www.engstroy.spb.ru

Инженерно-строительный журнал

научно-прикладное издание

ISSN 2071-4726

№3(5) апрель-май 2009

Государственное образовательное учреждение высшего профессионального образования
«Санкт-Петербургский государственный политехнический университет»
Инженерно-строительный факультет

Отделение повышения квалификации и профессиональной переподготовки

Курсы повышения квалификации

Приглашаются специалисты строительных и проектных организаций, в том числе непосредственно занятые в сфере строительного производства.
Курсы проводятся в течение 2-3 недель в вечернее время на базе факультета или на территории заказчика. По окончании слушателям выдается удостоверение о повышении квалификации государственного образца.
Курсы проводятся по следующим направлениям:

Наименование курса	Продолжительность	Стоимость
Технология и контроль качества строительства	*3 недели*	*18000*
Выполнение функций заказчика-застройщика	*2 недели*	*18000*
Управление строительной организацией	*2 недели*	*15000*
Календарно-сетевое планирование в строительстве	*2 недели*	*15000*
Проектирование и монтаж систем вентиляции	*3 недели*	*18000*
Проектирование, монтаж и эксплуатация систем теплоснабжения	*2 недели*	*15000*
Электроснабжение и электрооборудование объектов	*2 недели*	*15000*
Обследование строительных конструкций зданий и сооружений	*2 недели*	*150000*
Сметное дело в строительстве	*2 недели*	*16000*

Возможен подбор преподавателей и организация корпоративного курса по любой интересующей заказчика тематике в сфере строительства. Курсы проводятся как на базе факультета, так и на территории заказчика.
Университет также проводит корпоративный курс «Основы строительного дела», предназначенный для сотрудников строительных организаций, не занятых непосредственно в производстве (менеджеров, юристов, экономистов и т.п.).

Курсы профессиональной подготовки

Курсы предназначены для специалистов строительных и проектных организаций, желающих овладеть работой в программных продуктах для автоматизированного проектирования, расчета строительных конструкций, календарного и сетевого планирования.
Курсы проводятся в течение 1-2 недель в вечернее время на базе факультета. Возможна организация курса на территории заказчика в удобное ему время.
Проводится обучение по следующим программам:

- *Проектирование зданий и сооружений с использованием AutoCAD*
- *Проектирование строительных конструкций с использованием SCAD Office*
- *Проектирование зданий и сооружений с использованием Allplan*
- *Планирование и управление строительными проектами с использованием MS Project*

Контакты

195251, Санкт-Петербург, ул. Политехническая, д. 29, Гидрокорпус-2, ауд. 301
552-94-60, 535-79-92
stroikursi@mail.ru, www.stroikursi.spb.ru

Инженерно-строительный журнал
научно-прикладное издание

ISSN 2071-4726

Специализированный научный журнал

Периодичность: 8 раз в год

Учредитель и издатель:

ГОУ ВПО «Санкт-Петербургский государственный политехнический университет»

Адрес редакции:

195251, СПб, ул. Политехническая, д. 29, Гидрокорпус-2, ауд. 301

Главный редактор:

Вера Михайловна Якубсон

Редакционный совет:

Д.э.н., проф. ГОУ СПбГПУ, вице-губернатор Санкт-Петербурга А.И. Вахмистров
Член РАН, д.т.н., проф., президент ГОУ СПбГПУ Ю.С. Васильев
Член-корр. РАН, д.т.н., проф., ректор ГОУ СПбГПУ М.П. Федоров
Член-корр. РАН, д.т.н., проф., проректор ГОУ СПбГПУ по научной и инновационной деятельности А.И. Рудской
Д.т.н., проф., проректор по научной и инновационной деятельности ГОУ СПбГАСУ В.И. Морозов
Д.т.н., проф., декан ИСФ ГОУ СПбГПУ А.И. Альхименко
Д.т.н., проф., зав. каф. ТОЭС ГОУ СПбГПУ Н.И. Ватин
И другие

При перепечатке ссылка на издание обязательна

Отпечатано в типографии «Цифровой типографский центр СПбГПУ»

Установочный тираж 800 экз.

Контакты:

Тел. 535-79-92

E-mail engstroy@inbox.ru

Http://www.engstroy.spb.ru

Содержание

СОБЫТИЯ

Семинары в ГОУ СПбГПУ 2
Выставка Интерстройэкспо и Конгресс IBC-2009 3
Энергоэффективность в инженерных системах 5
Эффективность проектных решений в условиях кризиса 6

ПРЕДСТАВЛЯЕМ КОЛЛЕГ

Кафедра «Строительные конструкции и механика твердого тела» ГОУ ВИТУ 6

ТЕХНОЛОГИИ

А.А. Мойся, Н.И. Ватин. Теплоизолированный малозаглубленный фундамент на пучинистых грунтах 7
Фурманов Н.Е. Благоприятный состав бетона для изготовления водонепроницаемых конструкций по системе «Белая ванна» 11

УСИЛЕНИЕ

Д.В. Курлапов, А.С. Куваев, А.В. Родионов, Р.М. Валеев. Инъецирование как метод усиления каменных конструкций 17
Д.В. Курлапов, А.С. Куваев, А.В. Родионов, Р.М. Валеев. Усиление железобетонных конструкций с применением полимерных композитов 22
А.А. Дьячкова, В.Д. Кузнецов. Расчет усиления железобетонных плит углеродными композиционными материалами 25
Е.В. Кишиневская, Н.И. Ватин, В.Д. Кузнецов. Усиление строительных конструкций с использованием постнапряженного железобетона 29

КОНСТРУКЦИИ

Е.О. Самохвалова, А.Д. Иванов. Стык колонны с безбалочным бескапительным перекрытием в монолитном здании 33
Д.В. Руденко, В.В. Руденко. Защита каркасных зданий от прогрессирующего обрушения 38
Д.Н. Смазнов. Устойчивость при сжатии составных колонн, выполненных из профилей из высокопрочной стали 42

АНАЛИЗ

А.С. Гузеев, А.И. Короткин, А.О. Лебедев, Ю.А. Роговой. Анализ некоторых результатов по определению аэродинамических характеристик высотных зданий 50
Л.Л. Гошка. Разрушение строительных материалов с точки зрения метода кристаллизации в гелях 53

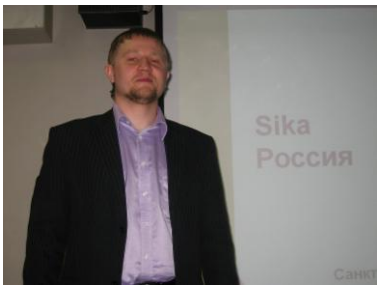
ОРГАНИЗАЦИЯ

О.В. Чулгаева, В.С. Чулгаева. Подготовка бизнес-плана инвестиционно-строительного проекта на основе экономико-математических моделей 61

Семинары в ГОУ СПбГПУ

На кафедре ТОЭС инженерно-строительного факультета ГОУ СПбГПУ регулярно проходят научно-технические семинары по строительству. В апреле-мае прошло несколько семинаров по строительным конструкциям, а также по экономике строительства и инженерным сетям. Основные докладчики на таких семинарах - аспиранты и магистры кафедры, но также выступают приглашенные специалисты: производители материалов, программного обеспечения и т.п.

