1	6,8	5,7	4,2	3,3	2,6

Приготовление смеси осуществлялось следующим образом: вначале смешивался инициатор отверждения и связующее, затем в смесь вводился наполнитель. Перемешивание осуществлялось в течение 5 мин с последующей укладкой в металлические формы с уплотнением. Полученные композиты выдерживались в течение одних суток в нормальных условиях, затем подвергались тепловой обработке в сушильном шкафу по режиму: 0,5 часа – подъем температуры, выдержка при 110°С – 1 час и 0,5 часа – снижение температуры до 20°С.

Эффективность применения исследуемого наполнителя оценивалась путем сравнения прочностных характеристик наполненных им композитов

с образцами на основе тонкомолотого кварцевого песка, который является весьма распространенным наполнителем для силикатнатриевых композиций (табл. 1).

Предел прочности при сжатии образцов определяли в соответствии с требованиями ГОСТ 310.4-81.

В результате исследования было установлено оптимальное массовое соотношение связующего и тонкомолотого пумицита в композиции, которое составляет 1:2 соответственно. Разработанные композиты по прочности значительно превосходят составы с применением тонкомолотого кварцевого песка (в 2–3 раза), подтверждая тем самым эффективность применения исследуемого алюмосиликатного наполнителя.

Механизм повышения прочностных характеристик полученных силикатнатриевых композитов можно объяснить протеканием химических реакций между щелочным силикатом и оксидами металлов Al_2O, CaO, Fe_2O_3 с образованием водонерастворимых силикатов, гидросиликатов и алюмосиликатов по следующей схеме:

1) оксиды металлов при взаимодействии с водным раствором силиката натрия растворяются в нем, затем гидратируются с образованием соответствующих гидроксидов [5] :

$$MeO+H_2O=Me(OH)_2;$$

2) гидрооксиды реагируют с силикатом натрия до получения силикатов и гидросиликатов соотвествующих металлов [5] :

$$Na_2O_3 \cdot SiO_2+Me(OH)_2 = 2NaOH+(n\text{-}1)\ SiO_2+Me \cdot SiO_2;$$

$$Na_2O_3 \cdot SiO_2+Me(OH)_2 = 2NaOH+(n\text{-}1)\ SiO_2+Me \cdot SiO_3 \cdot 6H_2O.$$

Таким образом установлено положительное влияние молотого пумицита на физико-механические свойства получаемых композитов. При этом применение пумицита решает актуальные задачи по расширению сырьевой базы и комплексного использования минерального сырья различного генезиса.

Анализ полученных данных позволяет сделать вывод о перспективности дальнейших исследований, направленных на изучение закономерностей процессов структурообразования композиций на основе силикатнатриевых связующих с использованием молотого пумицита, как эффективного минерального алюмосиликатного наполнителя.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Иващенко Ю.Г., Зинченко С.М.* Эффективность использования минеральной добавки алюмосиликатного состава совместно с пластификатором на основе фенолоацетоновых смол в цементных композициях // Вестник ВолгГАСУ. Серия: Стр-во и архитектура, 2011. Вып. 23(42). — С. 110–115.

2. *Иващенко Ю.Г., Зинченко С.М.* Эффективный органоминеральный комплекс для модифицирования цементных композиций // Вестник СГТУ: Стр-во и архитектура, 2011. №2 (55). — С. 114–119.

3. *Хрулев В.М.* Полимерсиликатные композиции в строительстве Текст.: науч. обзор / В.М. Хрулев. Уфа: ТАУ, 2002. — 76 с.

4. *Сычев М.М.* Неорганические клеи.-2-е изд., перераб.и доп. – Л.: Химия, 1986. — 152 с.,ил.

5. *Глуховский В.Д.* Грунтосиликаты. Киев, Госстройиздат, 1959. — 125 с.

С.О. Илларионов[(1)], С.В. Калошина[(1)]

РЕЗУЛЬТАТЫ МОДЕЛЬНОГО ЭКСПЕРИМЕНТА ПО ИЗУЧЕНИЮ ВЛИЯНИЯ НОВОГО СТРОИТЕЛЬСТВА НА СУЩЕСТВУЮЩУЮ ЗАСТРОЙКУ

Пермский национальный исследовательский политехнический университет[(1)]

Описана методика постановки модельного эксперимента по изучению влияния нового строительства на существующую застройку на этапе разработки котлована под вновь возводимое здание. Приведены численные значения дополнительной технологической осадки основания существующего здания при разработке котлована открытым методом.

Современное интенсивное развитие городов требует создание новых автостоянок, транспортных развязок, офисных помещений, торгово-развлекательных центров и т.д., что ведет к возникновению острой нехватки земли в центральных частях города. Компенсировать эту нехватку можно посредством строительства в высоту или в глубину, а также в оба направления. Однако в исторических частях города, строительство в высоту может разрушить сложившийся веками архитектурный облик города. В связи с этим, в настоящее время подземное строительство является одной из наиболее динамично развивающейся отраслей строительства.

Строительство в плотных городских условиях требует применения таких технологий ограждения котлованов и методов разработки грунта в выемках, которые могли бы обеспечить сохранность окружающей застройки, существующих коммуникаций, транспортных магистралей [1].

При возведении подземных частей зданий и сооружений в плотной городской застройке применяют в основном следующие способы:

1) открытый способ;

2) полузакрытый способ;

3) комбинированный способ.

В данной статье будет рассматриваться открытый метод разработки грунта в котловане, как метод оказывающий наибольшее воздействие на окружающую застройку [1, 2].

По теме исследования был проведен модельный эксперимент. Целью исследований явилось установление закономерностей получения дополнительной осадки основания существующей застройки от хода разработки котлована под вновь возводимое здание с учетом расстояния между ними (*L*) и глубины заделки ограждающей конструкции котлована *($h_з$).*

Модельный эксперимент проводился на кафедре «Строительное производство и геотехника» Пермского национального исследовательского политехнического университета с использованием стендовой установки для испытания моделей фундамента компании «Геотек». Стенд представляет собой плоский лоток с прозрачными передней 1 и задней 2 стенками, выполненные из оргстекла толщиной 50 мм. Для исключения прогиба прозрачных стенок применены две стальные решетки 3, в узлах которых находятся опорные шайбы 4 (рис. 1). Лоток имеет следующие внутренние размеры: длина – 722 мм, ширина – 156 мм, высота – 536 мм.

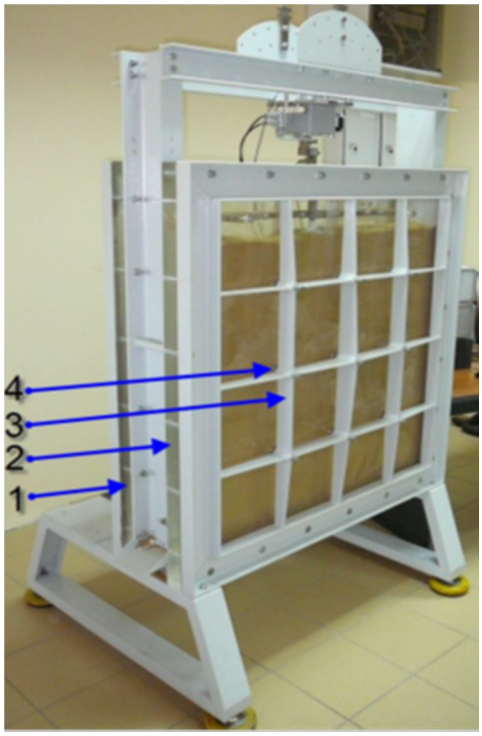


Рис. 1. Стендовая установка компании «Геотек»

Исходя из размеров имеющегося оборудования масштаб модельного эксперимента был принят 1:50. Нагрузка от ленточного фундамента существующего здания моделировалась при помощи плоского штампа, на который передавалась вертикальная нагрузка при помощи пневмоцилиндра. Нагрузка на штамп в масштабе эксперимента составила 6кН, что соответствует 300 кН в натурных условиях. Автоматизация процесса проведения испытаний осуществляется за счет программы «АСИС 3.2», позволяющей фиксировать вертикальные перемещения штампа в ходе разработки котлована.

Всего было проведено 3 серии экспериментов при расстоянии между существующим и возводимым зданием 1,5, 14, 27 м что соответствует в масштабе эксперимента 30, 280, 540 мм. Каждый опыт повторялся 3–5 раз.

Для каждой серии эксперимента оставались постоянными такие параметры как: расстояние от ограждающей конструкции до существующей застройки (*L*), нагрузка на существующий фундамент (*P*) и глубина котлована (*H*). Варьировалась глубина заделки ограждающей конструкции ниже дна котлована (*hз*), которая принималась равной 1,5, 5,5 и 9 м, что в масштабе эксперимента составляет 30, 110 и 180 мм (табл. 1).

Таблица 1

Параметры исследуемой системы
в масштабе эксперимента и натурных условиях

Расстояния до существующей застройки (*L*)	Нагрузка на фундамент существующего здания (*P*)	Глубина разрабатываемого котлована (*H*)	Глубина заделки ограждения ниже дна котлована (*hз*)
Первая серия			
30 мм (1,5 м)	6 кН (300 кН)	0–180 мм (0–9 м) Шаг экскавации 20 мм (1 м)	30 мм (1,5 м)
			110 мм (5,5 м)
			180 мм (9 м)
Вторая серия			
280 мм (14 м)	6 кН (300 кН)	0-180мм (0-9м) Шаг экскавации 20 мм (1 м)	30 мм (1,5 м)
			110 мм (5,5 м)
			180 мм (9 м)
Третья серия			
540 мм (27 м)	6 кН (300 кН)	0–180 мм (0–9 м) Шаг экскавации 20 мм (1 м)	30 мм (1,5 м)
			110 мм (5,5 м)
			180 мм (9 м)

* Примечание: в скобках указаны значения параметров эксперимента в натурных условиях.

В ходе эксперимента стены ограждения будущего котлована, выполненные из жесткого полимерного материала, устанавливались согласно запланированным параметрам (табл. 1) в пустом лотке, с последующим его заполнением песком средней крупности. Песок укладывался слоями, с уплотенением каждого слоя трамбовкой. Плотность укладки контролировалась при помощи статического плотномера СПГ-1.

На следующем этапе передавалась нагрузка на штамп, моделирующий фундамент существующего здания. После стабилизации собственной осадки штампа моделировалась поярусная разработка грунта с выдерживанием интервавла времени равным 15 минутам, для стабилизации дополнительной осадки штампа в процессе разработки котлована. Высота яруса разработки была принята 20 мм (1 м в натурных условиях). На глубине котлована 60 мм и 120 мм (3 м и 6 м в натурных условиях), устанавливались распорки (рис. 2) имеющие прмоугольное сечение в поперечном разрезе и выполненные из дерева.

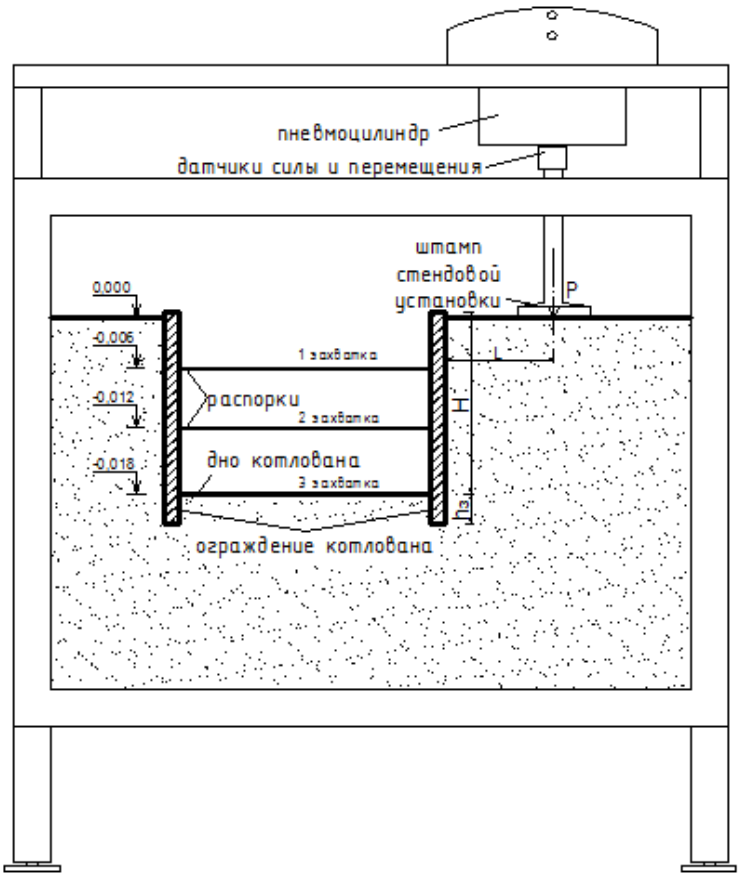


Рис. 2. Схема экспериментальной установки

После обработки данных модельного эксперимента с помощью программы «Статистика 6.0» были получены зависимости осадки основания существующей застройки от глубины разрабатываемого котлована с учетом расстояния между существующим зданиеми котлованом, *L* и глубины заделки ограждающей конструкции котлована *hз*.

В качестве примера на рис. 3 приведена зависимость дополнительной осадки существующей застройки *Sad.t* от хода разработки котлована для эксперента 1-ой серии при глубине заделки ограждающей конструкции *hз*=30 мм и расстоянии между существующим зданием и котлованом *L*=30мм.

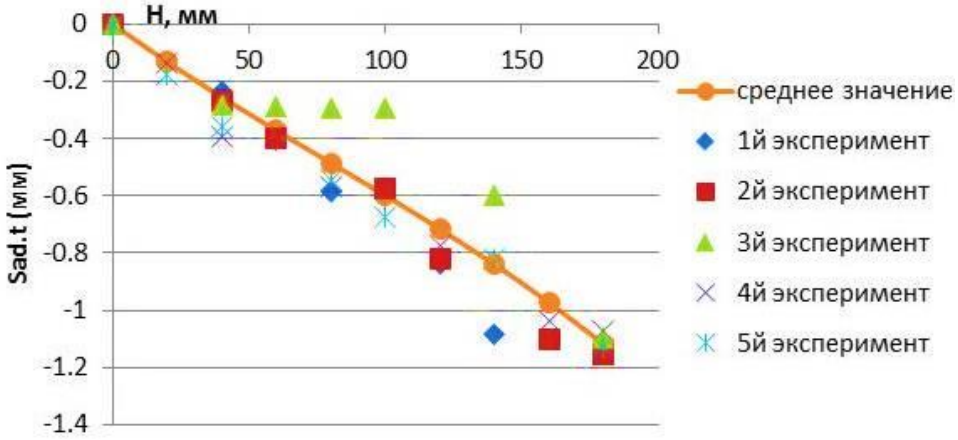


Рис. 3. График зависимости осадки жесткого штампа от хода разработки котлована при глубине заделки ограждающей конструкции *hз* =30 мм, расстоянии между существующим зданием и котлованом *L*=30 мм

После умножения значений дополнительной осадки основания ленточного фундамента *Sad.t*, полученной в ходе эксперимента, на масштабный коэффициент 50 были получены предполагаемые смасштабированные значения осадки ленточного фундамента с нагрузкой на обрез фундамента 300 кН.

Смасштабированные значения дополнительной технологической осадки основания существующей застройки *Sad.t* (мм), полученные в ходе постановки модельных экспериментов сведены в таблицу (табл. 2).

Таблица 2

Значения дополнительная технологической осадки основания существующей застройки *Sad.t* (мм)

Глубина заделки ограждения, *hз* (м)	Значения дополнительной технологической осадки *Sad.t* (мм) при расстоянии от существующей застройки до котлована *L*, м		
	L=1,5	*L*=14	*L*=27
hз =1,5	55,91	9,84	0,96
hз =5,5	31,35	10,18	1,17
hз =9,0	24,19	9,24	1,23

На основе полученных результатов можно сделать следующие основные выводы:

1. При малых расстояниях между существующим зданием и разрабатываемым котлованом L<1,5Н, где H – глубина разработки котлована, величина заделки ограждающей конструкции котлована $hз$ оказывает существенное влияние на значение дополнительной технологической осадки существующего здания. Так, при расстоянии между существующим и возводимым зданием L=1,5м с увеличением глубины заделки ограждения котлована $hз$ от значений 0,2H до H значения дополнительной технологический осадки существующего здания на ленточных фундаментах уменьшаются в среднем на 13,5%.

2. При расстояниях между существующим зданием и разрабатываемым котлованом L>1,5H, где H – глубина разработки котлована, величина заделки ограждающей конструкции котлована $hз$ не оказывает влияния на значения дополнительной технологической осадки существующего здания. Незначительные расхождения в значениях дополнительной осадки, полученные в ходе экспериментов, не превышают 2%.

3. Согласно СП 22.13330.2011 [4] предельно допустимая осадка для многоэтажного бескаркасного здания с несущими стенами их крупных блоков или кирпичной кладки без армирования в зависимости от категории технического состояния здания не должна превышать 10–40 мм. Таким образом, полученные значения дополнительной технологической осадки при рассмотренных входных параметрах превышают предельно допустимые значения при глубине заделки ограждения равной 1,5м и при расстоянии от существующей застройки до котлована равному 1,5м. В остальных случаях значения дополнительной технологической осадки основания существующей застройки не превышают максимальную, предельно допустимую осадку, регламентируемую СП 22.13330.2011.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Калошина, С.В.* Способы ограждения котлованов в условиях плотной городской застройки / С. В. Калошина, С. О. Илларионов // Межвузовский тематический сборник трудов. Геотехника: теория и практика, С-Пб, 2013. — С. 120–125.

2. *Калошина, С.В.* Об инженерно-геологических условиях строительства г. Перми / С. В. Калошина, А. Б. Пономарев // Проблемы механики грунтов и фундаментостроения в сложных грунтовых условиях: Тр. междунар. науч.-технич. конф., посвященной 50-летию БашНИИстроя: В 3-х т. – Уфа, 2006. – Т.2. — С. 119–124.

3. Рекомендации по обследованию и мониторингу технического состояния эксплуатируемых зданий, расположенных вблизи нового строительства или реконструкции, 1998.

4. СП 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений.

А.С. Калашникова[1], О.Ю. Пушкарская[1]

ГИДРОИЗОЛЯЦИЯ СТРОИТЕЛЬНОГО НАЗНАЧЕНИЯ – МИРОВОЙ И ОТЕЧЕСТВЕННЫЙ ОПЫТ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет[1]

Рынок современных гидроизоляционных материалов представлен как зарубежными образцами материалов, так и материалами отечественного производства. С учетом развития современных технологий специалистами в области гидроизоляции поверхностей кирпича и бетона от атмосферного воздействия, влаги и агрессивных сред, биологических разрушителей освоены прогрессивные методы производства таких материалов и работ.

Традиционно существующие методы защиты бетонной поверхности от атмосферного воздействия, проникновения воды, биологических разрушений заключаются в нанесении на поверхность материалов на цементной основе, торкретирование цементными составами, забортная закачка цементных составов для заполнения пустот. Рулонно-битумная изоляция и мастичные защитные материалы на основе полимеров и полимерных смол при всех положительных качествах имеют один существенный недостаток: создавая плотную, прочную защитную пленку, работают независимо от материала защищаемой конструкции в силу несовместимости их деформативных свойств. Что приводит в процессе эксплуатации к их отслоению от изолируемой поверхности с последующей потерей ими своего функционального назначения. Возникающие существенные технологические проблемы заключаются в необходимости тщательной подготовки поверхностей перед нанесением, просушки, строгом соблюдении технологических параметров работы с бетонными конструкциями, сложностью работы с бетонными конструкциями, где в период производства работ есть источник высокой температуры, приток воды по швам, стыкам и др. [1]. Их не высокая эффективность и трудоемкость объяснялась низким технологическим уровнем и дефицитом соответствующих качественных материалов.