Например, на семинаре «Устойчивость и долговечность железобетонных конструкций» с докладом «Технологии фирмы Sika по увеличению несущей способности и повышению долговечности железобетонных конструкций с помощью материалов на основе углеродных волокон» выступал Николай Владимирович Андреев, преподаватель кафедры СКиМ, технический специалист компании «Зика». Он отметил следующие причины усиления строительных конструкций:



- увеличение нагрузок;
- недостаточное армирование сечения;
- образование трещин;
- чрезмерные прогибы;
- повреждения от ударов, взрывов, пожаров.

Существует три основных способа усиления строительных конструкций: два традиционных – наклеивание стальных пластин и увеличение поперечного сечения – и усиление при помощи углеволокна. Последний способ был впервые применен в строительных конструкциях в 90-е гг. XX века. Он призван был бороться с таким недостатком стальных пластин, как коррозия. Кроме того, по показателям прочности и сопротивления усталости углеволокно в два раза превосходит сталь. Различным способам усиления посвящены материалы на стр. 17-32. В связи со сравнительной новизной метода усиления строительных конструкций углеволокном его эффективность до сих пор остается под вопросом. В том числе, проблемой остается адекватный расчет усиленных таким образом конструкций. Этой проблеме посвящена статья А.А. Дьячковой «Расчет усиления железобетонных плит углеродными композиционными материалами» (стр. 25).

16 апреля проходил семинар на тему «Легкие стальные тонкостенные металлические конструкции». По вопросам проектирования и расчета ЛСТК на кафедре ТОЭС ведется активная исследовательская работа. Так, на основе термопрофилей разработан новый вид ограждающей конструкции «нулевой толщины» (см.: Ограждающая конструкция «нулевой толщины» – термопанель // Инженерно-строительный журнал, №1, 2008). Ведется работа по совершенствованию расчета несущей способности ЛСТК: на семинаре магистр кафедры В.А. Рыбаков выступал с докладом «Влияние просечек на несущую способность термопрофиля». В этом номере опубликована статья Д.Н. Смазнова «Устойчивость при сжатии составных колонн, выполненных из профилей из высокопрочной стали» (стр. 42), посвященная расчету новой конструкции колонн. В сентябре в ГОУ СПбГПУ пройдет международная научно-практическая конференция «Легкие стальные тонкостенные конструкции (ЛСТК) – история, практика, проблемы и перспективы применения на отечественном строительном рынке» (подробная информация на сайте http://www.stroikafedra.spb.ru).

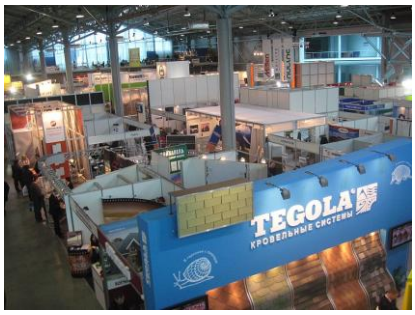
Инженерные системы зданий и сооружений – одно из ведущих направлений научно-исследовательской и проектной деятельности кафедры. Ему был посвящен семинар, прошедший 23 апреля. В нем также приняли активное участие представители организаций-партнеров. Владислав Васильевич Буглов, начальник технического отдела ООО «КАН-Р», рассказывал о новейших программных пакетах для проектирования систем отопления и систем водоснабжения. Юрий Степанович Корюкаев, к.м.н., начальник испытательной лаборатории ЗАО «СовПлим», выступил с докладом «Современные промышленные системы очистки воздуха». Также они приняли активное участие в обсуждении других докладов. Особый интерес вызвал доклад аспиранта ГОУ СПбГПУ О.В. Аверьяновой «Применение тепловых насосов в инженерных системах зданий и сооружений» (статью О.В. Аверьяновой на эту тему см. в №2, 2009 нашего журнала).

Проведение подобных семинаров по различным вопросам строительства продолжится в ГОУ СПбГПУ в новом учебном году.

Текст: Вера Якубсон
Фотографии: Ольга Гамаюнова

Выставка Интерстройэкспо и Конгресс IBC-2009

14-18 апреля в Санкт-Петербурге проходила крупнейшая строительная выставка «Интерстройэкспо». Традиционно выставка стала не просто бизнес-форумом, но и настоящим праздником для строителей города. Кроме экспозиции в нескольких павильонах Ленэкспо, зрителям была предложена и программа на открытом воздухе. Например, много внимания привлекла демонстрация строительной техники Volvo перед павильоном №7: она проходила под музыку, а экскаваторами и погрузчиками управляли молодые сотрудницы отдела маркетинга компании.



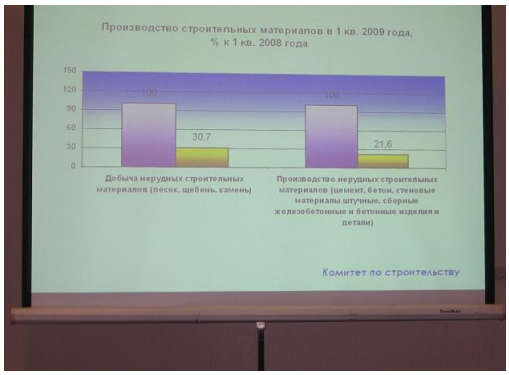
Тем не менее, все посетители отмечали сокращение площадей выставки по сравнению с прошлым годом, а также общую скромность экспозиции. Строительная отрасль, которую экономический кризис затронул одной из первых, очень изменилась в последние полгода. Новым проблемам и вопросам, стоящим перед строителями, был посвящен IX Международный конгресс по строительству IBC, проходивший в этом году в рамках выставки.

На пленарном заседании конгресса обсуждались такие глобальные вопросы, как роль государства и саморегулирования в преодолении кризиса на строительном рынке. Как известно, государство уже прикладывает различные меры в этом направлении. Одним из основных видов государственной поддержки сектора стало увеличение госзаказа на строительство жилья. Многие докладчики отмечали, что кризис – это возможность для страны решить проблемы с социальным жильем.

По вопросу госзаказа и аукционов по его распределению наиболее актуальная сегодня проблема – обеспечение качества строительства. Многие строители говорят о том, что такие аукционы выигрывают недобросовестные компании, демпингующие на рынке, но не имеющие реальных возможностей выполнить строительство на должном уровне. В результате город получает срыв контрактов или некачественное строительство. Взгляд на способы решения этой проблемы у каждого свой. Так, Ефим Владимирович Басин, председатель комитета Торгово-промышленной палаты РФ по предпринимательству в сфере строительства и ЖКХ, предлагает ввести законодательные меры по борьбе с демпингом. По его словам, при проведении аукционов необходимо брать пример с Запада, где система давно отлажена: сначала отбрасываются заявки с наибольшей и наименьшей ценой; затем проводится предквалификация, призванная приблизительно оценить мощности, квалификацию сотрудников и т.п. Лишь после такого отбора выбирается победитель.

По-другому видит эту проблему Александр Борисович Коган, заместитель председателя Государственной Думы ФС РФ, координатор проекта «Свой дом». По его словам, в условиях перехода на саморегулирование строители в подобных вопросах не должны апеллировать к государству. Прямая обязанность СРО – обеспечить участие в аукционах проверенных, добросовестных компаний.

А.Б. Коган выделил также другие меры, принимаемые государством: 120 млрд рублей выделено на привлечение средств на строительный рынок и 200 млрд на государственные гарантии. Основная проблема сейчас состоит в том, чтобы обеспечить не только завершение идущих строек, но и начало новых проектов, таким образом, снизить риски отложенного спроса после завершения кризиса.



Выступление Льва Моисеевича Каплана, директора Санкт-Петербургского союза строительных компаний «Союзпетрострой», было также посвящено мерам борьбы с кризисом. Но, с точки зрения докладчика, меры, принимаемые государством, не только недостаточны, но вообще бессмысленны. Адресная поддержка крупных компаний (12 системообразующих строительных компаний и 1100 предприятий, имеющих принципиальное значение для экономики отрасли) только поддерживает ту тенденцию, которая привела к нынешней ситуации в строительстве.

По мнению Л.М. Каплана, кризис строительной отрасли Санкт-Петербурга произошел бы и при отсутствии мирового финансового кризиса. Он выделил две основные ошибки в градостроительной политике, приведшие к этому: монополизация рынка (88% жилья вводится в строй 10-ю крупнейшими компаниями) и ориентация на комплексную застройку территорий. В итоге крупнейшие строительные компании, пострадавшие в первую очередь, замораживают строительство в огромных масштабах, что приводит к углублению кризиса. Кроме того, город столкнулся с тотальным невыполнением обязательств по инженерной подготовке территорий: большие участки, выданные по «коротким пакетам» (компания на 6 лет получает участок земли, на котором должна провести изыскания, инженерную подготовку, проектирование и строительство), остались неосвоенными. Решение этих проблем Л.М. Каплан видит в продаже небольших

лотов по полным пакетам (изыскания и инженерная подготовка уже проведены). Это даст возможность развития малому и среднему бизнесу, оживит рынок. Также предлагается заменить систему потребительских кредитов населению на строительство жилья системой проектного кредитования непосредственно компаний.

По словам Владимира Велийковича Джиковича, схема, описанная Л.М. Капланом (проектное кредитование→полная сдача дома→продажа готовых квартир потребителям напрямую или по ипотеке), является классической, и в итоге российский рынок тоже к ней придет. Но сейчас, в условиях кризиса доверия, банки не могут предложить компаниям кредиты на приемлемых для них условиях. Возможным выходом были бы гарантии государства.

Говоря о мерах, принимаемых государством, В.В. Джикович отметил, что система реструктуризации ипотечных кредитов населения пока не работает, потока обращений нет. Это связано с тем, что она не решает проблемы, а только отодвигает выплаты, при этом выдается новый кредит, который также нужно возмещать. По мнению Л.М. Каплана, государство должно дотировать ту часть выплат по ипотечным кредитам, которые вызваны кризисными явлениями.

В рамках конгресса также проходили различные тематические семинары. На семинаре «Развитие стройиндустрии. Состояние промышленности стройматериалов в современных условиях» также было уделено внимание глобальной ситуации на рынке. Александр Викторович Батушанский, генеральный директор консультационно-аналитической компании «Решение», выделил основные причины углубления кризиса в отрасли производства стройматериалов. Со стороны спроса:

- низкая платежная дисциплина по бюджетным проектам и отсутствие четких планов строительства и финансирования;
- попытка пересмотра ценовых договоренностей;
- нехватка финансовых средств «на выходе», в т.ч. за счет перестраховки;
- предпочтение бартерных схем.

Проблемы со стороны предложения:

- незнание своих клиентов – низкий уровень аналитики;
- отстающие от времени схем работы с клиентами (личные связи);
- высокий износ основных фондов, устаревшие технологии;
- «слабые» системы закупок;
- низкое качество управления финансами, в т.ч. некорректное использование бартерных схем.

Александр Владимирович Спиридонов, президент Ассоциации производителей энергоэффективных окон, отметил еще один фактор, определяющий медленный выход строительства из кризиса, - низкая энергоэффективность. Об этом факторе говорят уже несколько лет, даже была принята специальная президентская программа, но пока был строительный бум, руководителям компаний было не до того. Теперь самые разумные начинают задумываться о будущем, о снижении издержек, в т.ч. через строительство энергоэффективных зданий.

О других способах снижения стоимости строительства – применении новейших технологий – говорил Николай Иванович Ватин, д.т.н., профессор, заведующий кафедрой ТОЭС ГОУ СПбГПУ. В условиях кризиса науке отводится важная роль: именно сейчас она может быть услышана бизнесом. Она может предложить технологии, которые помогут бизнесу пережить кризис. Н.И. Ватин отметил некоторые из них, работы по которым ведутся в Политехническом университете. Это новые методы усиления строительных конструкций: с использованием постнапряженного железобетона и углепластика (см. стр. 25-32); новые ограждающие конструкции на основе ЛСТК (см. Ограждающая конструкция «нулевой толщины» – термопанель // Инженерно-строительный журнал, №1, 2008); использование нанотехнологий в производстве стройматериалов (см. О некоторых особенностях нанотехнологии в пластификации // Инженерно-строительный журнал, №1, 2008; Перспективы применения нанобетона в монолитных большепролетных ребристых перекрытиях с постнапряжением // Инженерно-строительный журнал, №2, 2009) и др.

Вера Якубсон

Энергоэффективность в инженерных системах

Конференция «Эффективные системы отопления, вентиляции, кондиционирования воздуха и теплоснабжения», проходившая в рамках «Интерстройэкспо» 17.04.2009, также не могла обойти стороной кризисные явления. Тем не менее, кроме сиюминутных проблем отрасли, существуют и глобальные, решать которые также необходимо.

Юрий Андреевич Табунщиков, президент Некоммерческого Партнерства «Инженеры по отоплению, вентиляции, кондиционированию воздуха, теплоснабжению и строительной теплофизике» (НП АВОК), говорил именно о глобальной перспективе: стоимость оборудования снижается, а цены на энергию растут, следовательно, энергоэффективность становится не только экологически оправданной, но и экономически выгодной. Пока же окупаемость энергоэффективных мероприятий 30-40 лет, что для заказчика неприемлемо. Поэтому пока необходимо совершенствовать нормативные документы в этой области. На данный момент существует множество региональных программ, но общей концепции до сих пор нет. В 2008 г. Д.А. Медведев подписал указ (№ 889 от 04.06.2008) о снижении энергопотребления в России к 2020 г. на 40%, но никакие конкретные шаги он не предполагает и является лишь декларацией о намерениях. Основные действия, которые необходимо организовать, по мнению Ю.А. Табунщикова, следующие.