Изобретенная несколько лет назад технология проникающей или капиллярной гидроизоляции не оценена еще в полной мере в мировой строительной индустрии. Эффект гидроизоляции достигается за счет заполнения пор и микропустот бетона водонерастворимыми соединениями. В первом случае – образующими в результате реакции активных химических компонентов неорганического покрытия с цементным камнем бетона в присутствии воды водонерастворимые соединения, во втором случае - это полимерные составы, предназначенные для максимально глубокого

проникновения в структуру цементного камня и заполнение воздушных пор и микротрещин в массиве бетонной конструкции. Органические пропиточные составы создаются на основе акрила, эпоксидной смолы, полиуретана и т.д. Полимерная пропитка заполняет поры цепочками молекул, впитывается полностью в поверхность, в результате чего можно добиться полного обеспыливания бетонной конструкции, повышения устойчивости к влаге, химическим воздействиям, а также повышения стойкости к истиранию бетона, упрочнения его верхнего слоя, и значительного упрочнения в целом. Для придания поверхности антискользящих свойств, материал полимерной пропитки армируют тонкодисперсными частицами кварцевого песка, что дополнительно снижает истираемость. Следует отметить пропиточные материалы со специфическими свойствами, гидрофобизирующими, создающими гидроизоляционный слой на поверхности бетона. Проникая в воздушные поры и микротрещины бетонных композиций, гидроизоляция в виде пропитки позволяет защитить железобетонную конструкцию изнутри помещения, что важно при ремонте фундаментов, монолитных стен и т.п.

В России пропиточные составы начали выпускаться по лицензии фирмы Struktural protection enterprise (США) – марка «Пенетрон». На сегодняшний день популярны пропиточные материалы неорганического и органического состава: «Барраластик» производства фирмы «Heidelberger-Zement» (Германия), двухкомпонентные полимерцементные составы «OSMOSEAL», «OSMOFLEX», «OSMOLASTIG», «COVERCOL» производства фирмы «INDEX Construction Systems S.p.A» (Италия). Фирма «Vandex International LtD» (Швейцария) выпускает проникающую гидроизоляцию «Вандекс». Материал «Ксайпекс» (XYPEX) фирмы «КСАЙПЕКС Кемикел Корп.» (Ванкувер, Канада). Появились марки отечественных смесей проникающего действия: материалы системы «Лахта» с различными модификациями, разработанные совместно специалистами обеих фирм и НИИ АКХ Санкт-Петербургского университета путей сообщения, смеси «ГИДРО-S» (производитель ООО «Вестех» г. Подольск Московской обл.) проникающего действия на основе минерального сырья, герметик «Акватрон-6», материалы «СТРОМИКС» - последняя разработка компании «Стромикс Северо-Запад», составы «Кальматрон®» [1]. Далеко не полный перечень материалов отечественного и импортного производства.

Качество отечественных материалов недостаточно стабильно, хотя и удовлетворяет рабочим параметрам. Импортные материалы обладают высоким качеством, но время транспортировки иногда превышает их срок годности, а аналоги местного производства оставляют желать лучшего, не имея стабильно базы исходных компонентов производства. Снижение цен пропиточных материалов не обеспечивает их качества.

Проблемы защиты бетонных поверхностей от воздействия воды, агрессивных сред, атмосферных воздействий, остаются актуальными и требуют комплексного подхода: разработки составов на отечественных сырьевых материалах и технологий их изготовления, обеспечивающих стабильное качество покрытий и его низкую себестоимость.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Зарубина, Л. П.* Гидроизоляция конструкций, зданий и сооружений / Л. П. Зарубина // Издательство БВХ. – Петербург, 2011. — 272 с.

А.В. Кочетков[(1)], Д.С. Беляев[(1)]

МЕТОДОЛОГИЧЕСКИЙ АНАЛИЗ ПОКАЗАТЕЛЯ РОВНОСТИ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ

Пермский национальный исследовательский политехнический университет[(1)]

Проводится методологический анализ показателя ровности автомобильных дорог с учетом специфики применяемых средств и режимов измерения.

Введение.

Проводится анализ задачи диагностики ровности автомобильных дорог с помощью коэффициента I*R*I.

Принятый в настоящее время показатель ровности – коэффициент ровности определяется как общая сумма высот неровностей на участке дороги в пересчете на 1 км [1]. Согласно этому показателю принято определять общие решения в отношении автомобильной дороги удовлетворяет или нет дорога необходимым критериям безопасности и комфортности движения по данному участку автомобильной дороги. Исходя из интегрального коэффициента ровности, на самом деле, невозможно ничего определить, не привлекая дополнительной информации. Приведем пример:

1. Участок автомобильной дороги длиной 1 км, имеющий 100 ямок глубиной 1 см. Ровность = 100×1 = 100 см/км.

2. Участок дороги также длиной 1 км, но дорога абсолютно ровная на всем протяжении, кроме одной ямы глубиной 1 м = 100 см. Ровность = 1×100 = 100 см/км.

Несмотря на то, что коэффициент ровности в обоих случаях одинаковый (100 см/км) на первом участке автомобильной дороге условия проезда почти идеальные, на второй участок должен быть немедленно закрыт.

Постановка задачи.

Общий параметр ровности в виде в виде коэффициента ровности несет в себе информации меньше, чем необходимо для принятия решения о производстве ремонта, тем более о характере необходимых работ: то ли

необходимо общее выравнивание дорожного покрытия, то ли местное выравнивание на локальном участке. Не хватает информации даже для принятия решения о необходимом немедленном ремонте автомобильной дороги, по условиям безопасности, как в приведенном примере. Для принятия решения необходима дополнительная информация о характере неровностей (высоте максимальных неровностей) и их распределении по длине исследуемого участка. Более полную информацию несут в себе амплитудные характеристики дорожного покрытия: средняя амплитуда и максимальная высота неровностей. Именно этих характеристик и не хватает для принятия решения в приведенных примерах.

Но всю полноту информации несут в себе только амплитудно-частотные характеристики неровностей. Дело в том, что неровности на автомобильной дороге не воспринимаются, как правило, по отдельности, кроме аварийных ситуаций (высоких препятствий или глубоких ям), в остальных случаях, повторяющиеся препятствия, разнесенные по длине участка автомобильной дороги воспринимаются движущимся транспортным средством как периодические воздействия. В этом случае встречающиеся неровности ощущаются как вибрации и шум. Частота вибрации зависит от длин волн неровностей и скорости движения, но зная длины волн легко рассчитать частоту вибраций для разных скоростей. Причем для безопасности движения частотные характеристики вибрации, вызванные движением по автомобильной дороге не менее значимы, чем амплитудные характеристики.

В этом случае в дело вступают резонансные явления. Исследования медиков установили, что инфранизкие колебания с частотой 4–5 Гц приводят к появлению необоснованного чувства страха, а колебания с частотой 5–7 Гц могут вызвать остановку сердца. Это наиболее яркие примеры, но остальные частоты тоже не безопасны, так как колебания в отдельных диапазонах вызывают повышенную утомляемость, сонливость, либо повышенную раздражимость и т.д., что тоже небезопасно. Не менее опасны резонансные явления для техники.

Опасность резонанса в том, что при резонансе даже небольшие амплитуды воздействия приводят к разрушительным последствиям, при достаточной длительности. В резонанс может войти не только мост, но и автомобиль. В этом случае возможны следующие последствия: во-первых, повышенный износ автомобиля, причем не только ходовой части, и во-вторых, потеря управляемости автомобилем, что неизбежно может привести к аварийной ситуации.

Обсуждение проблемы.

В настоящее время введен показатель ровности коэффициент $|R|$, произошел переход от коэффициента ровности к коэффициенту $|R|$. Но с подобным переходом ситуация не улучшилась.

Коэффициент $|R|$ имеет два несущественных отличия от коэффициента ровности и одно принципиальное. Перечислим их по порядку значимости [8]:

1. Коэффициент $|R|$ измеряется в метрах на км пути, в отличие от коэффициента ровности, который измеряется в сантиметрах на км пути.

2. Коэффициент $|R|$ определяется как интеграл, в отличие от коэффициента ровности, который определяется как сумма.

3. Коэффициент ровности определяется как общая величина неровностей на дороге, коэффициент $|R|$ определяется как интеграл от величины колебаний подрессоренной массы (кузова) эталонного «золотого» автомобиля, используемого в качестве испытательной лаборатории.

Первое отличие не нуждается в обсуждении. Второе отличие в действительности не имеет места, так как в цифровых устройствах интегрирование невозможно из-за дискретности и в дискретной математике, на которой основана вся современная вычислительная техника, интегрирование заменяется на дискретное суммирование. Третье отличие необходимо разобрать особо. Для измерения ровности применяются различные автомобили и прицепы, общим является то, что все эти устройства имеют рессоры (пружинящие элементы и, соответственно, подрессоренные и неподрессоренные массы. Дело в том, что любая колебательная система, в том числе и автомобиль, который применяется для измерения ровности, имеют определенные характеристики и подчиняются законам колебаний упругих систем, поэтому рассмотрим эти законы внимательнее.

Пример колебательной системы — это груз на пружине, так же как и любая другая колебательная система имеет две важные характеристики: резонансную частоту; отклик на внешнее воздействие. Под воздействием внешнего удара колебательная система получает начальное ускорение и начинает совершать затухающие колебания.

От силы удара зависит только амплитуда первого колебания, количество колебаний, частота и скорость затухания колебаний зависят только от самой системы. Возможны два диаметрально противоположных случая, незатухающие синусоидальные колебания, в случае если импеданс затухания равен нулю («вечный двигатель») и отсутствие колебаний, если импеданс бесконечно большой. Подобный эффект можно получить при наличии амортизаторов с вязкой жидкостью (глицерин, масло и др.). Но в чистом виде такие амортизаторы одноразовые, погасив одно колебание, они не возвращаются в исходное состояние, и поэтому необходимо устройство возвращения, в этом случае система совершает только одно колебание.

Предыдущие рассуждения не учитывают колебательные массы. Такой расчет возможен только в случае полностью вынужденных колебаний, т.е. в случае когда колебательная система жестко связана с механизмом внешнего воздействия. На автомобильной дороге в действительности при-

сутствует другой вид воздействия, когда передается только внешнее давление, а тянущее воздействие не передается. При таком типе воздействия под действием удара машина подпрыгивает, но дальше вступают в действие законы свободных колебаний. При таком типе воздействий очень важно, в какой момент времени поступит следующий пик колебания.

Поэтому применение методического обеспечения на основе коэффициента $|R|$ при диагностике автомобильных дорог не учитывают:

– параметры шероховатостей (угол склона, характер вершин и впадин);
– характеристики автомобиля;
– веса подрессоренной (кузов) и неподрессоренной (шасси) масс;
– отношение масс и пространственное распределение масс автомобиля;
– жесткость и затухание (импеданс) амортизаторов;
– характеристики проезда по испытуемому участку интенсивности движения на испытуемом участке: При наличии плотного потока водителю лаборатории приходится подстраиваться под скорость движения потока, нарушая при этом режим движения рекомендуемый для измерения ровности;
– манеры вождения водителя автомобиля-лаборатории: частое или редкое переключение скоростей, плавное или резкое управление рулевым колесом и педалью газа и т.д.
– наличие препятствий на дороге: стоящих автомобилей, отдельные ямки или кочки перед которыми водитель инстинктивно снижает скорость.

При различных проездах по одной и той же полосе водитель не сможет проехать по тем же самым накопленным неровностям даже на одной полосе движения, так как транспортное средство едет по дорожному покрытию, а не по рельсам. Таким образом, каждый проезд по автомобильной дороге является уникальным и не может повторять аналогичный проезд по той же автомобильной дороге с большой точностью, а только со степенью корреляции.

Натурные наблюдения позволяют судить, что различные проезды по одному участку автомобильной дороги дают результаты ровности, различающиеся до 50–60%. Так как различия по показателю ровности, для различных категорий автомобильных дорог, составляет около 30%, то ясно, что измерения ровности толчкомером, часто слишком грубы, и не дают возможности окончательного принятия решений о соответствии автомобильной дороги соответствующим критериям нормативов. Как правило, необходимо провести несколько проездов по одному месту и вычислить средний коэффициент ровности, чтобы получить более адекватную оценку.

При одном и том же проезде различные автомобили по-разному реагируют на одни и те же воздействия. В последнее время в нормативной и справочной литературе появляются оценки ровности, полученные различными автомобилями на одном и том же участке автомобильной дороги.

Это полностью соответствует определению длины одного объекта линейками разных заводов изготовителей: 10 см по линейке горьковского автомобильного завода, 12 см – по линейке московского завода, 8 см – измерено линейкой иностранного производства и т.д., причем все измерения считаются правильными и однообразными, так как относятся к одному объекту измерения.

Можно объяснить, почему переход от коэффициента ровности к коэффициенту $|R|$ приводит к ухудшению ситуации. Формально в коэффициенте ровности заложено объективная характеристика автомобильной дороги - это сумма высот накопленных неровностей, измеренных по просветам трехметровой рейки, а коэффициент $|R|$ привязан к определенной марке автомобиля, так называемого «золотого автомобиля». Строить автомобильные дороги с минимальным коэффициентом $|R|$ означает строить дороги, адаптированные к конкретной марке иностранного автомобиля, причем не к марке вообще, а к конкретной модели, что не кажется правильным при современном обилии марок и моделей автомобилей отечественного и иностранного производства. В диагностических целях либо необходимо закупать определенные марки иностранных автомобилей, для производства диагностических лабораторий, либо проводить длительные и тщательные корреляционные исследования между «золотым автомобилем» западной Европы и российским аналогом, принятым в качестве базового для диагностических лабораторий.

Причем, правило «золотого автомобиля» не учитывает фактора разброса параметров автомобиля серийной сборки, в действительности автомобиль для дорожной лаборатории либо должен быть ручной селективной сборки, причем собираться он должен не слесарями сборщиками, а высококвалифицированными слесарями-инструментальщиками, либо перед каждым выездом должна быть проведена тщательная метрологическая поверка параметров автомобиля.

Выводы.

Следует, что коэффициент ровности и коэффициент IRI не удовлетворяют требованиям достаточности и точности информации, определения эксплуатационных характеристик автомобильной дороги и соответственно могут применяться только совместно с дополнительной информацией об амплитуде и частоте встречающихся на дороге неровностей, причем только для грубой оценки состояния автомобильной дороги.

Предложение. Для точного и полного анализа потребительских свойств автомобильной дороги необходимо снимать и пользоваться профилограмму поверхности дорожного покрытия, причем желательно не только по полосе наката, а по всей полосе движения.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. ВСН 6-90. Правила диагностики и оценки состояния автомобильных дорог.

Л.С. Майорова[(1)], Т.К. Акчурин[(1)], А.А. Потапов[(1)]

ДОЛГОВЕЧНОСТЬ МОДИФИЦИРОВАННЫХ МЕЛКОЗЕРНИСТЫХ БЕТОНОВ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет[(1)]

Долговечность материала — общее понятие, включающее стойкость его в агрессивных средах, связанную с пористостью, водопоглощением и водопроницаемостью; морозостойкость; способность переносить без разрушения деформации при переменном высушивании и насыщении водой; структурные изменения в микромолекулах полимеров и цементно-полимерных бетонах, происходящие со временем.

Многие полимеры, введенные в бетон, оказывают существенное влияние на водопоглощение, водопроницаемость и капиллярный подсос, связанные с пористостью.

Для обеспечения основного требования, предъявляемого к строительным материалам и отдельным изделиям — долговечности, модифицированный мелкозернистый бетон [2, 3] должен обладать наравне с необходимыми показателями также повышенной стойкостью по отношению к агрессивному воздействию тех или иных факторов. Под стойкостью бетона понимают его способность в течение длительного срока сохранять в условиях воздействия внешней среды структурные и физико-механические свойства, обеспечивать нормальную службу зданий и сооружений.

В процессе эксплуатации бетонные изделия подвергаются воздействию физических и химических факторов окружающей среды (природной и обусловленной условиями службы), которые нередко являются агрессивными по отношению к бетону и изделиям на его основе.

Морозостойкость — одно из основных свойств бетона, предопределяющих его долговечность.

Морозостойкость строительных материалов зависит, в основном, от их пористости и структурных характеристик.

Под влиянием атмосферных воздействий и условий эксплуатации материалы и изделия для наружных конструкций подвергаются большему или меньшему увлажнению. В зимний период вода в порах материала замерзает. Совместное действие воды и льда может привести к разрушению изделий. Основной причиной разрушения как природных, так и искус-

ственных материалов, применяемых для наружной отделки, является замерзание воды в порах материала, связанное с увеличением объема воды на 9–10%. В результате превращения воды в лед создается давление внутри на стенки пор и в материале возникают значительные внутренние напряжения, приводящие при многократных повторениях теплосмен к постепенному расшатыванию его структуры и затем к разрушению [1].

Для оценки стойкости бетонов и деструктивных процессов при циклическом «замораживание-оттаивание» бетонов использован неразрушающий резонансный метод. Применение неразрушающего резонансного метода наиболее перспективно для контроля модуля упругости, прочности и трещиностойкости бетонов, а также нормирования их морозостойкости и долговечности в зависимости от условий применения бетона при массовом производстве в условиях заводской технологии бетонов.

Значения динамического модуля упругости E определяли неразрушающим резонансным методом на тех же образцах, что и для определения полных диаграмм деформирования.

Методика испытаний основана на возбуждении в испытуемых образцах изгибных волн и заключается в следующем. Испытуемые образцы устанавливают на опоры, расстояние между которыми составляет 0,55 от длины образца и соответствует нулевой амплитуде. Изменяя частоту колебаний возбуждения нетрудно получить, чтобы частота возмущающих колебаний совпадала с частотой собственных колебаний образца и возникало явление резонанса. Значение резонансной частоты Z определяют после каждого цикла «замораживание-оттаивание» на одних и тех же образцах. Динамический модуль упругости определяется по формуле:

$$E = \frac{Z^2 M l_0^2 T}{C^2 J^2},$$

где Z — резонансная частота; M — масса бетона; l_0 — длина образца; T — поправочный коэффициент в зависимости от размеров образца и коэффициента Пуассона; C — коэффициент, зависящий от порядка гармоники колебаний; J — момент инерции в зависимости от геометрической формы сечения образца.

Методика определения морозостойкости бетонов заключается в следующем: изготавливают образцы и определяют модуль упругости бетона до замораживания и после каждого цикла «замораживание-оттаивание».

Параллельно после циклов «замораживание-оттаивание» на образцах-близнецах производится определение предела прочности бетонов на растяжение R_u при четырехточечном изгибе. Принятая схема испытаний обеспечивает разрушение образцов в зоне постоянных напряжений по сечению,

наиболее ослабленному трещинами. По результатам испытаний строится график в координатах «R_u – Z^2» в зависимости от количества циклов «замораживание-оттаивание». Циклическое замораживание оказывает значительное влияние на изменение резонансной частоты, динамического модуля упругости и предела прочности бетона при изгибе (рис. 1).

Данные изменения резонансной частоты являются средними для испытанных пяти образцов (среднее стандартное отклонение не превышает 4,0%).

Результаты испытаний образцов при четырехточечном изгибе получены также по данным пяти образцов-близнецов (среднее стандартное отклонение характеристик исходных образцов составляло 7,0%).

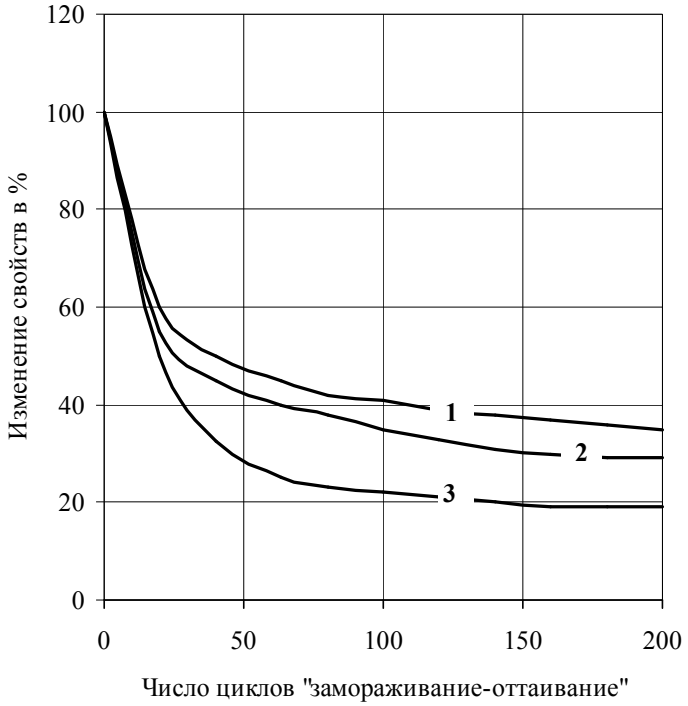


Рис. 1. Относительное изменение характеристик бетона при циклическом замораживании: 1 — резонансная частота; 2 — предел прочности при изгибе; 3 — модуль упругости

Резонансная частота, пропорциональная модулю упругости, уменьшается по мере нарушения структуры и уменьшения прочности бетонов позволили установить корреляцию между пределом прочности на растяжение при изгибе и изменением резонансной частоты (рис. 2).