1. Повышение теплозащиты зданий.
2. Повсеместное введение энергетического паспорта здания – документа, подтверждающего факт энергообследования. Это понятие было введено на федеральном уровне ГОСТ Р 51379-99, но в последнем Градостроительном кодексе нет раздела энергоэффективности, соответственно, энергетический паспорт уже необязателен. Между тем, это единственный документ, реально демонстрирующий энергоэффективность здания.
3. Использование, а также обеспечение наладки термостатов на отопительных приборах.
4. Учет потребления тепловой энергии и воды.

Кроме того, Ю.А. Табунщиков обратил внимание на некоторые недостатки современного законодательства, например, наличие норм только на зимний период и отсутствие таковых на летний. Кроме того, в погоне за энергосбережением нарушается экологическая безопасность здания – не обеспечивается вентиляция зданий. В то время как реальная энергоэффективность состоит в комплексном подходе к инженерным сетям здания. О влиянии систем вентиляции на процессы в строительных конструкциях см. статью Л.Л. Гошки на стр. 53.

Вопросам вентиляции, в том числе промышленных зданий, был посвящен доклад Александра Михайловича Гримитлина, президента НП «АВОК Северо-Запад». В соответствии с нормами, для вентиляции может использоваться приточный воздух или смесь приточного с рециркуляционным. Как же определить долю рециркуляционного воздуха, который можно использовать? Ответ прост: в итоговой смеси, подаваемой, скажем, на рабочее место, концентрация вредных веществ должна быть ниже предельно допустимой концентрации (ПДК). Это условие может обеспечить использование эффективных местных отсосов, побудителей и фильтров. А.М. Гримитлин отметил современную тенденцию при выборе оборудования: заказчики возвращаются к простым в эксплуатации приборам, например, механическим фильтрам.

Энергоэффективности строительных конструкций в целом были посвящены доклады Владимира Геннадьевича Гагарина, профессора, д.т.н., профессор, заведующего лабораторией Научно-исследовательского института строительной физики (НИИСФ) и Александра Сергеевича Горшкова, к.т.н., доцента ГОУ СПбГПУ. Оба выступления касались сравнения натурных испытаний современных ограждающих конструкций с декларируемой энергоэффективностью зданий. В.Г. Гагарин отметил основные результаты такого сравнения:

- нормативные показатели теплозащиты зданий завышены и не выполняются;
- реальные ограждающие конструкции не соответствуют требуемому сопротивлению теплопередаче;
- необходима тотальная переработка узлов конструкций, через которые идут основные теплопотери, не учитываемые при расчете.

Основные причины такого несоответствия расчетных характеристик реальным состоят в том, что не учитывается коэффициент теплотехнической неоднородности. Кроме того, большое влияние оказывают различные теплопроводные включения: арматурные сетки, гибкие связи, оконные откосы, балконные плиты, ограждения лоджий и т.п.

Вера Якубсон

Эффективность проектных решений в условиях кризиса

28 апреля проходил семинар «Инновационные технологии в проектировании объектов промышленного и гражданского строительства». Алексей Алексеевич Кукин, генеральный директор ООО «Петростройсистема», отметил «антикризисную» значимость этого семинара. Ведь инновационные решения в САПР дают реальное снижение издержек, как за счет повышения качества проектных решений, так и за счет роста производительности труда. На сегодняшний день Россия по этим показателям сильно отстает от остального мира, например, производительность труда в США в 5 раз выше.

Докладчик выделил несколько путей повышения эффективности работы с САПР, самый простой из них – использование всех возможностей простейшего программного обеспечения, такого как AutoCAD, который большинством используется где-то на 30%.

Самый высокий уровень инноваций – это применение технологий BIM (Building Information Modeling). При использовании такой системы проектируемое здание создается не в виде набора чертежей, а сразу в виде модели, содержащей информацию обо всех характеристиках здания, включая материалы, виды работ и прочее. Это дает, в первую очередь, целостность проекта: архитекторы, конструкторы, проектировщики инженерных сетей работают над одной и той же моделью, их действия взаимосвязаны. Сейчас эта концепция реализована в программных продуктах Allplan от Nemetschek AG и Revit Building от Autodesk Inc.

Вера Якубсон

Представляем коллег

Кафедра «Строительные конструкции и механика твердого тела» ГОУ ВИТУ

Кафедра Строительных конструкций и механики твердого тела факультета Строительства военно-морских баз Военного иженерно-технического университета сформирована в сентябре 2004 года путем слияния четырех кафедр: железобетонных конструкций, металлических и деревянных конструкций, строительной механики и сопротивления материалов. С января 2006 года кафедру возглавляет кандидат технических наук доцент полковник Курлапов Д.В.

При образовании в 1939 году Высшего военно-морского инженерно-строительного училища на базе Ленинградского института инженеров промышленного строительства, кафедры железобетонных конструкций, металлических и деревянных конструкций, сопротивления материалов и строительной механики были одними из передовых в стране и играли весьма весомую роль в формировании современного военного инженера-строителя. Первые начальники кафедр, Г.Н. Маслов, Н.Н. Аистов, С.А. Шустиков, В.А. Гастев, Б.Г. Галеркин, известные и признанные в нашей стране и за рубежом ученые, передавали славные традиции русской инженерной школы новым поколениям.

Многие годы на кафедре работали такие выдающиеся ученые как С.Н. Боровиков, Л.И. Васильев, Л.С. Гильман, С.С. Голушкевич, И.В. Данилевич, Л.И. Зархи, М.Л. Зусьман, Н.А. Кандыба, В.А. Корчагин, С.М. Лехтик, В.А. Макагонов, В.М. Маругин, В.В. Некрасов, П.Ф. Плешков, А.Н. Снитко, Г.Н. Ставров, Б.Ф. Морозов и многие другие. Сегодня активно работают и передают накопленный опыт заслуженные ветераны кафедры В.Д. Ульянов, В.Т. Гроздов, Ю.А. Михайлов, В.М. Хомич, М.П. Александрова, Б.Г. Егоркин, В.В. Тюкаев, В.А. Процентов, И.В. Овсянникова и другие.

Кафедра «Строительные конструкции и механика твердого тела» принимает активное участие в научной и практической работе, связанной с расчетом, конструированием, техническим обследованием, испытанием и усилением строительных конструкций с учетом современных условий строительства.

Ежегодно, продолжая славные традиции, кафедра проводит научно-методическую конференцию «Дефекты зданий и сооружений. Усиление строительных конструкций». Обмен опытом и информацией с коллегами, развитие и укрепление взаимоотношений – цель конференции, собирающей ежегодно представителей строительной науки и специалистов-практиков (см. о конференции статью Дефекты и усиление // Инженерно-строительный журнал, №2, 2009).

Статьи авторского коллектива кафедры «Строительные конструкции и механика твердого тела» опубликованы на стр. 17-24.

Подготовил И.А. Войлоков

Теплоизолированный малозаглубленный фундамент на пучинистых грунтах

Магистр ГОУ СПбГПУ А.А. Мойся*, д.т.н., профессор ГОУ СПбГПУ Н.И. Ватин

В настоящее время на рынке малоэтажного и коттеджного строительства наблюдается спрос на жилье в низшей ценовой категории, которое станет альтернативой элитному жилью. Программа малоэтажного строительства должна основываться на строительстве комфортных и экономичных зданий с применением новых материалов и технологий.

В Российской Федерации широко распространены сложные грунтовые условия. При возведении малоэтажных зданий строителям приходится сталкиваться с решением проблемы пучинистых грунтов в основании фундаментов. В районах с сезонным промерзанием грунтов на традиционные заглубленные фундаменты легких зданий по подошве действуют нормальные силы морозного пучения, а по развитой боковой поверхности фундамента – касательные силы. Воздействуя на фундамент снизу вверх, эти силы часто превосходят нагрузки от вышерасположенных конструкций (малонагруженных зданий). Как следствие, происходят значительные деформации малоэтажных зданий.

Наиболее эффективным путем решения проблемы строительства на пучинистых грунтах малоэтажных зданий является применение малозаглубленных фундаментов, устраиваемых на противопучинных подушках с применением теплоизоляционных материалов, которые частично или полностью исключают промерзание грунта под фундаментом. Подошвы в этих случаях закладываются выше расчетной глубины промерзания.

Широкое внедрение рассматриваемых малозаглубленных фундаментов с пенополистирольной изоляцией сдерживается отсутствием нормативной базы. Нет устоявшихся методик расчёта малозаглубленных фундаментов с пенополистирольной изоляцией с учётом деформационных свойств грунта и изоляции.

Решаемой задачей является разработка методики расчёта малозаглубленных фундаментов с пенополистирольной изоляцией с учётом деформационных свойств грунта и изоляции.

Объектом исследования является малозаглубленный сплошной фундамент в виде железобетонных плит с пенополистирольной изоляцией, моделируемой в программе, реализующей метод конечных элементов, двумя способами – оболочечной моделью и объёмными элементами. Фундамент расположен на пучинистом грунтовом основании.

Находящиеся в пучинистых грунтах фундаменты подвергаются выпучиванию, т.е. перемещаются вверх, если действующие на них нагрузки не уравновешивают силы пучения. В общем случае на фундамент действуют касательные (по боковой поверхности) и нормальные (по подошве) силы пучения. Особенно подвержены деформациям пучения легкие здания и сооружения, к числу которых относятся малоэтажные здания.

Как правило, фундаменты малоэтажных зданий устраивают так, чтобы их подошвы находились ниже границы промерзания грунта. При таком конструктивном решении фундамент освобождается от влияния нормальных сил пучения. Однако по развитой боковой поверхности фундамента, находящейся в контакте с пучинистым грунтом, действуют касательные силы пучения, которые во многих случаях превосходят нагрузки на фундаменты малоэтажных зданий.

Таким образом, заложение фундаментов ниже глубины промерзания не является гарантией устойчивости его против касательных сил пучения.

При применении малозаглубленных фундаментов суть строительного приема схематично заключается в следующем. При уменьшении заглубления фундаментов боковая поверхность, смерзаемая с грунтом, уменьшается. Уменьшаются также суммарные касательные силы пучения. Фундамент выглубляется до тех пор, пока касательные силы пучения не уравновесятся нагрузкой от дома. В этом случае отрыв фундамента от основания происходить не будет: фундамент устойчив, и нет условий для образования и накопления остаточных деформаций пучения. Фундамент надежен, но не в полной мере, т.к. при выглублении на подошву фундаментов начинают действовать значительные нормальные силы пучения. Так как у малозаглубленных фундаментов отрыва подошвы фундаментов от основания не происходит, становится возможным допущение ограниченных деформаций пучения под действием нормальных сил.

В соответствии с главой СНиП 2.02.01-83* «Основания зданий и сооружений» [1] глубину заложения фундаментов допускается назначать независимо от расчетной глубины промерзания, если «специальными исследованиями и расчетами установлено, что деформации грунтов основания при их промерзании и оттаивании не нарушают эксплуатационную пригодность сооружения». То есть применение малозаглубленных фундаментов базируется на принципиально новом подходе к их проектированию, в основу которого заложен

расчет оснований по деформациям пучения[1]. При этом допускаются деформации основания (подъем, в том числе неравномерный), однако они должны быть меньше предельных, которые зависят от конструктивных особенностей здания.

При расчете оснований по деформациям пучения учитываются пучинистые свойства грунта, передаваемое на него давление, жесткость фундамента и надфундаментных конструкций на изгиб.

Если по расчетам деформации пучения превышают допустимые значения, часть пучинистого грунта заменяется на непучинистый настолько, чтобы оставшийся слой пучинистого грунта давал деформации, не превышающие допустимые значения. Под фундаментами устраивается так называемая противопучинная подушка.

Наличие подушки из непучинистого грунта позволяет:

- резко сократить величину нормальных сил морозного пучения (по подошве фундамента) и полностью исключить касательные силы морозного пучения;
- погасить часть деформаций от действия нормальных сил морозного пучения упругостью слоя подсыпки – если произойдет пучение (подъем) здания, то оно будет незначительным и, как правило, более равномерным;
- создать благоприятные условия для миграции воды из-под здания к периферии, где промерзание обычно идет быстрее, т.е. уменьшить влажность грунта под зданием.

Таким образом, фундамент, взаимодействуя с пучинистым основанием, зимой поднимается на регулируемую высоту, а весной всегда приходит в исходное положение. Нет условий для образования остаточных деформаций. И с этой стороны обеспечивается надежность мелкозаглубленных фундаментов.

Нагрузки на основание в разных частях здания могут существенно различаться. Поэтому в легких домах повышаются требования к пространственной жесткости фундаментов. Чем выше степень пучинистости грунтов, тем большие требования предъявляются к пространственной жесткости и прочности фундаментов.

Надфундаментные конструкции рассматриваются не только как источник нагрузок на фундаменты, но и как активный элемент, участвующий в совместной работе фундамента с основанием.

Наибольшее пучение грунта у отапливаемых зданий происходит под углами здания, т.к. именно здесь меньше всего сказывается влияние тепла, выделяемого зданием, а у неотапливаемого, как правило, оно происходит в середине здания. Поэтому здание в целом должно обладать достаточной жестокостью, чтобы не деформироваться под влиянием возможного неравномерного подъема пучащегося грунта и последующей осадки (просадки) при оттаивании.

Очевидно, что придание жесткости коробке здания потребует некоторого усложнения ее конструкции и связанного с этим увеличения стоимости. Однако это удорожание компенсируется отказом от традиционных заглубленных фундаментов и земляных работ.

Таким образом, малозаглубленный фундамент полностью приспособлен для восприятия сил пучения и отвечает требованиям надежности.

Малозаглубленный теплоизолированный фундамент – фундамент на естественном основании, подошва которого находится в слое сезонного промерзания, а сам фундамент защищен от выпучивания с помощью плит экструдированного пенополистирола и устройства в его основании подушки из непучинистого грунта, которым также засыпаются пазухи котлованов.

Технология малозаглубленного теплоизолированного фундамента не противоречит существующим на данный момент строительным нормам, а является развитием отдельных пунктов этих норм.