Таким образом, имеется возможность при минимальном количестве испытаний на одних и тех же образцах прогнозировать изменение прочности и долговечности бетона.

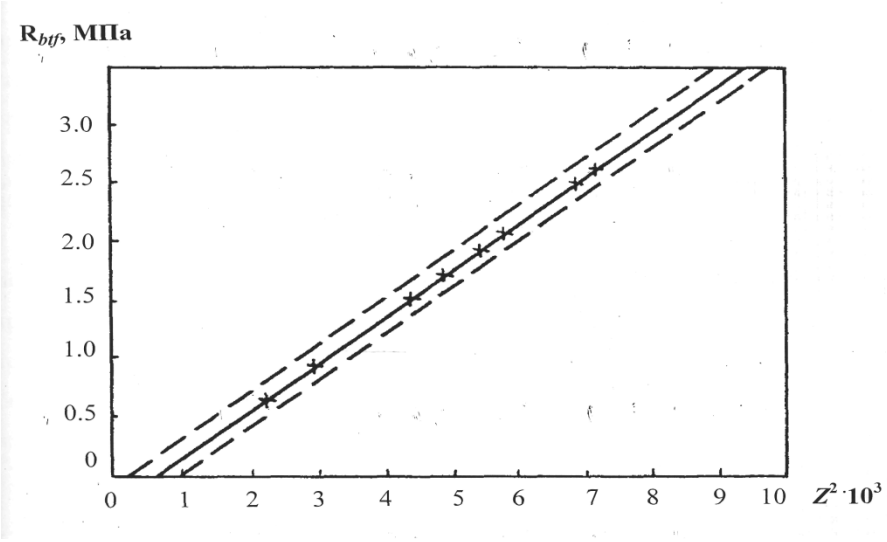


Рис. 2. Взаимосвязь квадрата резонансной частоты Z^2
и предела прочности при изгибе $R_и$ модифицированного
мелкозернистого бетона в условиях циклического замораживания

Испытания на морозостойкость по стандартной методике согласно ГОСТ 10060 (табл. 1) и по методу, предложенному автором, полностью совпадают. При этом прочность на сжатие мелкозернистого бетона модифицированного эпоксидсодержащим отходом после 200 циклов попеременного замораживания и оттаивания понизилась на 7,3%, что соответствует требованиям ГОСТ 10060, допускающего потерю прочности бетона до 15% от первоначальной.

Таблица 1

Результаты испытаний на морозостойкость
модифицированного мелкозернистого бетона

Прочность при сжатии, МПа			Коэффициент морозостойкости после	
до испытаний	После испытаний			
	100 циклов	200 циклов	100 циклов	200 циклов
35,5	35,1	34,3	0,97	0,92

В процессе эксплуатации изделия различного функционального назначения подвергаются агрессивным воздействиям окружающей среды, вызывающих протекание в них деструктивных процессов, вызывающих их разрушение.

Агрессивное воздействие газов, определяются их видом, концентрацией, температурой, относительной влажностью воздуха, а также скоростью обмена агрессивной среды. Скорость коррозии возрастает при одновременном действии физических и химических факторов. Коррозионные процессы усугубляются от внешних механических воздействий.

Коррозия бетонов и растворов на основе минеральных вяжущих веществ, в первую очередь, начинается с разрушения отвердевших вяжущих, так как стойкость их всегда ниже стойкости заполнителей.

Классификационные испытания модифицированного мелкозернистого бетона на сульфатостойкость проводили в соответствии с методикой Венгерского института строительных наук, характеризующейся хорошей воспроизводимостью, достаточной достоверностью и простотой проведения испытаний в условиях предельного состояния равновесия.

Критерием сульфатостойкости, определяемым по табл. 2, является отношение прочности образцов, выдержанных в растворе, к прочности образцов, выдержанных в воде.

Таблица 2

Классификация по сульфатостойкости

Критерий сульфатостойкости	Относительная прочность	Классификация
«А»	110-91	сульфатостойкий
«Б»	71-90	частично сульфатостойкий
«В»	51-70	пониженной сульфатостойкости
«Г»	50	не сульфатостойкий

В соответствии с методикой образцы из модифицированного мелкозернистого бетона 6 месяцев выдерживались в действующем растворе и в воде. Параллельно по этой же методике испытывались бетонные образца на портландцементе и сульфатостойком цементе. Испытания проводились в условиях предельного состояния равновесия. Результаты исследований приведены в табл. 3.

Как показали проведенные исследования модифицированный мелкозернистый бетон, также как и бетон на основе сульфатостойкого цемента, относится к сульфатостойким бетонам.

Испытания исследуемого бетона в растворе хлорида натрия при длительном воздействии, а также вышеприведенные испытания по стойкости при попеременном замораживании и оттаивании в растворе *NaCl* показали, что агрессивная среда практически не вызывает изменений прочности мелкозернистого бетона модифицированного эпоксидсодержащим отходом.

Стойкость бетонов в эксплуатационных условиях зависит от многих факторов, в том числе и от их отношения к действию углекислого газа.

Испытания показали, что углекислая среда способствует уплотнению и некоторому упрочнению материала в связи с образованием на поверхности образцов тонкого слоя карбонатов кальция в виде кальцита. Динамика изменения массы образцов в зависимости от продолжительности карбонизации приведена на рис. 3. Прочность образцов к моменту стабилизации их массы выросла на 4 %.

Таблица 3

Результаты исследования на сульфатостойкость

№№ пп	Вид бетона	Прочность при сжатии после выдерживания		$\frac{R_{сж_2}}{R_{сж_1}}$	Категория сульфатостойкости	Классификация
		в воде, $R_{сж1}$ МПа	в действующем растворе, $R_{сж2}$, МПа			
1	Модифицированный мелкозернистый бетон	35,8	35,2	96	«А»	сульфатостойкий
2	Мелкозернистый бетон на портландцементе	29,2	20,2	69	«В»	пониженной сульфатостойкости
3	Мелкозернистый бетон на сульфатостойком цементе	38,3	36,4	95	«А»	сульфатостойкий

Рис. 3. Динамика изменения массы (1) и прочности при сжатии (2) образцов из модифицированного мелкозернистого бетона в зависимости от продолжительности карбонизации

Полученные результаты позволяют отнести модифицированный мелкозернистый бетон к числу материалов, стойких к действию углекислого газа.

Обобщая результаты проведенных исследований, можно сделать окончательное заключение, что модифицированный мелкозернистый бетон является долговечным строительным материалом, который целесообразно использовать при производстве изделий различного функционального назначения.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Баженов Ю.М., Комар А.Г.* Технология бетонных и железобетонных изделий. – М.: Стройиздат, 1984. — 672 с.

2. *Майорова, Л. С.* Вибропрессованные мелкозернистые бетоны модифицированные добаками органо-химических и минеральных отходов / Л. С. Майорова, Т. К. Акчурин // Вест. ВолгГАСУ. Сер.: Стр-во и архитектура. – 2007. – Вып. 7(26). – С. 155–160.

3. *Потапов А.А., Акчурин Т.К.* Возможность использования отвальных металлургических шлаков при получении шлакощелочных вяжущих веществ//Социально-экономические и технологические проблемы развития строительного комплекса региона. Наука. Практика. Образование.: материалы IV Рос. науч.- техн.конф. с междунар.участием. – Волгоград: ВолгГАСУ, 2011. — С. 8–11.

Р.Т. Мамешев[(1)], С.М. Зинченко[(1)], К.К. Мухамбеткалиев[(2)]

ПРИМЕНЕНИЕ АКТИВИРОВАННОЙ ВОДЫ ДЛЯ МОДИФИКАЦИИ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОМПОЗИЦИОННЫХ МАТЕРИАЛОВ

Саратовский государственный технический
университет имени Гагарина Ю.А.[(1)],
Западно-Казахстанский аграрно-технический
университет им. Жангир хана (Казахстан)[(2)]

Строительная отрасль успешно развивается в условиях повышения качества, расширения номенклатуры и снижения стоимости строительных материалов, при комплексном использовании материалов из промышленных отходов и местного сырья. Опыт использования в малоэтажном, сельскохозяйственном строительстве зданий и сооружений с применением эффективных материалов и изделий из местных сырьевых ресурсов показывает целесообразность и решения ряда вопросов.

Однако вовлечение в производство некондиционного сырья требует усложнения технологии, модифицирования добавками. Поэтому проблема модификации низкосортного сырья в настоящее время остается актуальной задачей, которая определяется вопросами развития научных основ

технологии получения высокоэффективных модифицированных строительных композитов.

Приоритетные направления развития рынка строительных материалов должны базироваться на производстве экономически эффективных, экологически безопасных и ресурсосберегающих технологиях. Поэтому вопросы, связанные с модификацией исходного сырья для повышения качества конечного продукта, представляют большой практический интерес.

В данной статье рассматривается влияние активированной воды затворения на структурообразование и физико-технические свойства строительных материалов.

В современном строительном материаловедении исходному состоянию компонентов, в том числе и жидкости затворения уделяется значительное внимание. С этой целью были проанализированы данные о методах активации и подготовки исходных составных компонентов, в частности о воде, как объекте активационного воздействия, применительно к технологии строительной керамики.

Среди многочисленных способов подготовки и активации исходного сырья наиболее распространенными являются механическое, физическое, химическое и комбинированное воздействие. Наиболее доступным и технологичным направлением считается использование активированной воды, потому как исходное состояние жидкости затворения, во многом определяет технологические и эксплуатационные свойства получаемого изделия [1].

Различают следующие способы активации воды, изменяющие ее состав, структуру и свойства: физические (безреагентные), химические (реагентные) и комбинированные [2]. К физическим методам воздействия относятся: электромагнитные, акустические, плазменные и другие способы, а введение добавок, регулирующих свойства исследуемых систем, относится к химическим воздействиям. Однако большинство из них требуют либо существенных энергетических затрат, либо являются нетехнологичными. Физическое модифицирование или активация воды заключается в её магнитной обработке, когда поток воды движется в магнитном поле. Так, например, в работах [3, 4], посвящённых магнитной обработке воды, показано увеличение прочности, повышения удобоукладываемости строительных растворов полученных с применением омагниченной воды, а также возможность управления процессом формирования структуры, не требует значительных изменений технологического процесса приготовления, обеспечивая значительное снижение расхода вяжущих материалов [5, 6].

В настоящее время наибольшее распространение получили комбинированные способы, то есть сочетание реагентного и безреагентного модификаций, в том числе электрохимическая активация (ЭХА) воды и водно-

солевых растворов, осуществляемая с использованием электрофизических технологий.

Также доказана возможность получения строительных растворов с улучшенными характеристиками путем воздействия на воду затворения низкоэнергетического среднечастотного ультразвукового поля вблизи порога кавитации [7].

Применение магнитной активации воды нашла свое применение и в технологии строительных материалов [8]. Работы, проведенные Классеном В.И и его школой, выявили, что физическая активация воды стимулирует коагуляцию частиц, значительно влияет на степень их взаимосцепления, изменяет смачивающую способность воды и др. свойства [5, 7]. Есть исследования, указывающие на влияние физической активации воды на коагуляционное структурирование в водных глинистых дисперсиях [6, 8]. То есть, все указывает на то, что физическая активация воды, которая применяется для затворения формовочных масс, способна улучшить качество строительных материалов, в том числе стеновых, отделочных и др.

Структуру воды можно изменить и другими способами (ультразвуковая обработка, обработка в магнитном и электромагнитном полях, электролитическим способом и др.). Очень сильно на структуру и свойства воды влияют условия, возникающие на границе раздела с воздухом и твердыми телами, где образуются гидратные слои [9, 10].

Существует целый ряд теоретических моделей, объясняющих механизм изменения свойств воды, движущейся в магнитном поле, [11], однако ни одна из них не дает возможности достаточно достоверно прогнозировать, а тем более рассчитать, результаты воздействия на воду магнитного поля. Более того, с позиций классической физики, феномен «магнитной памяти» воды до конца не понятен и теоретически невероятен. Физическая природа происходящих в воде физико-химических изменений при воздействии на нее магнитного поля до настоящего времени не совсем ясна, хотя сам феномен не только достоверно установлен, но и широко используется в технике с 1947 года [12].

Таким образом, можно утверждать, что технология электрохимической активации воды затворения является одним из эффективных способов управления структурообразования и воздействия на физико-химические и механические свойства строительных материалов. Использование электрохимически активированной воды в приготовлении строительных и различных суспензий встречается неоднократно, отмечено ускорение схватывания и повышение прочности строительных смесей затворенных активированной водой [13, 14]. Учитывая, что электрохимическая активация воды, как метод подготовки, относится к ресурсоэнергосберегающим и экологически чистым технологиям, ее следует отнести к наиболее перспективным и актуальным направлениям.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Физико-химические основы формирования структуры цементного камня / под. ред. Л.Г. Шпыновой. – Львов: Вища школа. Изд-во при Львовском ун-те, 981. – 160 с.

2. *Пухаренко, Ю.В.* Эффективность активации воды затворения углеродными наночастицами / Ю. В. Пухаренко, И. У. Аубакирова, В. Д. Староверов // Весь бетон, 2009. [http://www.allbeton.ru/article/378/30.html].

3. *Гульков А.Н.* Повышение эффективности магнитной обработки воды с целью рационального использования природных ресурсов: Автореферат дисс. д-ра тех. наук. Владивосток, 1998. – 40 с.

4. *Гульков, А.Н.* Применение магнитной обработки воды на предприятиях Дальнего Востока / А. Н. Гульков, Ю. А. Заславский, П. П. Ступаченко. – Владивосток: Изд-во ДВГУ, 1990. – 134 с.

5. *Бут, Т.С.* Современные методы исследования строительных материалов / Т. С. Бут, Б. Н. Виноградов, Т. И. Гаврилова и др. – М.: Стройиздат, 1962. – 239 с.

6. *Ступаченко, П.П.* Структура, свойства и долговечность материалов на основе минеральных вяжущих / П. П. Ступаченко, Ю. В. Ефименко, В. Г. Цуприк – Владивосток: Изд-во ДВГУ, 1992. – 144 с.

7. *Карасёва, Я.А.* Повышение эффективности цементных дисперсных систем водой в метастабильном состоянии: Автореф. дисс. канд. тех. наук. Пенза, 2008. – 20 с.

8. *Свинухов В.Я., Парамонов Н.Д., Афанасьев В.Ф., Патраснеко В.С.* Магнитная обработка воды в производстве сборного железобетона. Международная научно-практическая конференция «Критические технологии в строительстве». – М., 1998 – С. 104–406.

9. *Дерягин Б.В.* ДАН СССР, 172, 5, 1121, 1967.

10. *Мецик М.С., Айданова О.С.* Исследование в области поверхностных сил. – М.: Наука, 1964.

11. *Тренчер К.С., Дудоладов А.Г.* Вопросы теории и практики обработки воды и водных систем. – М.; ЦНИИТЭИ, 1971 – С. 86–87.

12. Vermeiren T., Belg. Patent №460560, 1945.

13. *Богачёв С.Н., Богачёв К.Н., Стецык В.Б., Стахов Б.Г.* «Способ приготовления бетонной смеси» Патент на полезную модель №2008104443/03, 05.02.2008.

14. *Мироевский П.Р., Поляков С.М.* «Способ приготовления активированной воды затворения бетонной смеси» Патент на полезную модель №93048855/33, 21.10.1993.

А.А. Потапов[(1)], Т.К. Акчурин[(1)], Р.М. Поникаровских[(1)]

БИОДЕГРАДАЦИЯ И БИОСТОЙКОСТЬ КОМПОЗИЦИЙ МОДИФИЦИРОВАННЫХ ОРГАНОМИНЕРАЛЬНЫМИ ДОБАВКАМИ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет[(1)]

Строительные материалы и изделия в процессе эксплуатации подвержены разрушениям, вызываемых биологически активными средами. Практически все строительные материалы имеют ограниченное сопротивление биологическим воздействиям. Агрессивное влияние биологических агентов и продуктов их жизнедеятельности приводит к разрушению или

деградации материалов, нарушению работоспособности изделий и конструкций.

Биоповреждения могут вызываться макроорганизмами (животными, птицами, насекомыми, высшими растениями) и микроорганизмами (бактериями, грибами, актиномицетами). Более 40% от общего объема биоповреждений связано с деятельностью бактерий и грибов. В результате действия грибов могут происходить: механическое разрушение за счет разрастания мицелия гриба, внедрения гиф грибов в материал, расширения и сжатия микробных клеток, а также накопления воды от микроорганизмов; изменение физических, химических и механических свойств материала за счет выделения микромитами продуктов метаболизма: воды, углекислого газа, аммиака, сульфидов, органических кислот, перекиси водорода, пигментов и др.; использование микроорганизмами компонентов материала в качестве источников энергии и питания; окрашивание (появление разноцветных пятен, которое обуславливается небольшими количествами цинка, кальция, железа, магния и других элементов, вызывающих пигментообразование у грибов).

В последнее время большое внимание уделяется сопротивлению материалов (особенно композиционных) агрессивному воздействию метаболитов грибов, т.к. безобидные пятна плесени могут представлять смертельную угрозу для животных и людей. Помня об этом, определенный интерес представляют исследования на грибостойкость композиций [1, 2], в состав которых в качестве модифицирующих добавок входят латекс ВДВХМк-65Е-ВДК - сополимер винилиденхлорида, винилхлорида и малеиновой кислоты (ТУ 6-02-60-90) и суперпластификатор С-3 (ТУ 6-36-0204229-625-90).

Используя ВДВХМк-65Е-ВДК и суперпластификатор С-3 в качестве источников углеводов и энергии, грибы, поселяясь в них, могут приводить к разрушению их структуры и композита в целом.

Наиболее распространенными являются плесневые грибы, естественным резервуаром которых служит почва и вода.

Испытания композитов на гибостойкость и наличие фунгицидных свойств проводились в соответствии с ГОСТ 9.048-89*, и ГОСТ 9.049-91*.

Согласно методике изложенной в ГОСТ 9.049-91* эксперименты выполнены двумя методами – А и Б, суть которых заключается в выдерживании материалов, зараженных спорами плесневых грибов, в оптимальных для их развития условиях с последующей оценкой грибостойкости и фунгицидности образцов (в баллах)

Метод А (без дополнительных источников углеродного и минерального питания) определяет, является ли материал источником питания для микромицетов. Метод Б (на полной питальной среде Чапека-Докса) устанавливает наличие у материала фунгицидных свойств. Питательная среда

Чапека-Докса – это твердая смесь состоящая из следующих компонентов (г): $NaNO_3$ –2,0; KCl – 0,50; $MgSO_4$ – 0,50; KH_2PO_4 – 0,70; K_2HPO_4 –0,30; $FeSO_4$ – 0,01; сахароза – 30,0; агар – 20,0; и одного литра дистиллированной воды.

Образцы размером 2×2×2 см выдерживались в стерильных чашках Петри в течение 3 мес. В каждую чашку помещалось по одному образцу. По каждой методике испытывалось 5 образцов. Поверхность образцов заражалась водной суспензией тест-грибов путем равномерного нанесения ее с помощью пульверизатора. После этого чашки Петри с зараженными образцами помещались в специальные камеры, внутри которых поддерживалась температура 29±2 ^{0}С и влажность более 90%.

Оценку грибостойкости проводили через 14 суток по шестибалльной шкале: 0 — при осмотре под микроскопом рост плесневых грибов не виден; 1 — при осмотре под микроскопом видны проросшие споры и незначительно развитый мицелий в виде не ветвящихся гиф; 2 — при осмотре под микроскопом виден микромицелий в виде ветвящихся гиф, возможно спороношение; 3 — при осмотре невооруженным глазом рост грибов едва заметен, но отчетливо виден под микроскопом; 4 — при осмотре невооруженным глазом рост грибов отчетливо виден, они покрывают менее 25% испытуемой поверхности; 5 — при осмотре невооруженным глазом отчетливо виден рост грибов, покрывающих более 25% испытуемой поверхности.