- Пункт 12.2.5 СП 50-101-2004 [2], допускающий назначать глубину заложения наружных фундаментов независимо от расчетной глубины промерзания, если «предусмотрены специальные теплотехнические мероприятия, исключающие промерзание грунтов».
- Пункт 5.14. ТСН МФ-97 МО [3]: уменьшение глубины промерзания может быть достигнуто применением утеплителей, укладываемых под отмостку. Для исключения замачивания утеплители могут использоваться, например, в целлофановых мешках в виде матов.

[1] п.14.6 [1]: «При заложении фундаментов выше расчетной глубины промерзания (малозаглубленные фундаменты) необходимо производить расчет деформаций морозного пучения грунтов основания с учетом касательных и нормальных сил морозного пучения»

Технология малозаглубленного теплоизолированного фундамента позволяет:

- сэкономить более 50% стоимости фундамента за счет уменьшения стоимости материалов и работ;
- на 15-20% уменьшить теплопотери здания, что сократит расходы на отопление;
- в 2-3 раза продлить срок службы гидроизоляции фундамента;
- увеличить срок службы фундамента;
- защитить здание от деформаций, вызванных силами морозного пучения грунта.

В процессе работы было построено три модели объекта исследования.

Первая модель (рис. 1): замоделирован только плитный фундамент; конечный элемент – оболочка с размерами 0,75x0,75 м; t=0,20 м; граничные условия (запрет линейных перемещений вдоль осей X и Y, запрет поворота вокруг Uz) установлены в 2-х противоположных углах плиты; модель грунта принята усложнённая – билинейная, неоднородная и многослойная в плане; нагрузка – собственный вес.

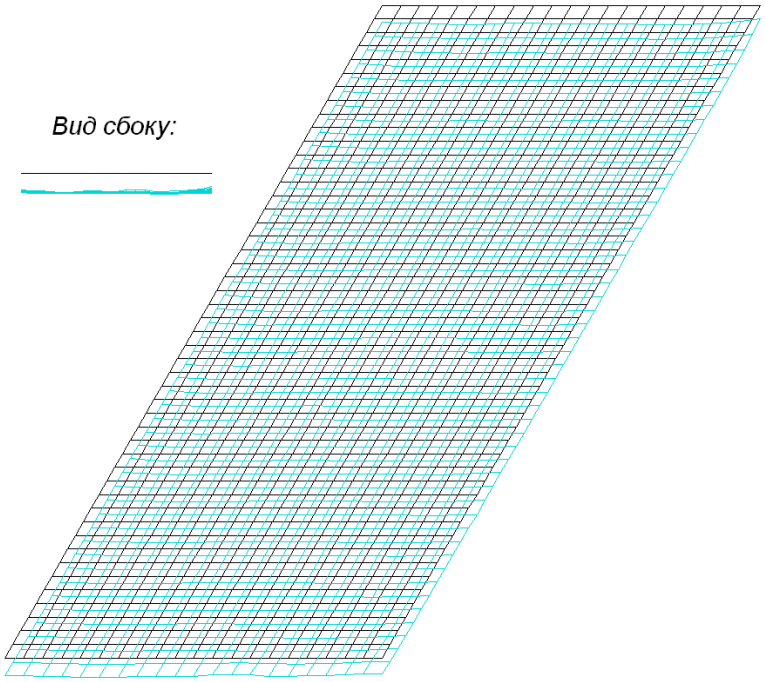


Рисунок 1. Совместное отображение исходной и деформированной схемы при моделировании плиты оболочечными конечными элементами.

Изополя перемещений первой модели по оси Z находятся в интервале от -0,027 до -0,018

Вторая модель (рис. 2): плитный фундамент замоделирован объёмными элементами с размерами 0,75x0,75x0,2 м; граничные условия (запрет линейных перемещений вдоль осей X и Y, запрет поворота вокруг Uz) установлены в 2-х противоположных углах плиты; утеплитель замоделирован оболочками с размерами 0,75x0,75 м; t=0,15 м; модель грунта принята усложнённая – билинейная, неоднородная и многослойная в плане; нагрузка – собственный вес.

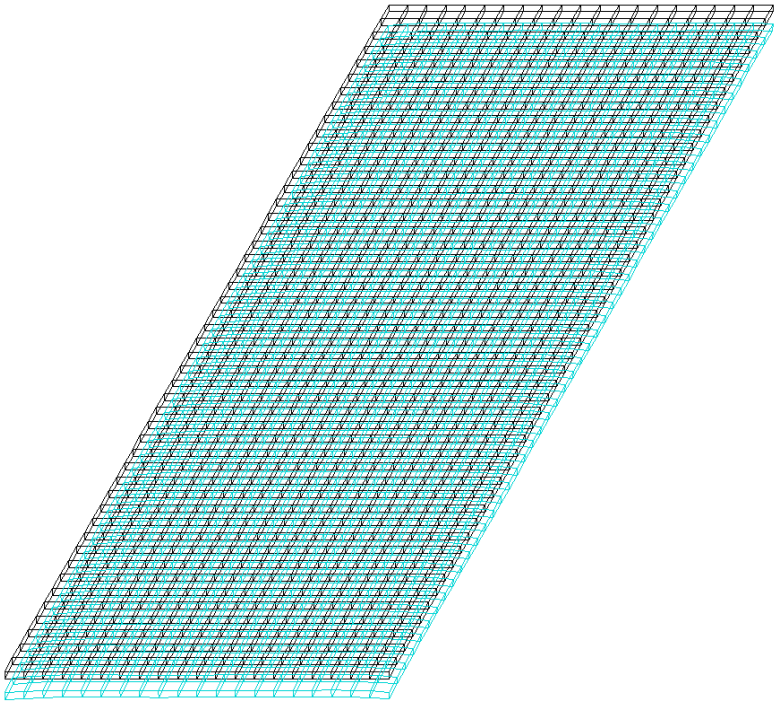


Рисунок 2.1. Совместное отображение исходной и деформированной схемы при моделировании пенополистирольной изоляции оболочечными конечными элементами

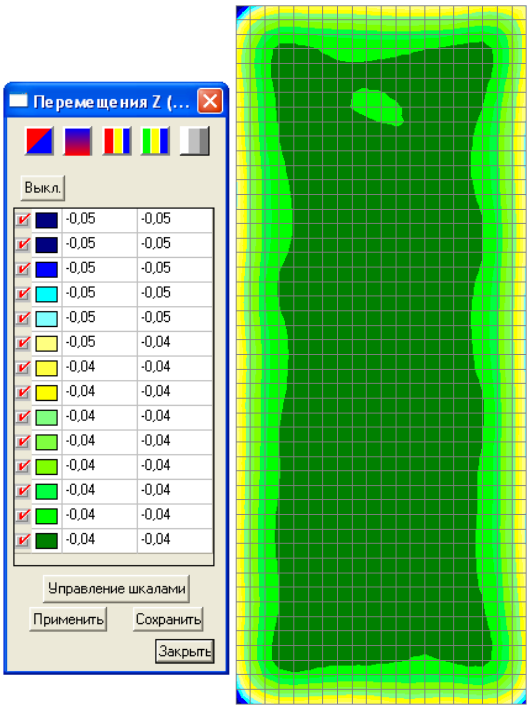


Рисунок 2.2. Изополя перемещений плиты при моделировании пенополистирольной изоляции оболочечными конечными элементами

Третья модель (рис. 3): фундамент замоделирован оболочечными элементами с размерами 0,75x0,75 м; t=0,20 м; граничные условия (запрет линейных перемещений вдоль осей X и Y, запрет поворота вокруг Uz) установлены в 2-х противоположных углах плиты; утеплитель – объёмными элементами с размерами 0,75x0,75x0,15 м; модель грунта принята усложнённая – билинейная, неоднородная и многослойная в плане; нагрузка – собственный вес.