Материал считается грибостойким, если получает оценку по методу А в пределах 0 – 3, и обладает фунгицидными свойствами, если вокруг него на питательной среде наблюдается зона отсутствия роста грибов или на поверхности и краях виден рост грибов, оцениваемый не выше 1 балла.

Результаты испытаний приведены в табл. 1.

Таблица 1

Исследование грибостойкости композитов

Состав композиций		Степень роста грибов (ГОСТ 9.049-91)	
Вяжущее:Песок	П/Ц	по методу А	по методу Б
1 : 2	0	0	0
	0,05	1	1
	0,1	1	1
	0,2	1	1

Проведенные исследования показали, что, обладая достаточной грибостойкостью, разрабатываемые композиты, имеют высокие фунгицидные свойства.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Акчурин Т.К., Потапов А.А.* Полимерцементные самонивелирующиеся композиции на основе техногенных отходов// Надежность и долговечность строительных материалов, конструкций и оснований фундаментов: материалы VI Международной научно-технической конференции. – Волгоград : ВолгГАСУ, 2011. – 384 с.

2. *Потапов А.А., Акчурин Т.К.* Возможность использования отвальных металлургических шлаков при получении шлакощелочных вяжущих веществ//Социально-экономические и технологические проблемы развития строительного комплекса региона. Наука. Практика. Образование.: материалы IV Рос. науч.- техн.конф. с междунар.участием.-Волгоград: ВолгГАСУ, 2011. — С. 8–11.

А.А. Потапов[(1)], Т.К. Акчурин[(1)]

ВЛИЯНИЕ ОРГАНОМИНЕРАЛЬНОГО МОДИФИЦИРОВАНИЯ НА СТРУКТУРУ И ДЕФОРМАТИВНОСТЬ ЦЕМЕНТНОГО КАМНЯ И МЕЛКОЗЕРНИСТОГО БЕТОНА

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет[(1)]

Мелкозернистый бетон является композиционным материалом, модуль упругости, ползучесть и усадка которого зависят от деформативных характеристик его компонентов, т.е. цементного камня и заполнителя, а также от объемной концентрации каждого из указанных компонентов в составе бетона.

Так как мелкозернистые бетоны характеризуются повышенным расходом цемента, то наибольшее влияние на его деформативные характеристики оказывает модуль упругости, ползучесть и усадка цементного камня.

Цементный камень состоит из гелевой и кристаллической частей. Гелевая часть представлена слабозакристаллизованной твердой фазой (субмикрокристаллами), имеющей в основном слоистую структуру и состоящую, преимущественно, из гидросиликатов кальция (*CSH*), между которыми через тонкие водные прослойки действуют межмолекулярные силы сцепления Ван дер Ваальса, т.е. частицы твердой фазы в геле связаны обратимыми коагуляционными контактами. К гелевой части также относятся микропоры размером менее $5 \cdot 10^{-3}$ мкм, которые так же, как пространство между слоями обычно заполнены водой. Кристаллическая часть цементного камня — это пронизывающий гель кристаллический сросток состоящий из портландита (*CH*), эттрингита (*CASH*), гидроалюмината (*CAH*), гидроферрита (*CAFH*) кальция и зерен непрогидратированного

цемента. Кристаллогидраты имеют сплошную (не слоистую) структуру и связаны друг с другом химическими связями.

Природа упруго-пластических свойств цементного камня заключена в нарушении контактов между частицами твердой фазы под действием кратковременных и длительных нагрузок [1]. Поэтому величина деформативных характеристик зависит от жесткости составляющих цементного камня.

Гелевая часть цементного камня под действием длительной статической нагрузки склонна утрачивать жесткость из-за постепенного разрушения коагуляционных контактов, а кристаллическая благодаря более высокой прочности кристаллизационных контактов обладает свойствами упругого тела.

Учитывая, что свойства цементного камня определяются характеристиками его структуры – пористостью и составом кристаллогидратов, в частности балансом между субмикрокристаллами геля (гелевыми гидратами) и крупными кристаллами, решение проблемы регулирования деформативных характеристик мелкозернистого бетона в значительной степени будет зависеть от возможности модифицирования структуры цементного камня за счет разных добавок.

Исследованиями, проведенными ранее, была подтверждена возможность управления процессом структурообразования мелкозернистых бетонов на макроуровне за счет использования в качестве мелкого заполнителя дробленного отвального сталеплавильного шлака, а на микроуровне путём введения наполнителей (тонкомолотого отвального сталеплавильного шлака) в состав композиционных вяжущих [2].

При постановке и проведении исследований использовался отвальный сталеплавильный шлак, химический состав которого приведен в табл. 1.

Таблица 1

Химический состав
отвального сталеплавильного шлака (в % по массе)

SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	FeO	CaO	MqO
20,61	4,79	2,18	15,31	37,56	10,56
K2O	*Na2O*	*MnO*	*P2O5*	*SO3*	
0,12	0,22	5,08	2,93	0,46	

Вяжущее получали путем совместного помола портландцементного клинкера, физико-механические свойства и химико-минералогический со-

став которого приведены в табл. 2 и 3, с минеральным наполнителем — отвальным сталеплавильным шлаком до удельной поверхности цемента, т.е. 3000–3500 см^2/г.

Вяжущее смешивали с заполнителем и вместе с водой затворения вводили латекс ВДВХМк-65Е-ВДК (сополимер винилиденхлорида, винилхлорида и малеиновой кислоты), ТУ 6-02-60-90.

В качестве пластифицирующих добавок в соответствии с ГОСТ 24211-91 «Добавки для бетонов. Общие технические требования» был использован суперпластификатор С-3 (ТУ 6-36-0204229-625-90).

Мелкий заполнитель — дробленный отвальный сталеплавильный шлак с $M_{кр}$ = 2,5.

Таблица 2

Физико-механические свойства клинкера (ТУ 5739-001-00281223-05)

№№ п.п.	Показатель	Ед. изм.	Значение
1.	Предел прочности при сжатии в возрасте 28 суток	МПа	51,8
2.	Предел прочности при сжатии в возрасте 3 суток	МПа	29,0
3.	Нормальная густота цементного теста	%	25,25
4.	Равномерность изменения объёма	мм	2,0

Таблица 3

Химико-минералогический состав клинкера (% по массе)

MgO	*CaO*	SO_3	R_2O
1,02	0,21	0,18	0,98
$3CaOSiO_2$	$2CaOSiO_2$	$3CaOAl_2O_3$	$4CaOAl_2O_3Fe_2O_3$
65,3	12,2	5,7	14,2

Составы и результаты физико-механических испытаний композиционных вяжущих на основе портландцементного клинкера и сталеплавильного шлака представлены в табл. 4 и 5.

Таблица 4

Составы композиционных вяжущих

№№ состава	Состав композиционного вяжущего, %		Водо-вяжущее отношение
	Клинкер	Шлак	
1	100	-	0,34
2	90	10	0,34
3	80	20	0,33
4	70	30	0,33
5	60	40	0,32
6	50	50	0,31

Таблица 5

Результаты физико-механических испытаний композиционных вяжущих

№№ состава	Средняя плотность, кг/м^3	Прочность, МПа	
		при изгибе	при сжатии
1	2360	4,5	49,5
2	2230	3,7	41,0
3	2410	3,5	32,7
4	2415	4,1	32,1
5	2425	3,1	26,8
6	2440	2,7	14,9

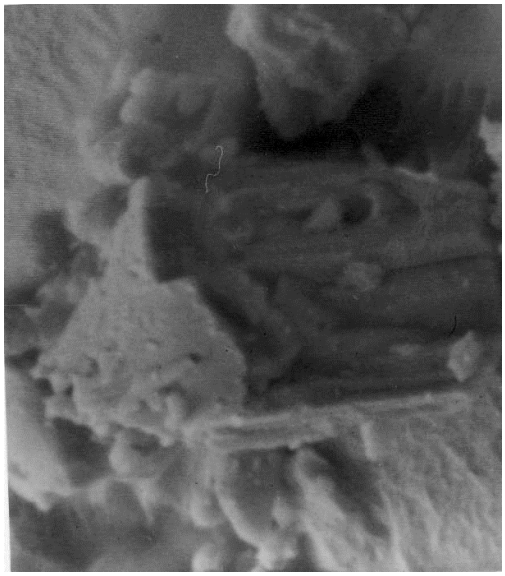
Проведенные исследования показали, что с увеличение доли шлака в композиционном вяжущем снижает водопотребность бетонной смеси и прочность, но повышает плотность. Судя по полученным результатам, оптимальным является содержание в композиционном вяжущем шлака 30%. Такое количество позволяет получать вяжущее марки 300 и экономить 30% клинкерной составляющей [3].

Изучение степени влияния на структурообразование цементного камня в присутствии полимерной добавки ВДВХМк-65Е-ВДК проводилось с помощью методов электронной микроскопии. Исследовались образцы контрольного раствора и модифицированного ВДВХМк-65Е-ВДК в количестве 15% от массы вяжущего.

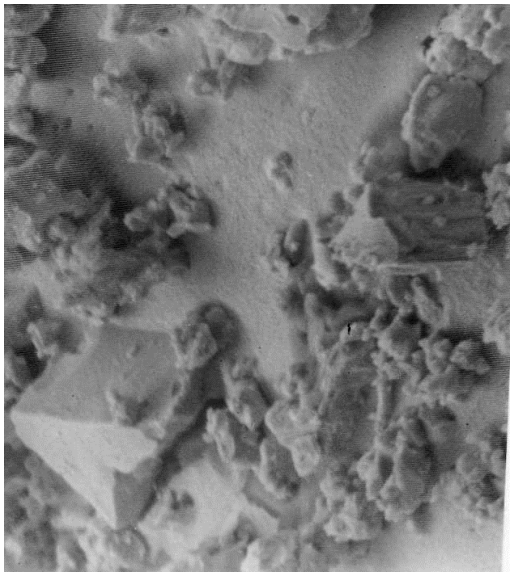
На рис. 1 представлены микрофотографии контрольного образца без полимера, на котором отчетливо видны отдельные песчинки, поры и цементные новообразования, представленные продуктами гидратации портландита $Ca(OH)_2$ и гидросиликатами мелкокристаллической структуры.

На микрофотографиях модифицированного образца (рис. 2) отчетливо просматривается более плотная и однородная структура, где полимерная

добавка равномерно обволакивает продукты гидратации по всему объему композиции, тем самым уплотняя структуру, заполняя поры и упрочняя контакт между зернами заполнителя.



×200

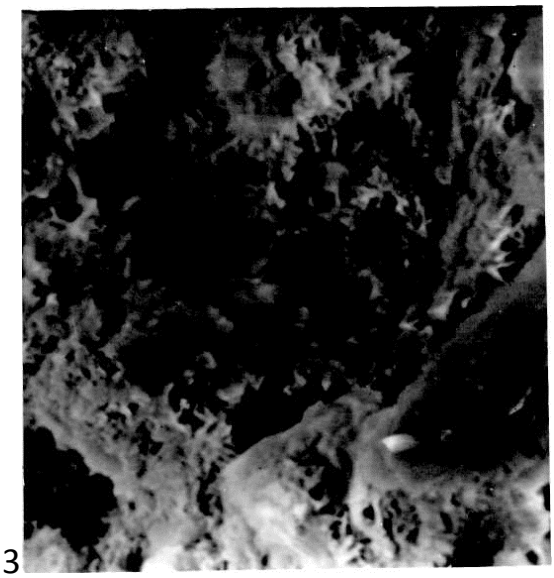


×2000

Рис. 1. Микроструктура цементного камня в возрасте 28 суток

×200

3



×2000

Рис. 2. Микроструктура модифицированного
образца в возрасте 28 суток

Результаты рентгено-структурного анализа подтвердили, что фазовый состав контрольных и модифицированных образцов идентичен.

В табл. 6 представлены результаты испытания полимерцементных композиций в возрасте 28 суток на прочность и деформативность.

Таблица 6

Физико-механические свойства

Состав полимерцементных композиций		Показатели				
Вяжущее:Песок	П/Ц	Предел прочности при сжатии, МПа	Предел прочности при изгибе, МПа	Предел прочности при сдвиге, МПа	Модуль упругости, МПа·10^4	Пред. растяжим., Ɛ·10^{-3}
1 : 2	0	26,9	3,2	9,8	1,8	1,9
	0,05	30,1	5,1	15,1	1,7	2,5
	0,1	32,4	5,5	15,6	1,68	3,1
	0,2	32,8	6,1	16,2	1,63	3,5

Анализ полученных данных показывает, что полимерная добавка способствует повышению прочности при растяжении. Кроме того, разработанные составы имеют высокую адгезионную прочность при сдвиге, превышающую аналогичный показатель цементных бетонов.

Влияние небольших количеств модификатора на свойства материала объяснятся структурными особенностями полимерцементных материалов. Полимерное связующее образует упругие прослойки между кристаллическими новообразованиями минерального вяжущего, адсорбируется на поверхности частиц заполнителя и благодаря высоким адгезионным свойствам повышает прочность и деформативность материала при растяжении и изгибе.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Шейкин А.Е., Чеховский Ю.В., Бруссер М.И.* Структура и свойства цементных бетонов. - М. Стройиздат, 1979. - 344 с.

2. *Потапов А.А., Акчурин Т.К.* Возможность использования отвальных металлургических шлаков при получении шлакощелочных вяжущих веществ//Социально-экономические и технологические проблемы развития строительного комплекса региона. Наука. Практика. Образование.: материалы IV Рос. науч.- техн.конф. с междунар.участием.-Волгоград: ВолгГАСУ, 2011, с.8-11.

3. *Акчурин Т.К., Потапов А.А.* Полимерцементные самонивелирующиеся композиции на основе техногенных отходов// Надежность и долговечность строительных материалов, конструкций и оснований фундаментов: материалы VI Международной научно-технической конференции. – Волгоград : ВолгГАСУ, 2011. – 384 с.

Т.А. Соловьева[(1)], Т.К. Акчурин[(1)], О.Ю. Пушкарская[(1)]

ПРОЦЕССЫ ФОРМИРОВАНИЯ МАКРО- И МИКРОСТРУКТУРЫ ЦЕМЕНТНО-ВОЛОКНИСТОЙ КОМПОЗИЦИИ, АРМИРОВАННЫХ ОТХОДАМИ УГЛЕВОЛОКНА, И ОЦЕНКА СОДЕРЖАНИЯ ВЛИЯНИЯ АРМИРУЮЩЕГО КОМПОНЕНТА НА СВОЙСТВА БЕТОНА

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет[(1)]

Примером создания «новых материалов из прежних» авторы многих публикаций считают армирование цементных композиций волокнами различной природы (минеральными и синтетическими). Фиброармированные бетонные композиции превосходят по прочностным характеристикам бетон, за счет повышения трещиностойкости на макро- и микроуровнях структуры, формирования более плотной структуры, что в конечном итоге повышает долговечность конструкций.

Процессы формирования макро- и микроструктуры в армированном отходами углеволокна (ОУВ) бетоне [1] в первую очередь отвечают за развитие трещин при силовых воздействиях на бетонную конструкцию. Эффективность фиброармирования углеволокном проявляется в изменении, как прочностных характеристик бетонной композиции, так и ее плотности, при блокировании роста трещин цементного камня матрицы. На рис. 1–2 представлены результаты изменения характеристик образцов цементно-волокнистой композиции, армированных отходами углеволокна (ЦВКУ).

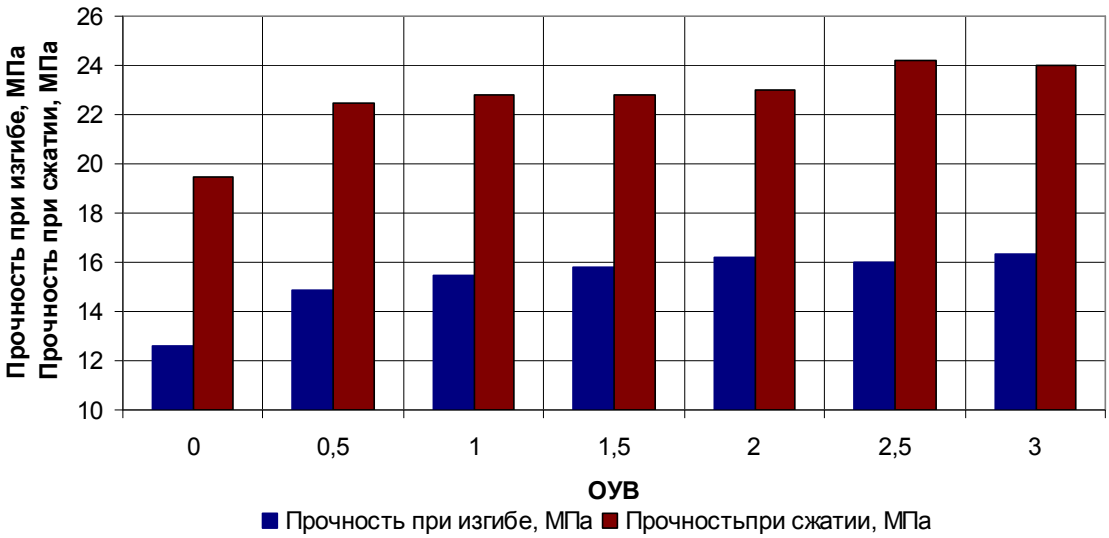


Рис. 1. Диаграмма изменения прочностных характеристик ЦВКУ при варьировании содержания ОУВ

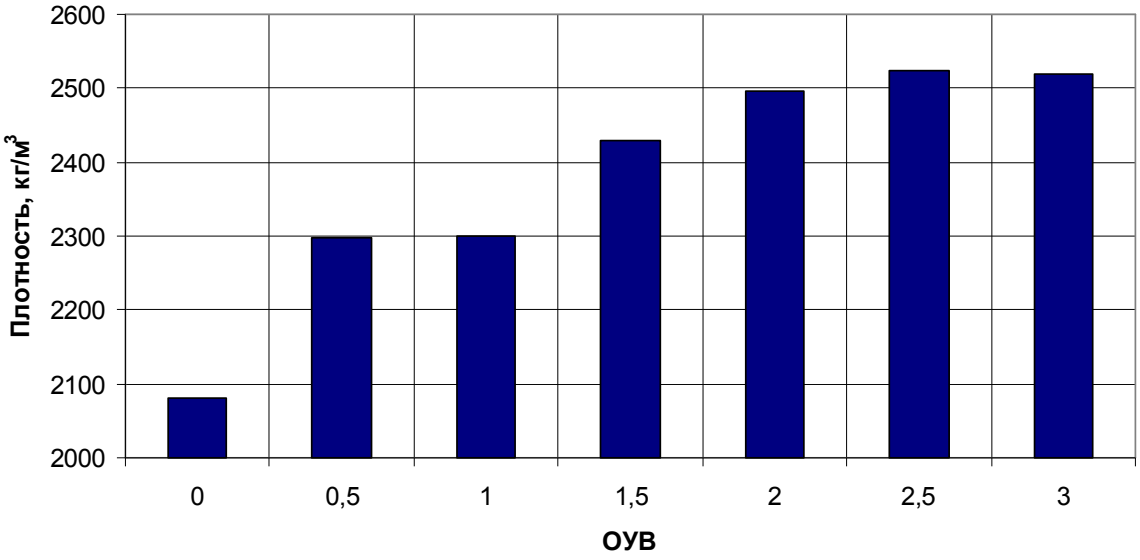


Рис. 2. Диаграмма изменения плотности ЦВКУ
при варьировании содержания ОУВ

По результатам исследования отчетливо видна тенденция увеличения прочности при сжатии и изгибе с введением ОУВ. При введении ОУВ в области от 1–3% прочностные характеристики изменяются не значительно (прирост не более 3 %), наблюдается стабилизация показателей. Значительный прирост плотности (до 20%) виден на диаграмме при содержания ОУВ до 2%, дальнейшее увеличение содержания армирующего компонента ОУВ не значительно влияет на увеличение показателя плотности (прирост плотности до 0,5%).

Рис. 3. Микроскопическое изображение структуры
образца цементно-волокнистой композиции,
поверхность не шлифованная (МБС-9 (4,0 - 14^{x}))

Все выше изложенное показывает, что оптимальное количество армирующего компонента ОУВ лежит в пределах содержания 0,5–1,5% и это экономически целесообразно.

Эффект армирования ЦВКУ оценивался не только по разности прочностных показателей армирующего элемента ОУВ и цементного камня. Например, по модулю упругости, у цементного камня он определен в диапазоне 8 ГПа и выше, без учета работы зернистого заполнителя, а модуль упругости углеволокна лежит в диапазоне от 100 ГПа до 800 ГПа в зависимости от ориентации графитовых плоскостей относительно оси волокна. ОУВ оценивались как структурообразующий компонент цементного вяжущего.

Увеличение прочностных показателей ЦВКУ связано с совместной работой заполнителя и армирующего компонента ОУВ. Армирующий компонент бетона ОУВ способствует упорядочению макро – и микроструктуры ЦВКУ (рис. 3). Снижая внутреннее напряжение бетона, волокна ОУВ влияют на различные уровни структуры ЦВКУ, образуя единую систему, где неупорядоченное состояние системы переходит в микрооднородное. На поверхности углеволокна происходят процессы адсорбции, обусловленные трубчатой структурой волокон со структурными слоями из атомов углерода. Трехмерное упрочнение бетона ОУВ по сравнению с традиционной арматурой, которая обеспечивает лишь двухмерное упрочнение, увеличивает сопротивление цементного камня изгибающим нагрузкам [2–3]. Такая структура ЦВКУ, где развитие микротрещин блокируется армирующим элементом, обеспечивает бетонным композициям высокие эксплуатационные свойства, и долговечность, что подтверждено результатами испытаний.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Соловьева Т.А.* Оценка возможности использования отходов углеволокна в качестве армирующего элемента цементных композиций / О. Ю. Пушкарская, Т. К. Акчурин / Инженерные проблемы строительного материаловедения, геотехнического и дорожного строительства : Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Сер.: Строительство и архитектура. – Волгоград : Изд-во ВолгГАСУ, 2013. Вып. 30 (49). – С. 197–201.

2. *Земскова Л.А.* Модифицированные сорбционно-активные углеродные волокнистые материалы / И. В. Шевелева // Рос. Хим. Ж (Ж. Рос. Хим. Об-ва им. Д.И. Менделева), 2004, т. XLVIII, № 5. — С. 53–57.

3. *Соловьева Т.А.* Строительные композиции нового поколения, модифицированные углеродными волокнами / О. Ю. Пушкарская, Т. К. Акчурин / Наука и образование: архитектура, градостроительство и строительство : материалы Междунар. конф. 60 лет, ч. I, Волгоград Изд-во ВолгГАСУ, 2012. — С. 229–301.

И.В. Стефаненко[1]

О ВОЗДЕЙСТВИИ ПЫЛИ ЦЕМЕНТНОГО ПРОИЗВОДСТВА НА ОРГАНИЗМ РАБОТАЮЩИХ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет[1]

Анализ технологического процесса производства цемента позволяет сделать вывод о том, что основными источниками пылевыделений в рабочую зону цехов являются места транспортирования пылящих материалов, посредством ленточных, скребковых транспортеров, транспортные желоба, а также просеивающие и упаковочные машины. Запыленность воздуха на предприятиях по производству цемента превышает нормируемые параметры воздушной среды рабочей зоны до 7–10 раз.

При недостаточной локализации пылевыделений в рабочую зону и не эффективной работе системы аспирации длительное нахождение работающих вблизи отмеченных источников приводит к ухудшению их самочувствия и увеличивает риск возникновения профессиональных заболеваний.

Большая часть вдыхаемой пыли задерживается на слизистой оболочке носа, глотки, трахеи и бронхов и только незначительная часть (примерно 10%) достигает бронхиол и альвеол, где подвергается фагоцитозу [1]. Из бронхиол и альвеол пылинки могут проникать в интерстициальную ткань и лимфатическую систему легких, где задерживаются и обусловливают развитие патологического процесса. Чтобы вдыхаемая пыль достигала трахеобронхиальные области дыхательного тракта, частицы должны быть диаметром меньше 10 мкм. Частицы 2–3мкм и меньше способны достигнуть альвиол в периферии легкого, поэтому частицы менее 2,5 мкм рассматриваются как вдыхаемая пыль. Рабочие цементных заводов, в т.ч. с небольшим стажем, жалуются на боль и тяжесть в груди, одышку, кашель сухость во рту, охриплость, понижение обоняния, носовые кровотечения.

В зависимости от химического состава смеси отмечены случаи возникновения у работников пневмокониоза или силикоза. В ряде обследований были обнаружены ринодиты на задней стенке глотки, на миндалинах, гортани и полости носа, трещины и даже перфорация носовой перегородки. Выявлены также бронхиты, эмфизема и плевральные сращения, хронические воспалительные процессы в гайморовой полости и полипоз слизистой носа. Отмечаются язвы желудка и двенадцатиперстной кишки, вероятнее всего, вызванные, специфическим воздействием цементной пыли на слизистую желудочно-кишечного тракта. В крови – полихромазия, базофильнозернистые эритроциты, повышенное содержание Са. Увеличе-

ние выведения Са с мочей ведет к повышению заболеваемости циститом. Кожные заболевания у рабочих тем тяжелее, чем выше содержание $CaCO_3$. Заболевания способствуют условиям, вызывающие потоотделения [1].

Наиболее характерны: «цементная чесотка», язвы, «экзема каменщиков». Чаше всего встречается цементная чесотка, выражающаяся в появлении мелких зудящих узелков на открытых участках кожи, в особенности в межпальцевых складках, на тыле кисти, на лице. Расчесы могут привести к образованию фурункулов и гнойников. На руках часто глубокие, плохо заживающие кровоточащие трещины. Иногда болезнь распространяется на кожу всего тела. При попадании в глаза пыль цемента вызывает конъюнктивит и даже омертвление отдельных участков соединительной оболочки с последующим образованием сращений. На роговице образуются помутнения, рубцы.

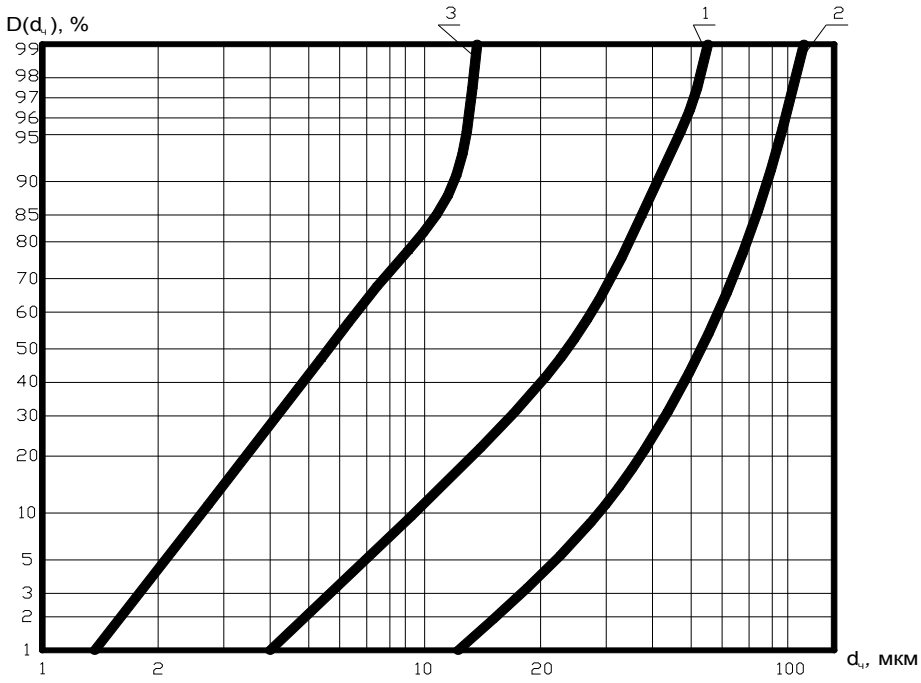


Рис. 1. Интегральные кривые распределения массы частиц цементной пыли по диаметрам в вероятностно-логарифмической сетке, отобранной из воздуха рабочей зоны упаковочного отделения:

1 — рабочая зона оператора упаковочной машины;

2, 3 — рабочие зоны вспомогательных работ оператора

Сенсибилизирующее свойства цемента связывают с наличием в нем соединений Cr (VI), этим объясняют случаи возникновения у рабочих бронхиальной астмы [1]. Анализ суммарного воздействия перечисленных вредностей отрицательно влияет на здоровье работающих, их самочувствие и работоспособность.

При изготовлении портландцемента производители стремятся к наиболее тонкому помолу и к большей однородности смеси. Установлена

зависимость возрастания степени опасности пылевых частиц при уменьшении их размеров [2].

Для проведения анализа дисперсного состава пыли были отобраны пробы из воздуха рабочей зоны оператора карусельной упаковочной машины, а также в рабочих зонах вспомогательных работ оператора (рис. 1).

Анализ дисперсного состава проводился методом микроскопии с использованием программы Dust [3]. Результаты обработки полученных данных представлены в виде интегральных кривых распределения массы частиц по диаметрам (рис. 1).

Анализ полученных зависимостей покзал, что дисперсный состав представлен в основном мелкодисперсными (респерабельными) и среднедисперсными фракциями, которые задерживаются в легких при вдохе.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Козлов, Д.Н.* Дисперсный состав пыли как критерий патогенности аэрозольного загрязнения воздуха / Д. Н. Козлов, А. Н. Кузнецов, И. И. Турковский // Гигиена и санитария. – 2003. – N1. — С. 45–47.

2. *Азаров, В.Н.* О концентрации и дисперсном составе пыли в воздухе рабочих и обслуживаемых зон предприятий стройиндустрии / В. Н. Азаров // Качество внутреннего воздуха и окружающей среды : материалы II Междунар. науч. конф., 15–19 сентября 2003 г., Волгоград. – Волгоград : ВолгГАСУ, 2003. — С. 27–31.

3. *Азаров В.Н.* Методика микроскопического анализа дисперсного состава пыли с применением персонального компьютера (ПК) // Законодательная и прикладная метрология. – 2004. – N 1. – С. 46–48.

В.Д. Тухарели[(1)], Т.К. Акчурин[(1)]

ЭФФЕКТИВНЫЕ БЕТОНЫ, МОДИФИЦИРОВАННЫЕ МНОГОФУНКЦИОНАЛЬНОЙ ДОБАВКОЙ ТЕХНОГЕННОЙ ПРИРОДЫ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет[(1)]

Один из путей увеличения долговечности строительных конструкций – повышение эксплуатационных свойств цементных бетонов. Данная задача может быть решена за счет разработки и оптимизации цементных композитов с улучшенными физико-механическими свойствами. Поэтому наибольший интерес, с позиций увеличения долговечности конструкционных материалов, представляют эффективные бетоны нового поколения, модифицированные добавками, использование которых позволит получать материалы различного назначения с заданным комплексом свойств.

Применение техногенных отходов в производстве строительных материалов и изделий значительно расширяет сырьевую базу строительной отрасли, и существенно повышает эффективность капиталовложений. Развитие строительной индустрии предусматривает значительное расширение производства бетонных смесей с использованием новых эффективных добавок на основе техногенных отходов, в частности нефтехимического производства. Ввод органических добавок техногенной природы, даже в незначительном количестве, изменяет свойства готовых строительных материалов. В зависимости от процентного содержания добавки и целей модификации, возможно, существенно изменять те или иные эксплуатационные характеристики полимерцементных композиций.

При строительстве различных сооружений и гидротехнических объектов одной из главных задач является обеспечение долговечной и надежной гидроизоляции. Как правило, для строительства такого рода зданий используется водонепроницаемый бетон. В процессе эксплуатации различные виды обмазочной или наклеенной гидроизоляции легко повреждаются, нарушается их герметичность. Срок службы таких материалов существенно отличается от срока службы конструкций из бетона. Для этих целей в основном используются дорогостоящие импортные материалы, но сегодня больших финансовых затрат можно избежать. Именно поэтому актуальной становиться производство бетона с водоотталкивающими и коррозионностойкими свойствами. Такой бетон сам способен сопротивляться проникновению агрессивной среды и воды, в том числе и под большим давлением. Что достигаются введением многофункциональных комплексных добавок на основе химических веществ [1–3].

На практике используются и использовались различные химические соединения отечественного и зарубежного производства, наиболее распространенными являются кремний органические мономерные и полимерные жидкости, поверхностно-активные вещества, комплексные добавки на основе суперпластификаторов. Используются также в качестве добавок бетона отходы целлюлозно-бумажной промышленности, масложировой отрасли, отходы нефтехимического синтеза, но дефицитность этих продуктов лимитирует их применение. Опыт применения добавок в бетон показывает, что наиболее перспективным направлением является использование комплексных добавок. Монодобавки наряду с положительным эффектом могут оказывать и отрицательное влияние на свойства бетонов, что снижает их эффективность. Импортные химические добавки не являются дефицитными, но в масштабах массового производства основного строительного материала бетона с улучшенными технологическими и эксплуатационными характеристиками, актуальной была и остается идея использования в качестве высокоэффективных добавок комплексного и полифункционального действия техногенных отходов промышленности. Максимальный технический эффект от действия химических добавок в ви-

де отходов нефтехимического синтеза проявляется индивидуально, и анализ механизма комплексного действия должен рассматриваться в каждом конкретном случае [1, 2].

В связи с этим предлагаемые в исследовании материалы и продукты в виде органической фракции нефтеотходов целесообразно исследовать на предмет их комплексного и полифункционального действия в составах бетонов в качестве модифицирующей добавки, а также определить механизм влияния ОФН на процессы гидратации цемента, придания цементу специальных свойств. Вопросы повышения эксплуатационных и технологических свойств бетона, придания ему специальных свойств путем модифицирования органической фракцией нефтеотходов не нашли отражения ни в теории ни в практике. Возможность использования материалов и продуктов нефтепереработки как естественного резерва модифицирующих добавок комплексного действия для улучшения свойств эффективных бетонов и придания ему специальных свойств, представляется весьма актуальной и экономически оправданной.

Органическая фракция нефтеотходов (ОФН) представляет собой продукт от экстракции ароматических углеводородов из нефти при селективной очистке масляного сырья (ООО «Лукойл-Волгограднефтепереработка»), темно-коричневая жидкость с зеленоватым отливом, с легким запахом технического масла, консистенция напоминает вязкое подсолнечное масло. Химический состав экстракта дистиллятного представлен в табл. 1.

Таблица 1

Химический состав нефтеотходов от экстракции ароматических углеводородов из нефти при селективной очистке масляного сырья

Название группы углеводородов	Содержание в экстракте,%
Парафиновые	6,82
Нафтеновые	42,8
Легкие ароматические	6,65
Средние ароматические	18,59
Тяжелые ароматические	20,8
Сумма ароматических	46,04
Сумма смол и асфальтенов	4,34

Плотность при 20°С — 940,7 кг/м^{3}; вязкость — 10–12 мм^{2}/с, температура вспышки – 230°С; температура застывания — от +20°С до -15°С.

Органическую фракцию нефтеотходов (ОФН) можно рассматривать как дисперсную среду, повторяющую сочетание соединений, из которых

состоит нефть. Система ОФН не является однозначно молекулярной по ее химическому составу. Содержание смолисто-асфальтеновых соединений (4,34%) способствует снижению области молекулярного состояния, система становится дисперсной при изменении значений давления и температуры. Компоненты системы являются растворителями друг для друга. Парафины – неполярные растворители, хорошо растворяются в парафиновых углеводородах в отличие от асфальтенов, твердые парафины (C_{17}-C_{36}) лучше растворяются в высокомолекулярной части неполярных растворителей, чем в легких углеводородах, особенно при низких температурах. Поэтому степень полярности дисперсионной среды не одинаково влияет на размер различных по природе ассоциатов в дисперсной системе ОФН, обусловливая различную концентрацию надмолекулярных структур в системе ОФН. Ароматические углеводороды (46,04%) ОФН имеют повышенную склонность к межмолекулярному взаимодействию, могут образовывать двумерную (плоскостную) структуру и склонны к образованию сложных структурных единиц с повышением температуры. ОФН можно определить как многокомпонентную смесь сложного химического состава, способную изменять агрегатное состояние и объемные свойства при изменении внешних условий. Смесь углеводородов различных гомологических рядов и полярность их молекул является особенностью ОФН, обуславливающую склонностью образующих его компонентов к ассоциации и физическому агрегированию. Модификатор ОФН вводили в бетонную смесь в виде водной эмульсии, приготовленной согласно СНиП 3.09.01-85 «Пособие по применению химических добавок при производстве сборных железобетонных конструкций и изделий».

Результаты испытаний показали, что прочность при сжатии и прочность при изгибе образцов с введение добавки ОФН увеличивается в среднем на 30–35% при введении модифицирующей добавки от 0,1 до 0,5% от массы цементного вяжущего. Плотность модифицированного бетона возросла на 10 %, водопоглощение уменьшилось в 2 раза. Закономерности изменения физико-механических свойств образцов бетона модифицированного ОФН связаны с особенностями процессов структурообразования в модифицированных цементных композициях. Добавка ОФН - многокомпонентная дисперсная система. Содержащиеся в ней смолисто-асфальтеновые соединения (4,34%) способствует снижению области молекулярного состояния, обусловливая различную концентрацию надмолекулярных структур в системе ОФН. Структура цементного камня становится более плотной и однородной. Новообразования в цементном камне способствуют повышению прочностных характеристик бетона. Структура образцов модифицированного ОФН бетона исследовалась методами оптической микроскопии [4].

На рис. 1–2 представлены образцы композиции с добавкой и без добавки.

Формированию плотной и однородной структуры модифицированного бетона (рис. 1–2) способствует уменьшение количества и размеров макропор (радиус пор менее 10 мкм, рис. 2), а также их более равномерном распределении в массе цементного камня. Количество макропор в цементных системах с добавкой ОФН в 4,5 раза меньше, чем в бездобавочных образцах. Сцепление в зоне контакта заполнитель – связующее объясняется плотным прилеганием, обусловленным процессам адгезии и смачивания в зоне межфазного контакта. Стабилизация новообразований модифицированной системы в дисперсном состоянии способствует повышению плотности и прочности бетона.

Рис. 1. Изображение структуры контрольного образца, увеличение 300^{x}

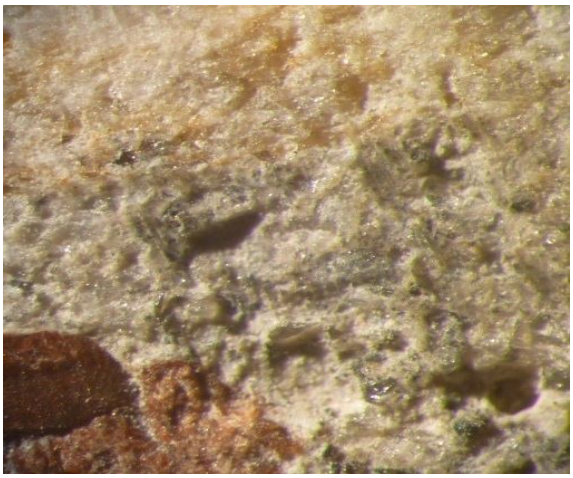


Рис. 2. Изображение структуры образца с добавкой ОФН 0,3 %, увеличение 300^{x}

Гидрофобно-пластифицирующее действие ОНФ оценивали по технологическим и физико-механическим характеристикам бетона в сравнении с различными добавками в количестве 0,3% от массы. Результаты приведены в табл. 2.

Таблица 2

Физико-механические характеристики бетона с различными модифицирующими добавками

Модифицирующая добавка бетона	Кол. добавки, %	ОК, см	Плотность, кг/м^3	Прочность при сжатии, МПа	Пористость, %	Водопоглощение, %
ОФН	0,3	2,5	2410	51,5	10,2	3,5
С – 3	0,3	3,0	2385	48,6	12,3	5,6
ГКЖ - 10	0,3	2,6	2400	50,2	11,0	4,3
Без добавки	–	7,8	2200	39,5	16,8	9,5

Выбор факторов оптимизации состава модифицированного гидрофобно-пластифицирующей добавкой ОФН бетона производился исходя из технологической и экономической целесообразности и получения материала с улучшенными эксплуатационными характеристиками. После статистической обработки экспериментальных данных получено представление о комплексном влиянии модифицирующей добавки ОФН на эксплуатационные свойства эффективного бетона. На рис. 4–7 представлены изменения плотности, пористости, предела прочности при сжатии, водопоглощения от количества вводимой добавки при варьировании В/Ц.