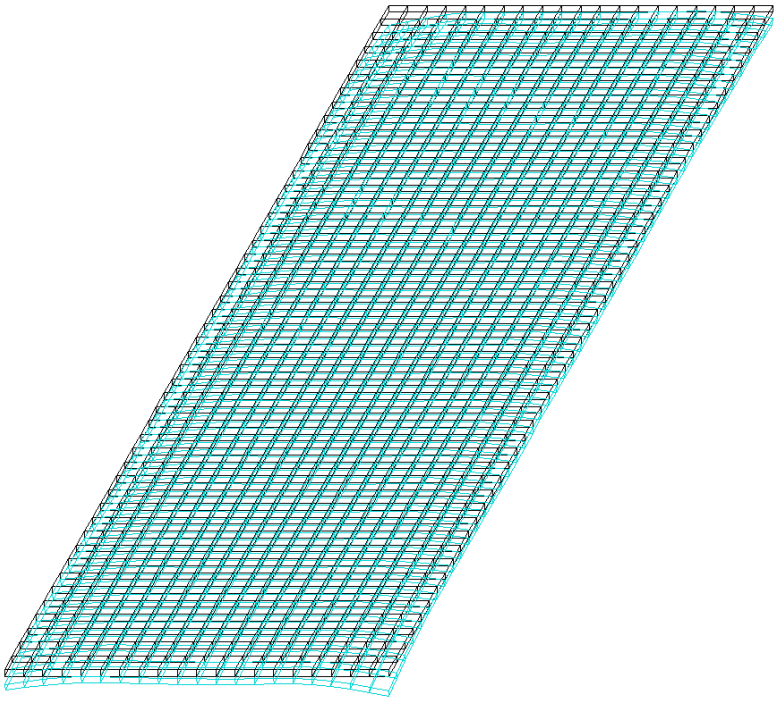


Рисунок 3.1. Совместное отображение исходной и деформированной схемы при моделировании пенополистирольной изоляции объёмными конечными элементами

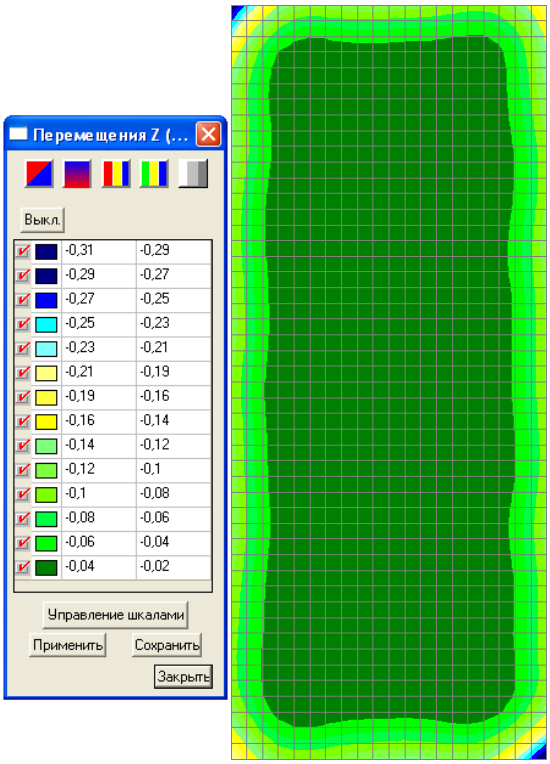


Рисунок 3.2. Изополя перемещений плиты при моделировании пенополистирольной изоляции объёмными конечными элементами

Из рисунков видно: наиболее адекватная картина перемещений плиты и пенополистирольной изоляции отражена в третьей модели (рис. 3.1). Также видно, что у третьей модели получаются более точные значения перемещений (рис. 3.2), картина их распределения более равномерна. Из этого можно сделать вывод, что моделирование пенополистирольной изоляции объёмными конечными элементами даёт более точный и адекватный реальной работе плиты вариант.

Таким образом, проведенные теоретические обоснования показали перспективность применения конструкций теплоизолированного малозаглубленного фундамента при строительстве на пучинистых грунтах. Рациональным способом моделирования малозаглубленного фундамента и экструдированного пенополистирола, работающих совместно с пучинистым грунтовым основанием, является моделирование фундамента оболочками, а теплоизоляции – объёмными элементами. Данный способ позволяет увеличить точность расчётов теплоизолированного малозаглубленного фундамента.

Литература

1. СНИП 2.02.01.-83*. Основания зданий и сооружений.
2. СП 50-101-2004 «Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений», Москва, 2005.
3. ТСН МФ-97 МО, ТСН 50-303-99 Московской области, «Проектирование, расчет и устройство мелкозаглубленных фундаментов малоэтажных жилых зданий в Московской области», Москва, 1998.

**Анастасия Александровна Мойся*

Санкт-Петербургский государственный политехнический университет

Тел. моб.: +7(911)285-10-65; эл. почта: moisja@mail.ru

Благоприятный состав бетона для изготовления водонепроницаемых конструкций по системе «Белая ванна»

Заместитель генерального директора ООО «Вольфсил» Н.Е. Фурманов*

Долговечность сооружений резко снижается при проникновении в них воды, поэтому отдельные элементы конструкций и целые сооружения должны быть гидроизолированы. Проникновение воды может не только нарушить эксплуатацию сооружения, но и полностью запретить его использование.

Грамотное планирование, выполнение и последующий контроль гидроизоляционных работ должны на любом этапе восприниматься серьезно, но зачастую у строителей не хватает необходимой добросовестности. Вероятно, это связано с тем, что затраты на гидроизоляцию составляют лишь небольшой процент от всех затрат по возведению сооружения, и поэтому воспринимаются с недостаточной серьезностью. Также это можно объяснить тем, что эффект от выполненных гидроизоляционных работ не сразу виден в ходе строительства, а проявляется, обычно в худшую сторону, после окончания всех строительных работ.

Гидроизоляция должна постоянно противостоять губительному воздействию воды. Ее характеристики не должны утрачиваться при химическом, механическом или тепловом воздействиях. Поэтому, в первую очередь, важно целесообразно выбрать вид гидроизоляции в зависимости от химического состава воды, вида грунтов и ожидающихся нагрузок.

1. «Черная ванна».

Раньше для гидроизоляции зданий и сооружений использовали исключительно битумные материалы, имеющие характерный черный цвет. Поэтому понятие «черная ванна» сформировалось именно для такого вида гидроизоляции. В настоящее время, кроме битумных материалов, используют и различные мембраны, изготовленные из полимерных материалов, которые уже имеют светлый оттенок.

2. «Коричневая ванна».