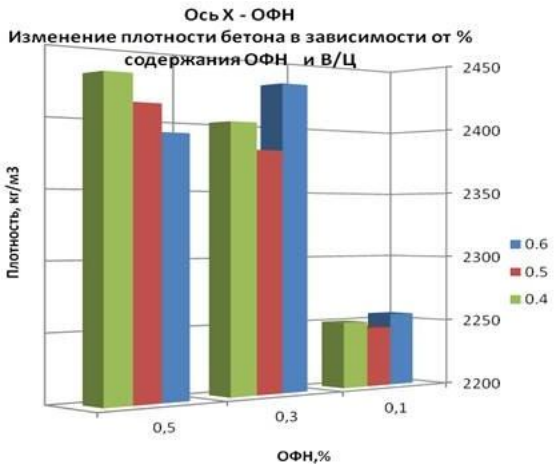


Рис. 4. Изменение плотности бетона

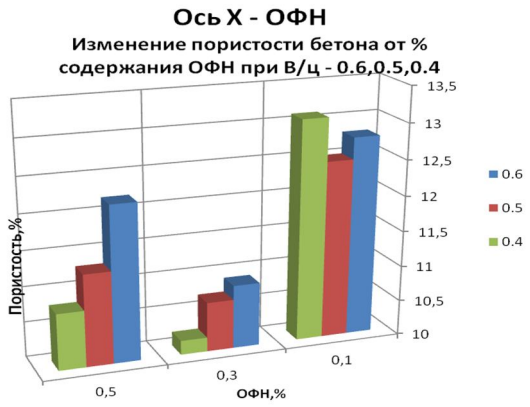


Рис. 5. Изменение пористости бетона

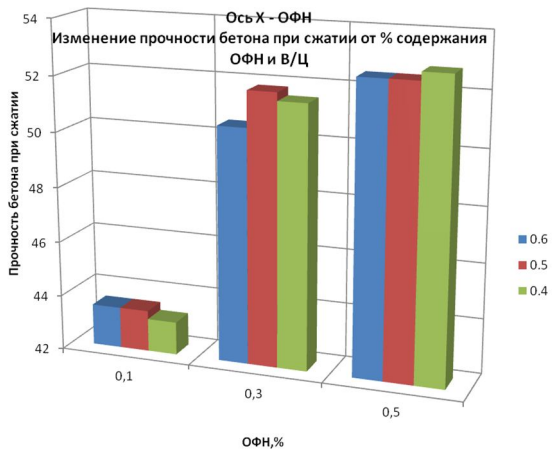


Рис. 6. Изменение прочности при сжатии

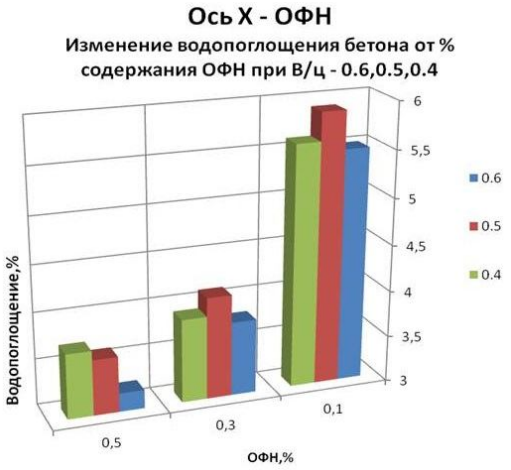


Рис. 7. Изменение водопоглощения

Бетонная композиция, модифицированная комплксной ОФН, обладает улучшенными физико-механическими характеристиками. Тенденция увеличения показателя плотности на 10%, прочности при сжатии на 27%,

снижение показателей пористости на 50% и водопоглощения на 80% наблюдается при снижении расхода цемента. При водоцементном отношение 0,4–0,5, наблюдается стабилизация показателей качества бетона. Оптимальные значения характеристик достигаются при введении добавки ОФН не более 0,3 %.

Использование материалов и продуктов нефтепереработки в качестве модификатора бетона позволяет расширить ассортимент добавок комплексного действия, что актуально с экономической и экологической точки зрения. Достигнут экономический эффект за счет использования новой комплексной добавки ОФН комплексного действия для получения эффективных бетонной с улучшенными показателями качества.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Тухарели В.Д., Акчурин А.К.* Состояние и перспективы использования модифицирующих добавок в повышении эксплуатационных свойств цементных бетонов// Инженерные проблемы строительного материаловедения, геотехнического и дорожного строительства : материалы III Международной научно-техн. конф., 10—12 апреля 2012 г., Волгоград/ М-во образования и науки РФ ; Российская академия архитектуры и строительных наук; Российская академия естествознания; Российское общество по механике грунтов, геотехнике и фундаментостроению; Международное общество по геосинтетике; Администрация Волгградской области; Волгогр. гос. архит.-строит. ун-т. – Волгоград : ВолгГАСУ, 2012. — С. 179–183.

2. *Тухарели В.Д., Чередниченко Т.Ф., Акчурин А.К.* Технологии бетонов специального назначения с использованием техногенных отходов.// Наука и образование: архитектура, градостроительство и строительство: материалы Международной конференции, посвященной 80-летию строительного образования и 40-летию архитектурного образования Волгоградской области,6—10 сентября 2010 г., Волгоград / Волгогр. гос. архит.-строит. ун-т. – Волгоград: ВолгГАСУ, 2010. С. 334 – 336.

3. *Тухарели В.Д., Акчурин А.К.* Улучшение качества цементных композиций при использовании модифицирующих добавок на основе техногенного органического сырья// Вестник Волгогр. гос. архит.-строит. ун-т.. Сер.: Стр-во и архит. 2013. Вып. 31 (50). Ч.2. Строительные науки. — С. 193–198.

4. *Шейкин А.Е., Чеховский Ю.В., Бруссер М.И.* Структура и свойства цементных бетонов. - М.: Стройиздат, 1979. — 344 с.

А.В. Федянина[1], Т.К. Акчурин[1], В.В. Григорьевский[1]

ВЛИЯНИЕ НАГРЕВА НА ИЗМЕНЕНИЕ КАПИЛЛЯРНО-ПОРИСТОЙ СТРУКТУРЫ ЛЕГКОГО БЕТОНА НА КЕРАМЗИТОВОМ ЗАПОЛНИТЕЛЕ СОРБЦИОННЫМ БЭТ-МЕТОДОМ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет[1]

При температурном нагреве бетонов, в них происходят сложные процессы тепло- и массопереноса, возникает давление паров воды в структуре бетона и изменяются: упруго-пластические свойства, напряженно-деформированное состояние, характеристики капиллярно-пористой структуры и некоторые другие параметры, что приводит к зарождению и развитию трещин, снижению трещиностойкости и долговечности, а иногда и к полному разрушению бетона.

В этой связи установлено, что существенное влияние на трещиностойкости бетона оказывает его неоднородная, капиллярно-пористая структура. Исследование структуры бетонов проводили на основе данных сорбционных измерений по парам воды с последующим определением удельной поверхности БЭТ-методом.

Усовершенствованный метод капиллярной конденсации с учетом объема пор воздухововлечения позволяет получить полную информацию об объеме порового пространства в материале, а также существенно уточнить ее в диапазоне размеров пор до 10^{-7} м.

В данной работе исследовались сорбционные свойства жаростойкого керамзитобетона при нагреве до 100, 300 и 800°С следующего состава, расход материалов на 1 м^3: портландцемент – 307 кг; керамзитовый заполнитель – 852 кг; тонкомолотая шамотная добавка – 184 кг при В/Ц= 0,77. Объемная масса бетона – 1490 кг/м^3, пористость – 36,0%; прочность при сжатии – 243 кгс/см^2. Сорбционные характеристики этого бетона зависят от вида, состава и гигроскопических свойств входящих компонентов. Для изотерм адсорбции бетонов, а также пористых заполнителей (шамот, керамзит) характерен гистерезис. Исследованы особенности изменения сорбционных свойств керамзитобетона в результате высокотемпературного нагрева.

Изотермы сорбции паров воды получали по равновесной влажности бетона над насыщенными растворами солей. Температуру в камерах поддерживали постоянной (20°С), контроль влажности вели датчиками влаж-

ности и одновременно по температуре сухого и мокрого термометра. Предварительно бетон нагревали до температур 105, 300 и 800°С. Скорость подъема температуры была 100°С в час, выдержка при заданной температуре 72 часа, охлаждение со скоростью 40°С в час. Готовили две серии навесок по 30–50 г. Одну серию использовали для получения данных адсорбции, а другую – десорбции. Точку на кривых десорбции(P/P_0 = 0,98) получали после предварительного насыщении бетона водой под вакуумом (1,10 мм. рт. ст.). Предварительную сушку для получения исходной точки на кривой адсорбции для бетона не подвергавшегося нагреванию, а также определение равновесной влажности (количество испаряемой влаги) при всех принятых значениях P/P_0 вели Д-методом, предусматривающим охлаждение ловушки – влагоуловителя над сухим льдом при температуре – 79°С (давление паров воды в эксикаторе над образцами 5,10 мм. рт. ст.).

Из данных адсорбции видно, что нагрев бетона приводит к снижению сорбционной емкости бетона с повышением температуры. Однако, величина адсорбции бетона при P/P_0=0,98 после нагрева при 105 и 300°С почти не изменяется.

Кривые десорбции показывают уменьшение сорбционной влагоемкости керамзитобетона с повышением температуры нагрева, особенно после нагрева при 800°С. Если сопоставить результаты сорбционных измерений жаростойкого керамзитобетона с другими его свойствами, например прочностью, то можно отметить, что предел прочности бетона при сжатии также резко снижается после его нагрева при температуре 800°С. Это является доказательством существенных изменений структуры бетона при его нагреве выше 200–300°С.

Удельную поверхность бетона получали по данным сорбционных измерений БЭТ – методом [1], а для шамотных заполнителей также по изменению удельной поверхности адсорбционной пленки [2].

Основное уравнение для расчета удельной поверхности (S) капиллярно-пористых материалов имеет вид [3]:

$$S = \frac{a_m N}{M} \cdot A_m ,$$

где a_m — емкость мономолекулярного слоя; M — молекулярная масс адсорбата; A_m — площадь, занимаемая молекулой адсорбата в заполненном монослое; N — число Авогадро.

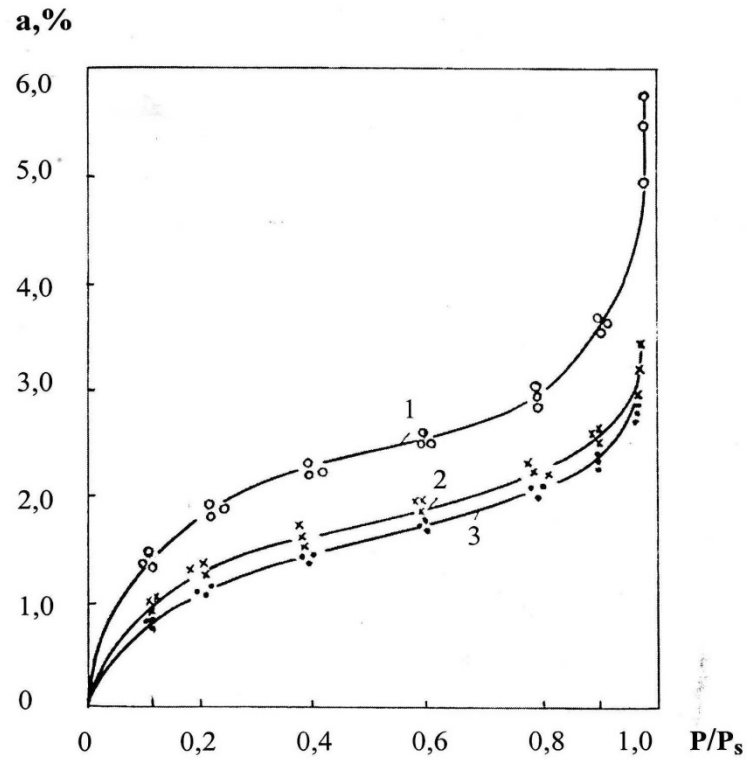


Рис. 1. Изотермы десорбции керамзитобетона при нагреве:
1 — 100°С; 2 — 300°С; 3 — 800°С

Значение a_m определяли из линейной формы БЭТ – уравнение [3]:

$$\frac{P/P_s}{a(1-P/P_s)}=\frac{1}{a_m C}+\frac{C-1}{a_m C}\cdot P/P_s,$$

где a — адсорбция при соответствующем относительном давлении P/P_s на единицу массы адсорбента (бетона); C — константа, связанная с теплотой адсорбции и температурой. Значение C использовали для приближенного расчета теплоты адсорбции:

$$Q_1 - L \approx RT\ln C,$$

где R — газовая постоянная; T – абсолютная температура; Q_1 — теплота адсорбции в первом слое и L = 44·10^6 Дж/Кмоль – скрытая теплота конденсации при температуре 20°С.

Подстановка экспериментальных данных при P/P_s < 0,45 в уравнение позволяет определить угол наклона (φ) прямой линии $(C-1)/(a_m C)$, отсекающей на оси ординат отрезок $a = 1/(a_m C)$.

Величина $\mathrm{tg}\varphi = b = (C-1)/(a_m C)$, значения a_m и C определяли из уравнений: $a_m = \dfrac{1}{a+b}$ и $C = \dfrac{b}{a}+1$.

Таблица 1

Структурные характеристики легкого
жаростойкого бетона на керамзитовом заполнителе при нагреве

Температура нагрева бетона, °С	*S*, удельная поверхность, $м^2/г$	*C*, теплота адсорбции	$(Q_1 - L)\cdot 10^6$, Дж/кмоль	П, пористость, % по объему
20	48,80	13,14	6,14	37,4
105	44,20	16,13	6,78	36,0
300	41,00	7,82	4,68	35,5
800	23,7	13,32	6,12	43,9

Исследования показали, что сорбционные свойства жаростойкого бетона на керамзитовых заполнителях изменяются в зависимости от вида и состава бетона, гигроскопических свойств заполнителей и температуры нагрева бетона. С увеличением температуры и продолжительности нагрева удельная поверхность жаростойких бетонов уменьшается. Уменьшение удельной поверхности объясняется, по-видимому, сближением субмикрокристаллов новообразований в портландцементном камне состава C–S–H в процессе их дегидратации, изменением структуры гидратированных минералов и цементного камня в результате нагрева. При этом происходит огрубление структуры бетона, которое оказывает влияние на изменение его фильтрационных характеристик и параметров трещиностойкости, как при их сушке и первом разогреве до рабочих температур, так и в условиях длительного воздействия высоких температур и нагрузки.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Брунауэр С.* Адсорбция газов и паров. – М.: Изд. иностр. литер., 1946. — 781 с.

2. *Киселев А.В.* Новые адсорбционные метод определения поверхности адсорбентов. – спехов химии, 1945, том 14, вып. 5. — С. 367–394.

3. *Грег С., Синг К.* Адсорбция, удельная поверхность, прочность, пористость. – М.: -Мир, 1970. — 407 с.

Е.О. Фомина[1]

ОЦЕНКА ОСНОВНЫХ ФИЗИКО-ХИМИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ЦЕМЕНТНОЙ ПЫЛИ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет[1]

С целью разработки мероприятий по улучшению состояния воздушной среды в цехе упаковки цемента в производственных условиях были проведены измерения запыленности воздуха и определен дисперсный состав пыли. Отбор проб осуществлялся на рабочем месте оператора упаковочной машины и в 16 точках цеха один раз в неделю в течение 2-х месяцев. Также были взяты пробы цементной пыли в системе аспирации от карусельной машины перед рукавным фильтром. Система обеспыливающей вентиляции, из которой производился отбор проб, кроме рукавного фильтра, включает в себя местный отсос от карусельной машины цемента и воздуховоды.

Запыленность определялась весовым методом по ГОСТ Р 50820-95. Анализ дисперсного состава пыли выполнен микроскопическим методом с применением ПК [1].

Для оценки результатов анализа дисперсного состава пыли были построены интегральные функции распределения массы частиц по диаметрам (рис. 1).

Проведённый дисперсионный анализ проб пыли выявил, что диапазон изменения крупности цементной пыли марки М 500 в воздухе рабочей зоны составляет от 1,2–13 мкм, d_{50} = 7,2 мкм. Пыль, поступающая на очистку в рукавный фильтр, имеет медианный диаметр 17 мкм. Диапазон изменения крупности – от 1,2 до 28 мкм.

При проектировании современных эффективных систем обеспыливания, наладке, испытании и эксплуатации этих систем необходимо учитывать ряд параметров, характеризующих физико-химические свойства пыли.

Так, например, сведения о плотности пыли необходимы для расчета степени очистки газа в пылеуловителе. Истинная плотность, представляющая собой массу единицы объема материала, не содержащего пор и воздуха, в практике производства строительных материалов определяется пикнометрическим методом. Метод заключается в том, что испытуемое вещество помещают в пикнометр, а воздух из пор вещества вытесняют жидкостью [2].

Для определения кажущейся плотности, которая представляет собой массу единицы объема частиц, включая и объем закрытых пор, использо-

вали манометрический способ [2]. Данный метод основан на законе Бойля-Мариотта, согласно которому при одной и той же температуре произведение давления на объем массы газа остается постоянным. Установка для определения кажущейся плотности по данному методу состоит из жидкостного манометра, измерительной колбы и резервуара с мерной трубкой, которые через краны соединены с напорной склянкой, наполненной манометрической жидкостью.

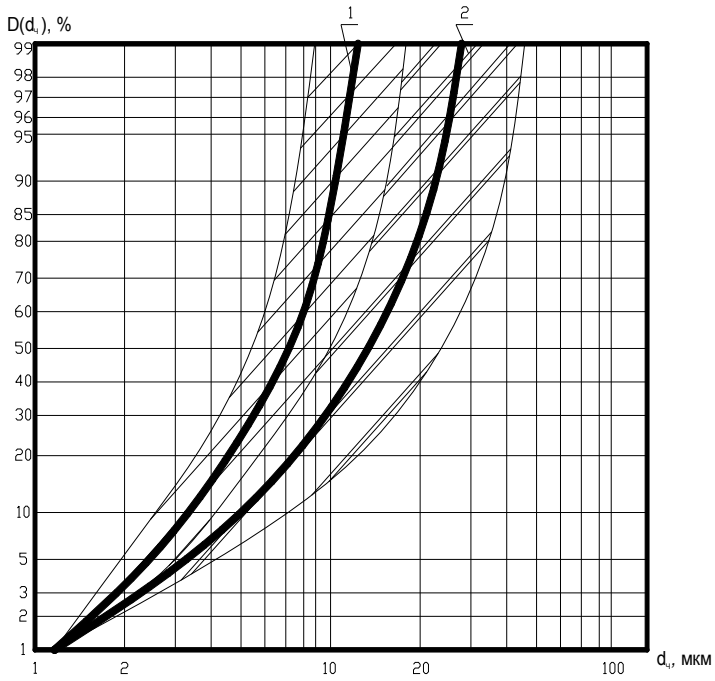


Рис. 1. Интегральная кривая распределения массы частиц пыли по диаметрам в вероятностно-логарифмической сетке отобранной в рабочей зоне упаковочного отделения:
1 — в воздухе рабочей зоны упаковочного отделения;
2 — в воздуховоде перед рукавным фильтром

Объем пустого сосуда V_1 заполненного газом при атмосферном давлении B, уменьшаем на объем V, следовательно давление газа возрастает на ΔP_1. По закону Бойля-Мариотта:

$$V_1 B = \left(V_1 - V\right)\left(B + \Delta P_1\right). \quad (1)$$

Отсюда

$$V_1 = V\left(B + \Delta P_1\right) / \Delta P_1. \quad (2)$$

Во втором опыте, в пространство V_1 помещаем определенное количество исследуемого порошка $G_п$, занимающее объем $V_п$. Свободный объем станет равным:

$$V_2 = V_1 - V_п. \quad (3)$$

При уменьшении V_2 на объем V давление в пространстве $V_2 – V_1$ будет равно $B+\Delta P_2$. По аналогии получим:

$$V_2 = V\left(B + \Delta P_2\right) / \Delta P_2 . \quad (4)$$

Подставляя величины V_1 и V_2 вычисляем объем пыли:

$$V_п = VB\left(\Delta P_2 - \Delta P_1\right) / \Delta P_1 \Delta P_2 . \quad (5)$$

Плотность материала частиц равна:

$$\rho = G_п / V_п . \quad (6)$$

Исследование насыпной плотности пыли производили по методу [2], который заключается в определении массы измеренного объема. Сначала взвешивается мерный цилиндр и определяется его объем, затем цилиндр заполняют пылью. Избыток порошка удаляется линейкой и определяется вес цилиндра с пылью. Насыпную плотность пыли вычисляют по формуле [2]:

$$\rho_{насып} = \left(G_2 - G_1\right) / V , \quad (7)$$

где V — объем мерного цилиндра, G_1 — вес пустого цилиндра, G_2 — вес наполненного цилиндра.

Удельную поверхность пыли можно определить на анализаторе дисперсных порошков (АДП-1) с использованием уравнения Козени-Кармана [2]:

$$S = \frac{K \cdot M \cdot \sqrt{\tau}}{m}, \text{ см}^2/\text{г}, \quad (8)$$

где K — константа прибора, г$^{1/2}$ см$^{-2}$ с$^{-1}$; M — постоянная, зависящая от температуры воздуха и высоты слоя пробы, г$^{-1/2}$ см^4 с$^{1/2}$; τ — время фильтрации через слой пробы, с; m — масса пробы, г^3.

Прибор АДП-1 служит для измерения времени изменения давления в заданных пределах шкалы жидкостного манометра при фильтрации воздуха через фиксированную навеску пыли цемента марки М500 и рассчитываем удельную поверхность по формуле (8).

Удельная поверхность цементной пыли составляет 2940–3500 см^2/г. Большая удельная поверхность говорит о достаточно развитой пористой структуре клинкерных материалов, применяемых при производстве цемента.

Определение равновесной влажности пыли (изотерм сорбции) заключается в определении количества влаги, впитываемой сухой пылью при выдерживании ее до постоянной массы в атмосфере с известной относительной влажностью [2].

Для проведения анализа приготавливают растворы серной кислоты различной концентрации с таким расчетом, чтобы относительная влажность воздуха над ними различалась на 10–15%.

Концентрации приготовленных растворов серной кислоты определяют ориентировочно денсиметром и уточняют титрованием 1 н. раствором NaOH.

Приготовленные растворы серной кислоты наливают в десять чистых и сухих эксикаторов. В одиннадцатый заливают концентрированную кислоту. Он применяется для охлаждения бюксов с сухой пылью. Уровень кислоты должен быть в 2–3 мм от решетки эксикатора. Эксикаторы закрывают крышками, смазанными вакуумной смазкой. Крышки должны иметь пришлифованные пробки с краном, позволяющим отсасывать воздух из эксикаторов. На каждом эксикаторе надписывают концентрацию кислоты, находящейся в нем. Каждые 10 дней концентрацию кислоты проверяют и вносят соответствующие изменения в надписи на эксикаторах.

В начале проведения анализа чистые, высушенные бюксы (три штуки на каждый эксикатор) взвешивают на аналитических весах с точностью до 0,0001 г (G_0). Помещают в бюксы исследуемую пыль и разравнивают по дну бюкса; высота слоя 2—3 мм. Открытые бюксы помещают в предварительно нагретый до 60–80°С сушильный шкаф и сушат до постоянной массы при 105±2°С. Первое взвешивание производят через 2–3 ч, повторные — через 30 мин. Бюксы с высушенной пылью закрывают крышками, охлаждают в эксикаторе, заполненном концентрированной серной кислотой, и взвешивают с точностью до 0,0001 г (G_1). После доведения бюксов с сухой пылью до постоянной массы, снимают крышки и помещают в подготовленные эксикаторы с различной относительной влажностью воздуха. Для ускорения процесса адсорбции влаги пылью рекомендуется создавать в эксикаторах разрежение. Остаточное давление в эксикаторе должно быть 40–53 гПа (30–40 мм рт. ст.). Процесс адсорбции при атмосферном давлении практически заканчивается через 7–10 суток, в разреженной среде — через 2–3 суток. Во время проведения анализа температура в помещении должна поддерживаться близкой к постоянной и фиксироваться. По прошествии указанного времени, открывают эксикатор, быстро закрывают бюксы крышками и тотчас же взвешивают на аналитических весах с точностью до 0,0001 г. Для предотвращения поглощения пылью влаги из воздуха каждый последующий эксикатор открывают только после взвешивания всех бюксов из предыдущего эксикатора.

После определения массы бюкса с влажной пылью его вновь открывают и помещают в эксикатор с соответствующей концентрацией кислоты на 24 ч при атмосферном давлении и на 12 ч при разрежении. Процесс выдерживания в эксикаторах с определенной относительной влажностью повторяют, пока масса бюкса с пылью не станет постоянной.

Рассчитывают равновесную влажность пыли $\varphi_п$ (в %) по следующей формуле:

$$\varphi_п = \frac{G_3}{G_3 + G} \cdot 100, \qquad (9)$$

здесь $G_3 = G_2 - G_1$ — количество впитавшейся влаги, г; $G = G_1 - G_0$ — навеска сухой пыли, г.

Для удобства пользования результатами анализа построен график зависимости равновесной влажности пыли (рис. 2) от относительной влажности воздуха. По оси ординат отложена равновесная влажность пыли $\varphi_п$ в процентах, а по оси абсцисс — относительная влажность воздуха в процентах $\varphi_в$.

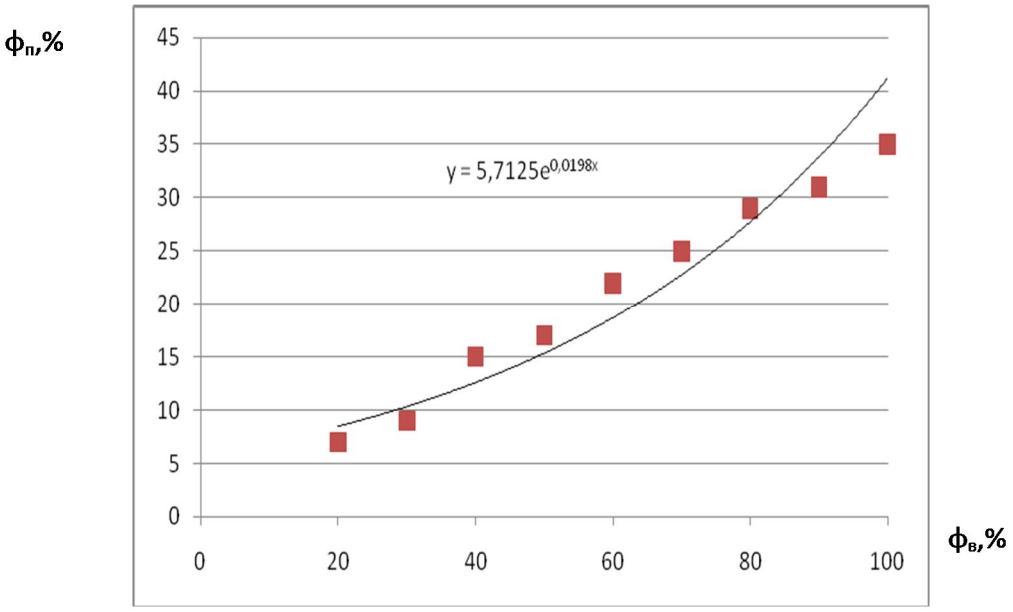


Рис. 2. Зависимость равновесной влажности пыли $\varphi_п$ от относительной влажности воздуха $\varphi_в$

Зависимость равновесной влажности пыли от относительной влажности воздуха описывается уравнением $\varphi_п = 5{,}7125e^{0{,}019\varphi_в}$ (10).

Определение величины слипаемости цементной пыли выполнялось по методике [2], где слипаемость пыли характеризуется разрывной плотностью столба пыли при определенной нагрузке и промышленная пыль разделена по слипаемости на 4 группы:

1) неслипающаяся, разрывная плотность слоя менее 60 Па;
2) слабослипающаяся — от 60 до 300 Па;
3) среднеслипающаяся — от 300 до 600 Па;
4) сильнослипающаяся — более 600 Па.

Определение разрывной силы производилось на установке, включающей цилиндр с пылью, микроманометр и соленоид. Прочность слоя на разрыв определялась по формуле:

$$P = \frac{f_p - f_k}{S}, \tag{11}$$

где f_p — разрывное усилие, Н; f_k — вес трубки с пылью, Н; S — площадь поперечного сечения столба пыли, м^2.

По полученным результатам цементная пыль относится к среднеслипающейся — 420–480 Па.

Определение удельной поверхности пыли проводили методом воздухопроницаемости слоя [2]. Прибор для определения удельной поверхности состоит из трех основных частей: кюветы, однотрубчатого манометра и резиновой груши с краном. Искомое значение удельной поверхности S (в см/г^2) вычисляется по формуле:

$$S = KM\sqrt{\tau} / G, \tag{12}$$

где K — постоянная прибора; τ — время падения столба жидкости; G — масса навески; M — величина, зависящая от температуры воздуха, высоты слоя и площади сечения цилиндра кюветы (находится из таблицы, прилагаемой к прибору).

Статический угол естественного откоса используется в качестве исходных параметров при проектировании бункеров сухих пылеуловителей. Определение этого показателя заключается в измерении угла, под которым располагается боковая поверхность сыпучего материала в результате его обрушения после удаления подпорной стенки. Устройство для измерения статического угла естественного откоса представляет собой прозрачный бункер прямоугольной формы со съемной боковой стенкой. Подготовленную для анализа исследуемую пыль в объеме в 1,2–1,4 раза превышающем объем измерительного сосуда высыпают в бункер, после этого убирают съемную стенку. Часть пыли сползает, при этом образуется откос. Замеряют величину освободившейся верхней кромки сосуда a и высоту откоса h. Статический угол естественного откоса вычисляют по формуле [2]:

$$\alpha_{cm} = \mathrm{arctg}\left(h / a\right). \tag{13}$$

Определение динамического угла естественного откоса проводился методом насыпания порошка на диск [2]. Устройство применяемое для этой цели состоит из бункера с затвором, закрепленного на штанге, которая под прямым углом соединена с основанием. Параллельно плоскости основания устанавливается диск. Пробу пыли засыпают в бункер, приоткрывают затвор так, чтобы пыль высыпалась на середину диска. Измерив

высоту конуса H и зная диаметр диска d вычисляем динамический угол естественного откоса:

$$\alpha_{д} = \mathrm{arctg}\left(2H/d\right). \quad (14)$$

Результаты исследования физико-химических свойств пыли приведены в табл. 1

Таблица 1

Физико-химические свойства цементной пыли

Свойство пыли, единицы измерения	Величина
Истинная плотность, г/см^3	2,680–2,800
Кажущаяся плотность, г/см^3	1,050–1,100
Насыпная плотность, г/см^3	0,735–0,811
Удельная поверхность, см^2/г	2940–3500
Статический угол естественного откоса, град	52–55
Динамический угол естественного откоса, град	44–47
Разрывная плотность слоя, Па	420–480

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Азаров, В. Н.* Дисперсный анализ методом микроскопии с применением ПЭВМ / В. Н. Азаров, А. В. Ковалева, Н. М. Сергина // Экологическая безопасность и экономика городских и теплоэнергетических комплексов : междунар. науч.-практ. конф. – Волгоград, 1999. – С. 76.

2. *Коузов, П.А.* Методы определения физико – химических свойств промышленных пылей [Текст] / П. А. Коузов, Л. Я. Скрябина. – Л. :Химия :Ленингр. отд – ние, 1983. – 142 с.

Н.С. Хирис[(1)], Т.К. Акчурин[(1)]

ВЫСОКОНАПОЛНЕННЫЙ МЕЛКОДИСПЕРСНЫЙ БЕТОН

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет[(1)]

Экономичность цементных композиционных материалов повышается с введением минеральных дисперсных наполнителей, что снижает стоимость цементной смеси, повышает технологические свойства и эксплуатационные характеристики бетона. В качестве минеральных тонкодисперсных добавок используются молотый кварцевый песок, порошкообразный кремнезем,

доменные шлаки, топливные шлаки, золы, добавки из осадочных и вулканических пород и т.д. Использование тонкодисперсных добавок при внешнем механическом воздействии создает плотную структуру цементного камня, что обеспечивает высокую прочность мелкозернистого бетона [2].

Для получения высокопрочного мелкозернистого бетона с высоким наполнением цементной матрицы, как правило, в качестве микронаполнителя используется измельченный до удельной поверхности 450–500 $м^2$/кг кварцевый песок. Исследование возможности использования в качестве микронаполнителя высоконаполненного мелкозернистого бетона (ВНМЗБ) металлургических шлаков Волжского трубного завода представляется целесообразным.

Металлургические шлаки Волжского трубного завода (ВТЗ) представляют собой сыпучий материал темно-серого цвета крупностью 10-20 мм, пустотностью 0,43, насыпной плотностью 1,380–1,400 г/$см^3$, истинной плотность 2,3 г/$см^3$. Химический состав металлургического шлака приведен в табл. 1.

Таблица 1

Химический состав металлургического шлака ВТЗ

Наименование материала	CaO	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	MgO
Металлургический шлак ВТЗ (фр. 0-20 мм)	24,5	18,9	12,2	22,1	11,5
Металлургический шлак ВТЗ (фр. 0-10 мм)	18,98	25,7	4,9	13,8	13,8
Металлургический шлак ВТЗ (отсев)	21,2	20,8	14,7	25,4	13,5

Цвет шлака крупной фракции преимущественно серый, со светло-серым налетом, наблюдаются области высокой отражательной способности и обладающие металлическим блеском (рис. 1). Макроструктура шлака пористая, отмечается наличие закристаллизованной стекловидной составляющей. Частицы включений имеют окраску – от бесцветной до бурой. Бурые включения свидетельствуют о наличии оксидов железа.

В соответствии с программой исследовательской работы, шлак предварительно измельчался на лабораторной конусно-инерционной дробилке. Насыпная плотность после помола составила 1,1–1,3 г/$см^3$, удельная поверхность измельченного шлака варьировалась от 3001 до 4796 $см^2$/г. Параметры оптимального измельчения подбирались экспериментально. Полученный таким образом шлаковый микронаполнитель (ШМН) использовали в составах высоконаполненного мелкозернистого бетона.

Плотность, пористость, водопоглощение, прочность, морозостойкость и как следствие долговечность мелкозернистого бетона зависят от степени

уплотнения бетонной смеси и технологических приемов ее изготовления. Вибрация – один из основных способов уплотнения бетонной смеси. Двухчастотное виброуплотнение высоконаполненного мелкозернистого бетона (ВНМЗБ) с использованием шлакового микронаполнителя (ШМН) позволяет получить бетонные смеси с улучшенными техническими характеристиками. Колебательная энергия двухчастотного уплотнения позволяет перегруппировать зерна заполнителя кварцевого песка, а фракционность измельченного шлакового наполнителя позволяет достичь максимально плотной упаковки частиц цементного теста на стадии приготовления бетонной смеси.

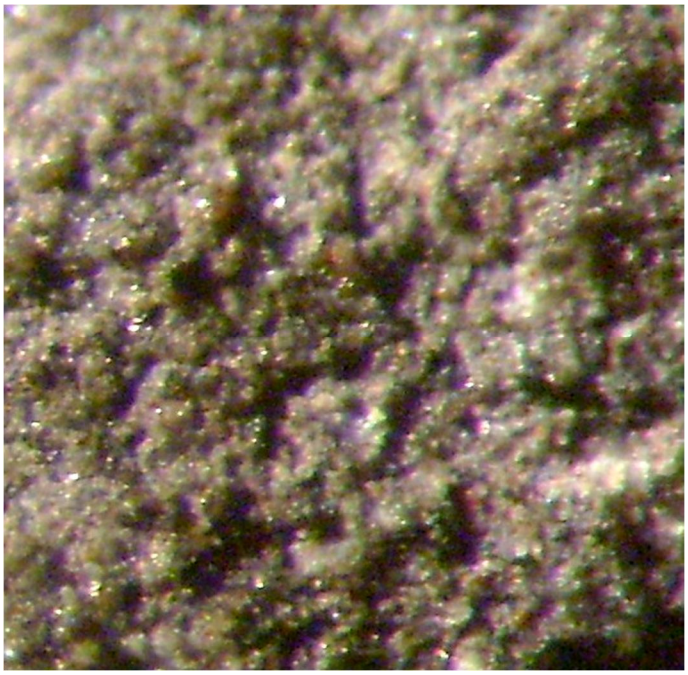


Рис. 1.Микроскопическое изображение поверхности частицы металлургического шлака фракции 0–20 мм

Результаты экспериментов по оценке влияния шлакового микронаполнителя (ШМН) на прочностные свойства высоконаполненных мелкозернистых бетонов (ВНМЗБ) [1] показывают целесообразность использования этого материала в составах ВНМЗБ. Введение ШМН оказывает определенное влияние на прочностные характеристики ВНМЗБ не только напрямую при участии ШМН в процессах структурообразования цементного камня, но и косвенно через максимальное насыщение цемента наполнителем. К числу активизирующих факторов в высоконаполненной гетерогенной дисперсной системе ВНМЗБ наряду с гранулометрическим составом наполнителей, можно отнести и параметры виброуплотнения мелкозернистого высоконаполненного бетона. Варьируя этими факторами можно целенаправленно управлять процессами структурообразования и свойствами ВНМЗБ при разработке его технологии [2].

В первой серии образцов ВНМЗБ использовалось соотношение цемента и микронаполнителя 1:1. Вибрационная установка производит двучастотное уплотнение: верхнее – 12600 кол/мин, нижнее – 3000 кол/мин.

При двухчастотном режиме вибрационного уплотнения композиции была получена прочность ВНМЗБ при сжатии (кубиковая, 28 сут.) – 117 МПа и средняя плотность – 2345 кг/м^3. Прочность при изгибе (28 сут.) составила 7,0 МПа. Величина прироста прочностных характеристик ВНМЗБ в возрасте от 28 до 180 суток составила для прочности на сжатие – 15 %, для прочности при изгибе – 20 % [1].

Таблица 2

Физико-механические характеристики высоконаполненного мелкозернистого бетона в зависимости от соотношения вяжущего и шлакового микронаполнителя в композиции

Физико-механические характеристики	Соотношение Ц : ШМН				
	1:0	1:0,3	1:0,5	1:0,8	1:1
Прочность при сжатии, МПа	20,0	25,6	26,8	27,6	28,0
Прочность при изгибе, МПа	3,8	4,5	4,6	4,9	5,5
Средняя плотность, кг/м^3	2120	2254	2298	2320	2343

Для оптимизации параметров технологии изготовления ВНМЗБ с использованием двухчастотного виброционного уплотнения представляется целесообразным определение влияния соотношения цемента и ШМН 1:0,5 , 1:0,3 , 1:0,8 на физико-механические характеристики мелкозернистого бетона наполненного тонкомолотым металлургическим шлаком. В таблице 2 представлены физико-механические характеристики ВНМЗБ при различном соотношении вяжущего и шлакового микронаполнителя.

Тенденция роста физико-механических показателей ВНМЗБ прослеживается с увеличением содержания шлакового микронаполнителя. При соотношении 1:0,8 и до 1:1 наблюдается тенденция стабилизации показателей.

Формирование плотной структуры ВНМЗБ при двухчастотном виброционном уплотнении связано не только с упорядочением расположения частиц ШМН в жестком каркасе из зерен кварцевого песка, но и с максимальным заполнением пустот в цементном вяжущем частицами ШМН, а также пустот в цементирующей пленке конгломератов (рис. 1).

Микроскопические исследования структуры образцов высоконаполненного мелкозернистого бетона при Ц : ШМН равное 1:1 проведены ме-

тодами количественной металлографии на оптических микроскопах марки МБС-9 , МБС-10 (рис. 2) [3].

Время вибрационного уплотнения варьировалось от 10 до 30 с. Изменение частоты колебаний при виброуплотнении считаем не целесообразным, так как зерна песка при двух частотном уплотнении (верхнее – 12600 кол/мин, нижнее – 3000 кол/мин.) уже сблизились на расстояние соизмеримое с размером частиц заполнителя при сдвиге структурных кластеров в единичной матричной фазе на момент прекращения вибрационного воздействия. Перемещению подверглись так же и частицы шлакового микронаполнителя, что снизило толщину сферы из цементной пленки вокруг микрочастиц ШМН при обдире во время виброколебаний, и уменьшило расстояние между ними (рис. 2). Структура такой композиции ВНМЗБ имеет средняя плотность – 2345 кг/м^3, такой плотности способствует высокое наполнение композиции тонкомолотым шлаковым наполнителем.

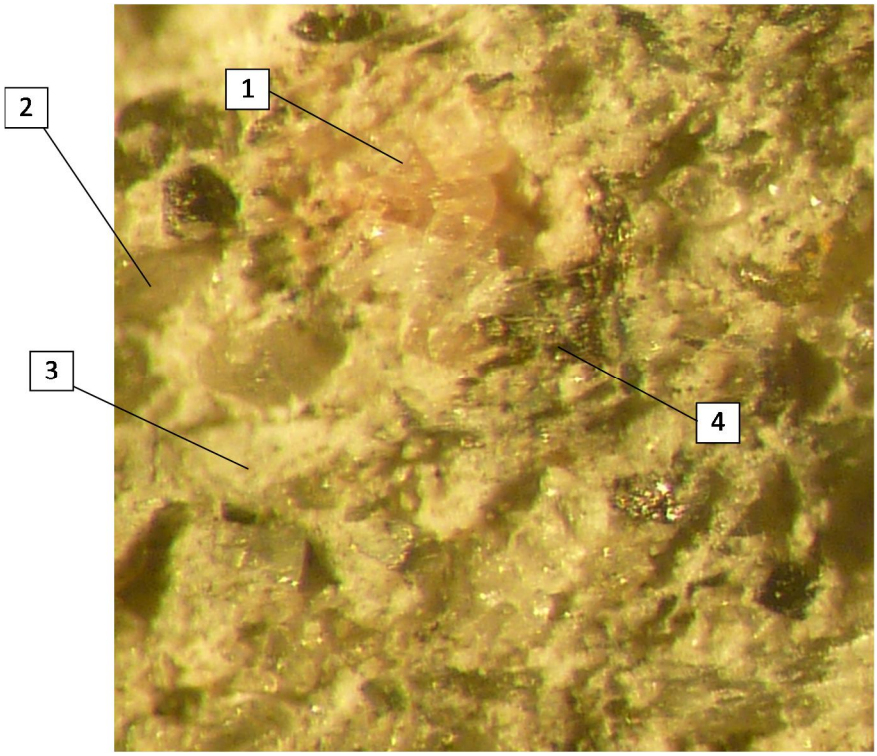


Рис. 1. Микроструктура высоконаполненного мелкозернистого бетона (Ц : ШМН – 1:1):
1 — кварцевый наполнитель, 2 — поровое пространство,
3 — цементный камень, 4 — ШМН

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Хирис, Н.С.* Высоконаполненный мелкозернистый бетон с использованием микронаполнителя из измельченных отходов металлургии / Н. С. Хирис , А. А. Потапов, Т. К. Акчурин // Социально-экономические и технологические проблемы развития строительного комплекса региона. Наука. Практика. Образование. Материалы IV Рос-

сийской научно-технической конференции с международным участием. Волгоград 2011. — С. 207–212.

2. *Федосов, С.В.* Высокопрочные мелкозернистые бетоны для сборных плит автомобильных дорог / С. В. Федосов, А. В. Акулова, А. М. Краснов // Иваново - ИГАСУ, 2008. — 196 с.

3. *Каприелов, С.С.* Общие закономерности формирование структуры цементного камня и бетона с добавкой ультрадисперсных материалов // Бетон и железобетон. 1995. № 3. — С. 16–20.

***Г.Г. Шкода*[1]**

СТАЛЕФИБРОБЕТОН И УСЛОВИЯ РАБОТЫ ФИБР В БЕТОННОЙ МАТРИЦЕ

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет[1]

Рассмотрены условия выдергивания, разрыва, и условия, влияющие на процесс выдергивания, или разрыва фибр в бетонной матрице сталефибробетона.

В настоящее время нет стройной теории, позволяющей широко прогнозировать свойства сталефибробетона, хотя имеются попытки создания таких теорий. Если сталефибробетон рассматривать как композит вообще, то при оценке его прочности намечаются три подхода: статистическая теория прочности; использование правила аддитивности (смесей); структурный подход.

Статистический подход базируется на теории Б. Розена [1]. По этой теории модель разрушения композита следующая: при нагружении композита в наиболее слабом волокне происходит разрыв, усилие перераспределяется на остальные волокна в этом сечении, вновь перераспределение усилий между оставшимися волокнами и т.д. Эти разрывы накапливаются по длине образца и по достижении некоторого критического состояния приводят к разрушению композита в целом. В соответствии с этой теорией композит рассматривается как цепь последовательных звеньев. Каждое звено рассматривается как пучок волокон. Если происходит разрыв какого-то волокна, оставшиеся, не разрушенные волокна принимают всю нагрузку на себя. Прочность композиционного материала рассматривается как прочность пучка волокон. Однако, как нам представляется, эта теория, применительно к оценке прочности бетона, армированного металлическими волокнами, даст большие погрешности, поскольку разрушение такого композита начнется не с волокон, а с матрицы, хрупкой и плохо работающей на растяжение.

Второй подход к оценке прочности композита по правилу аддитивности [2] заключается в следующем: внешняя нагрузка, воспринимаемая ар-

мированным материалом, равна сумме нагрузок, приходящихся на матрицу и волокна, тогда предел прочности композиции выражается в виде линейной функции от объемной доли волокон. Такой подход предполагает, что при достижении определенного уровня напряжений все волокна должны разрушиться одновременно. А это возможно, когда композиция состоит из прочных пластичных волокон и относительно пластичной матрицы. Такой подход тоже не может дать надежных результатов.

Нами теоретическое рассмотрение прочности сталефибробетона рассматривается на структурной основе в рамках механики разрушения хрупких материалов. За основные структурные характеристики приняты: n_1 — количество фибр, пересекающих единицу площади поперечного сечения; S — среднее расстояние между фибрами; ℓ / d — отношение длины фибры к ее диаметру d; K_0 — коэффициент ориентации фибр; $K_з$ — коэффициент заделки фибр. Учитывается также влияние границ поперечного сечения – пристенный эффект [3].

Условия работы фибр.

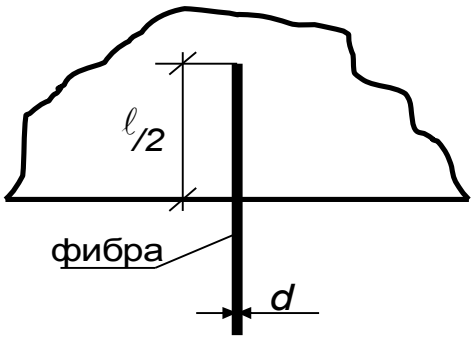


Рис. 1. Схема работы фибр

А. Условия выдергивания фибры из бетона.

Обозначим $\tau_{сц}$ — среднее нормативное напряжение сцепления поверхности фибры с бетоном. Возможны два случая: $\tau_{сц} > R^{н}_{ср}$ и $\tau_{сц} < R^{н}_{ср}$.

Если нормативная прочность бетона на срез $R^{н}_{ср} < \tau_{сц}$, то разрушаться в первую очередь будет не сцепление, а бетон, и фибра будет выдергиваться вместе со слоем прилегающего к ее поверхности бетона. В самом деле: при гладкой поверхности арматуры и бетонах с $R \leq 20$ МПа среднее значение $R_{сц}$ составляет величину от 2,5 до 4,0 МПа. При фибрах с периодическим профилем эта величина больше примерно в 2 раза. Кроме того, с увеличением марки бетона R очевидно будет увеличиваться и $R_{сц}$. Обычно принимают ($R_{сц} / R$)=0,19, а нормативную прочность бетона на срез

принимают $R^{н}_{ср} = 2R^{н}_{р}$ ($R^{н}_{р}$ — нормативная прочность бетона на растяжение).

Например, для бетона марки 300: $R^{н}_{ср} = 2 \times 2{,}1 = 4{,}2$МПа, что меньше $R_{сц} = 30 \times 0{,}19 = 5{,}7$МПа. Поэтому выдергивание фибр из бетона при расчете должно приниматься не по поверхности сцепления, а по срезу бетона. В то же время заметим, что фактически в эксперименте некоторое количество фибр может разорваться по следующим причинам:

– концы фибр могут иметь заанкеривание вследствие искривления их при изготовлении и укладки сталефибробетонной смеси;

– прочность бетона на срез может иметь величину > $R^{н}_{ср}$. Если прочность бетона на срез $R^{н}_{ср} > \tau_{сц}$, то формально возможно «чистое» выдергивание фибры из бетона. Однако, такое выдергивание все равно маловероятно вследствие неоднородности свойств бетона. При периодическом профиле фибры сама периодичность будет обуславливать срез.

Б. Условия разрыва фибры в предельном состоянии.

Согласно предыдущему, фибра должна выдернуться со слоем бетона, если прочность фибры на разрыв больше, чем прочность на выдергивание, то есть

$$\frac{\ell}{2}\pi d 2R^{н}_{р} < \frac{\pi d^2}{4} R^{н}_{а}, \qquad (1)$$

где $R^{н}_{а}$ — нормативное сопротивление арматуры. Решая относительно $\frac{l}{d}$, получим условие выдергивания:

$$\frac{\ell}{d} < 0{,}25 \frac{R^{н}_{а}}{R^{н}_{р}} \qquad (2)$$

Для $\frac{\ell}{d} = 100$ и марки бетона 300 для обеспечения этого условия достаточно, чтобы было $R^{н}_{а} > 4R^{н}_{р}\frac{\ell}{d} = 4 \times 2{,}1 \times 100 = 840$МПа. Фибры могут разрываться в предельном состоянии, если будет:

$$\frac{\ell}{d} > 0{,}25 \frac{R^{н}_{а}}{R^{н}_{р}}. \qquad (3)$$

Заметим, что в опыте картина работы фибр может быть несколько смазана, вследствие того, что разрушающими значениями могут быть не

нормативные, а меньшие, или бóльшие сопротивления бетона и стали, которые обусловлены неоднородностью их свойств.

Из условия (1), заменив $\ell/2$ на $\ell_з$ ($\ell_з$ — необходимая глубина заделки, которая, очевидно, может быть $<\ell/2$, получим:

$$\ell_з > 0{,}125d\frac{R_а^н}{R_р^н}. \qquad (4)$$

<u>В. Условия, возникающие при взаимодействии фибр с бетоном, влияющие на процесс выдергивания или разрыва фибр.</u>

Образование микротрещин в матрице определяется ее прочностью на растяжение. В первую очередь микротрещины будут возникать в местах концентрации напряжений, там, где главные растягивающие напряжения будут иметь максимальную величину. Поскольку усилие на фибру передается через бетон, максимальные нормальные напряжения в бетоне будут у концов фибр, где бетон работает один без помощи фибр. В этих же местах будут максимальные и касательные напряжения, обуславливаемые локальным действием фибр, сдерживающих продольные деформации в непосредственной близости от себя. Вследствие комбинированного действия нормальных и касательных напряжений, главные растягивающие напряжения действуют у концов фибр под углом к их оси, что должно вызвать образование микротрещин, имеющих наклон от конца фибры в сторону ее середины. При наличии смежных фибр, работающих в противоположном направлении, наклонное положение трещин обуславливает образование «бетонных раскосов», вызывающих распорное действие. Распор вызывает обжатие бетона в поперечном направлении, что должно увеличить $\tau_{сц}$ за счет повышения трения. Увеличение $\tau_{сц}$ для прочности сталефибробетона значения не имеет, так как силы сцепления и так имеют величину бóльшую, чем несущая способность бетона на срез. Обжатие бетона полезно, так как оно увеличивает сопротивление бетона срезу, особенно вблизи поверхности фибры. Поскольку обжатие вблизи поверхности фибры все равно будет значительно бóльшим, чем в середине расстояния между фибрами, поверхность разрушения по срезу должна отстоять от фибры на некотором расстоянии.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Розен Б.У., Дау Н.Ф.* Механика разрушения волокнистых композитов // Разрушение, Т. 7, ч. 1. /Пер. с англ. - М.: Мир, 1976.

2. *Карпинос Д.М. и др.* Новые композиционные материалы. Киев: Высш. Шк., 1977. — 312 с.

3. *Шкода Г.Г.* Технология учета пристенного эффекта в сталефибробетоне // Эффективные строительные конструкции: теория и практика: сб. ст. Пензенского государственного университета архитектуруры и строительства. Пенза:VIII Междунар. Науч.-техн. конф., 2008. — С. 79–82.

СВЕДЕНИЯ ОБ АВТОРАХ

Азаров Валерий Николаевич — д.т.н., проф., зав. каф. «Безопасность жизнедеятельности в техносфере», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Акчурин Гаяз Талгатьевич — к.э.н., доц. каф. «Правоведение», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Акчурин Талгать Кадимович — к.т.н., проф., зав. каф. «Строительные материалы и специальные технологии», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Алексиков Сергей Васильевич — д.т.н., проф., зав. каф. «Строительство и эксплуатация транспортных сооружений», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Анистратенко Владлена Витальевна — консультант аппарата Губернатора Волгоградской области, Правительство Волгоградской области

Анопин Владимир Николаевич — д.г.н., проф., зав. каф. «Геодезия», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Баят Хусейн Рустам оглы — преподаватель, Зенджанский технический университет (Иран)

Беляев Д.С. — , Пермский национальный исследовательский политехнический университет

Богомолов Александр Николаевич — д.т.н., проф., зав. каф. «Гидротехнические и земляные сооружения», проректор по научной работе, Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Богомолова Оксана Александровна — к.т.н., доц., доц. каф. «Прикладная математика и вычислителная техника», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Будрудинова Амина Нажмудиновна. — асп. каф. «Строительство и эксплуатация транспортных сооружений», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Вайнгольц Алексей Игоревич — асп. каф. «Прикладная математика и вычислительная техника», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Винников Юрий Леонидович — д.т.н., проф., проф. каф. «Добыча нефти, газа и геотехника», Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка

Вовко Владимир Владимирович — к.т.н., доц., доц. каф. «Строительные материалы и специальные технологии», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Волченко С.В. — асп. каф. «Строительство и эксплуатация транспортных сооружений», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Волченко Федор Викторович — асп. каф. «Строительство и эксплуатация транспортных сооружений», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Воробьёв Владимир Иванович — к.т.н., доц., начальник Управления научных исследований и разработок, проф. каф. «Экологическое строительство и городское хозяйство», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Габибов Фахраддин Гасан оглы — к.т.н., с.н.с., зав. лаб. «Механика грунтов, основания и фундаменты», Азербайджанский научно-исследовательский институт строительства и архитектуры (Азербайджан)

Габибова Лейли Фахраддин кызы — инженер, Нефтяная компания БЕЙКЕР ХЬЮЗ (США)

Гарькавенко А.А. — , Саратовский государственный технический университет имени Гагарина Ю.А.

Гофман Дмитрий Иванович — , Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Григорьевский В.В. — к.т.н., доц., доц. каф. «Строительные материалы и специальные технологии», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Донсков Р.Е. — , Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Ермаков Олег Васильевич — к.т.н., докторант каф. «Гидротехнические и земляные сооружения», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Ермилов Александр Анатольевич — асп. каф. «Строительство и эксплуатация транспортных сооружений», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Жиделёв Андрей Викторович — к.т.н., доц., начальник Отдела научно-информационного обеспечения, интеллектуальной и инновационной деятельности, доц. каф. «Прикладная математика и вычислительная техника», Волгоградский государственный архи-тектурно-строительный университет

Зинченко Сергей Михайлович — к.т.н., асс. каф. «Строительные материалы и технологии», Саратовский государственный технический университет имени Гагарина Ю.А.

Иващенко Юрий Григорьевич — д.т.н., проф., зав. каф. «Строительные материалы и технологии», директор строительно-архитектурно-дорожного института, Саратовский государственный технический университет имени Гагарина Ю.А.

Илларионов Сергей Олегович — магистрант каф. «Строительное производство и геотехника», Пермский национальный исследовательский политехнический университет

Калашникова Анастасия Сергеевна — асп. «Строительные материалы и специальные технологии», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Калошина Светлана Валентиновна — к.т.н., доц. каф. «Строительное производство и геотехника», Пермский национальный исследовательский политехнический университет

Косточка Наталия Аркадьевна — асп. каф. «Добыча нефти, газа и геотехника», Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка

Котляревский Александр Александрович — к.т.н., доц., доц. каф. «Строительные материалы и специальные технологии», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Кочергина М.П. — , Саратовский государственный технический университет имени Гагарина Ю.А.

Кочетков Андрей Викторович — д.т.н., проф., Пермский национальный исследовательский политехнический университет

Майорова Любовь Сергеевна — к.т.н., доц., доц. каф. «Строительные материалы и специальные технологии», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Мамедли Ровшан Алам оглы — к.т.н., старший научный сотрудник, Азербайджанский научно-исследовательский институт строительства и архитектуры (Азербайджан)

Мамешев Р.Т. — асп., Саратовский государственный технический университет имени Гагарина Ю.А.

Мухамбеткалиев К.К. — к.т.н., Западно-Казахстанский аграрно-технический университет им. Жангир хана (Казахстан, г. Уральск)

Олянский Юрий Иванович — д.г.-м.н., проф., проф. каф. «Гидротехнические и земляные сооружения», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Павлова Ирина Леонидовна — к.т.н., доц. каф. «Строительные материалы и технологии», Саратовский государственный технический университет имени Гагарина Ю.А.

Подтелков В.В. — к.т.н., проф., Кубанский государственный аграрный университет

Поникаровских Р.М. — асп. каф. «Строительные материалы и специальные технологии», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Потапов Александр Александрович — асп. каф. «Строительные материалы и специальные технологии», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Пушкарская Ольга Юрьевна — к.т.н., доц., доц. каф. «Технология обработки и производства материалов», Волжский институт строительства и технологий (филиал Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета)

Сафарава Наргиз Агавагаб кызы — доцент, Азербайджанский архитектурно-строительный университет.

Симончук Дмитрий Николаевич — асп. каф. «Строительство и эксплуатация транспортных сооружений», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Соловьева Т.А. — асп. каф. «Строительные материалы и специальные технологии», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Стефаненко Инна Владимировна — асп. каф. «Общая и прикладная химия», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Тихонова Т.М. — , Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Тухарели Владислав Димитриевич — асп. каф. «Строительные материалы и специальные технологии», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Ушаков Андрей Николаевич — к.т.н., доц., докторант каф. «Гидротехнические и земляные сооружения» ВолгГАСУ, Волгоградский государственный университет

Федянина А.В. — асп. каф. «Строительные материалы и специальные технологии», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Фомина Е.О. — , Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Халафов Намик Мадат оглы — старший научный сотрудник, Азербайджанский научно-исследовательский институт строительства и архитектуры (Азербайджан)

Хирис Н.С. — асп. каф. «Строительные материалы и специальные технологии», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Цебоева Тамара Кирилловна — к.т.н., доц. каф. «Строительные материалы и специальные технологии», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Шиян Станислав Иванович — к.т.н., докторант каф. «Гидротехнические и земляные сооружения» ВолгГАСУ, Кубанский государственный университет

Шкода Галина Германовна — к.т.н., доц., доц. каф. «Гидтротехнические и земляные сооружения», Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет

Научное издание

ИНЖЕНЕРНЫЕ ПРОБЛЕМЫ СТРОИТЕЛЬНОГО МАТЕРИАЛОВЕДЕНИЯ, ГЕОТЕХНИЧЕСКОГО И ДОРОЖНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

Материалы
IV Международной научно-технической конференции
23—25 сентября 2013 г., Волгоград

Материалы публикуются в авторской редакции

Ответственный за выпуск *А.В. Жиделёв*

Компьютерная правка и верстка *А.В. Жиделёва*

Компьютерный дизайн *А.В. Жиделёва*

Подписано в печать 01.11.2013 г.
Формат 60 x 84/16. Бумага офсетная. Печать трафаретная.
Уч.-изд. л. 17,03. Усл. печ. л. 15,22. Тираж 300 экз. Заказ №69

Федеральное государственное бюджетное образовательное
учреждение высшего профессионального образования
«Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет»
Отпечатано в Отделе оперативной полиграфии ВолгГАСУ в полном соответствии
с макетом, предоставленным Отделом научно-информационного обеспечения,
интеллектуальной и инновационной деятельности ВолгГАСУ
400074, г. Волгоград, ул. Академическая, 1