Для надземных и подземных конструкций может применяться гидроизоляционный материал бентонит. Это природный материал, обладающий высоким водопоглощением. При воздействии воды бентонит разбухает и заполняет все возможные поры. Таким образом, достигается высокая водонепроницаемость конструкций. Цвет бентонита коричневый, что и привело к названию «Коричневая ванна».

3. «Белая ванна».

В противоположность гидроизоляции с использованием битумных материалов существует другой вид гидроизоляции, основанный на применении только лишь бетона. Такой вид гидроизоляции получил название «Белая ванна». В данном случае бетон дополнительно к своей несущей способности играет роль водонепроницаемого слоя, но выполнение функций пароизолятора он в себе не несет. Вместе с этим оказывается, что уменьшаются расходы по устройству и сроки возведения бетонной конструкции. Данная технология впервые была применена в Германии в начале 1980-х годов, и уже на протяжении практически трех десятков лет имеет там повсеместное применение при строительстве зданий и сооружений. С ноября 2003 года немецкие стандарты регулируют качество бетонных конструкций, выполненных по системе «Белая данна», существует директива немецкого комитета по железобетону «Водонепроницаемые сооружения из бетона» от 11/2003, с комментариями к директиве 555, от 2006 года.

Изучение и внедрение технологии «Белая ванна» представляет большой интерес. Использование этой системы гидроизоляции приведет к сокращению времени по возведению сооружений, переходу на совершенно иной принцип гидроизоляции бетонных конструкций. В данной статье приводятся результаты исследований водонепроницаемости различных бетонов с целью определения наиболее благоприятного состава для изготовления конструкций по системе «Белая ванна».

Одним из основных условий при проектировании гидроизоляции по системе «Белая ванна» является правильно подобранный состав бетона, обеспечивающий его водонепроницаемость. Но при этом не стоит забывать, что при всех предъявляемых требованиях к несущим конструкциям из бетона или железобетона требование прочности, соответствующей рассчитываемой нагрузке, является первостепенным. Далее прочность конструкции должна дополняться другими свойствами, существенно не теряющимися в течение предусмотренного срока эксплуатации и не связанными с огромными издержками, вызванными техническим обслуживанием.

Реакция гидратации и капиллярная пористость

Химическая реакция взаимодействия воды и цемента, которая происходит в бетоне во время набора им прочности, называется реакцией гидратации. Реакция идет в течение длительного времени.

При наборе прочности бетона только 30%-40% массы воды в долях от массы цемента способно вступить в реакцию; для практических интересов берется величина 40%. Это соответствует водоцементному отношению В/Ц = 40/100 = 0,40. Эту величину считают как «оптимальную», так как при полном затвердевании с цементом взаимодействует вся вода, и лишней воды не остается. Излишки же воды создают тонко разветвленные поры в образующемся цементном камне. Эти поры называются капиллярными.

Необходимая плотность цементного камня достигается в том случае, когда его состав настолько сбалансирован, что появляются только маленькие капиллярные поры.

Введение уплотняющих добавок в бетон излишне, их водоотталкивающее действие ослабевает с течением времени. Благоприятного сжижающего свойства легче достичь хорошим размешиванием бетонной смеси, тщательной вибрацией с как можно скорее наступающим и длительным уходом за бетоном.

Степень гидратации зависит от вида используемого цемента и от температуры бетонной смеси. На рис. 1 в верхней части показана зависимость коэффициента фильтрации цементного камня от количества капиллярных пор, в нижней части представлена связь между водоцементным отношением В/Ц, степенью реакции гидратации и количеством капиллярных пор в цементном камне.

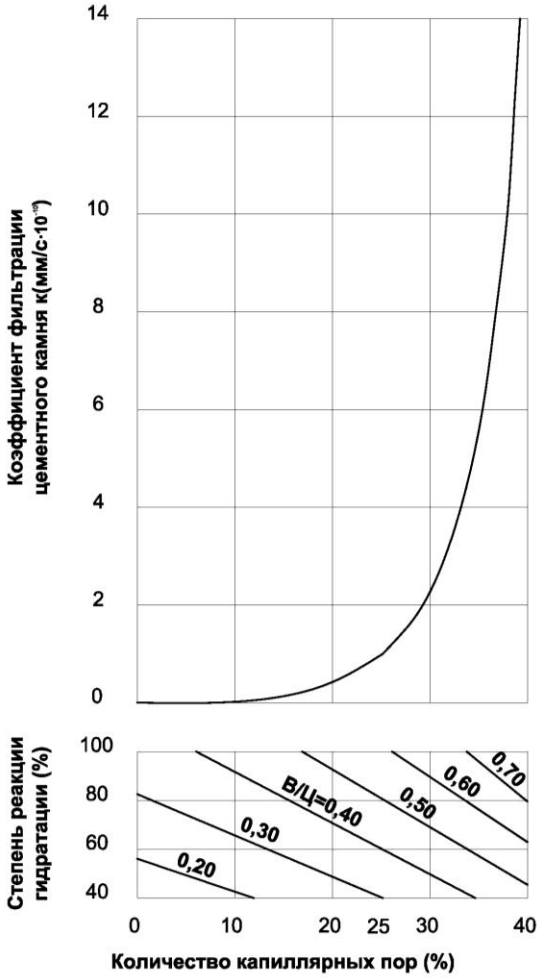


Рисунок 1. Значения коэффициента фильтрации цементного камня, водоцементного отношения и степени реакции гидратации в бетоне при различной капиллярной пористости, T.C. Powers [1]

Реакция гидратации может прерываться, если необходимая вода полностью испаряется. Тогда реакция остается незавершенной, не проходит на 100%. Этот процесс досрочного высыхания ведет к тому, что бетон не достигает требуемого качества, если вовремя не начать за ним уход.

Глубина проникновения воды в бетон определяется исключительно капиллярной пористостью цементного камня.

Из-за незначительной доли цементного камня в бетоне (примерно 30% цементного камня и 70% заполнителей) количество капиллярных пор в бетоне p_c составляет 30% от количества капиллярных пор в цементном камне p_z.

$$p_c \approx 0{,}3 p_z \quad (1)$$

20% капиллярных пор в цементном камне соответствуют коэффициенту фильтрации k =0,4·10^{-10} мм/с (рис. 1).

Таким образом, количество капиллярных пор не может быть больше данной величины.

В реальной ситуации напор воды существенно меньше, чем при испытаниях. Поэтому количество капиллярных пор может достигать 25% от объема цементного камня. Более того, значения коэффициента фильтрации сильно возрастают, кривая зависимости имеет большой подъем. Из этого следует, что требование для допустимой капиллярной пористости в цементном камне должно выглядеть следующим образом:

$$p_z \le 25\% \quad (2)$$

При данной допустимой капиллярной пористости в цементном камне и с учетом объема цементного камня в бетоне (примерно 30%) получаем, что максимальное количество капиллярных пор в бетоне должно быть:

$$p_c \le 7{,}5\% \quad (3)$$

Таким образом, при рассмотрении бетонного водонепроницаемого элемента (рис. 2), подверженного одностороннему воздействию воды под давлением, при отсутствии рабочих швов бетонирования, следует различать 4 области [2].

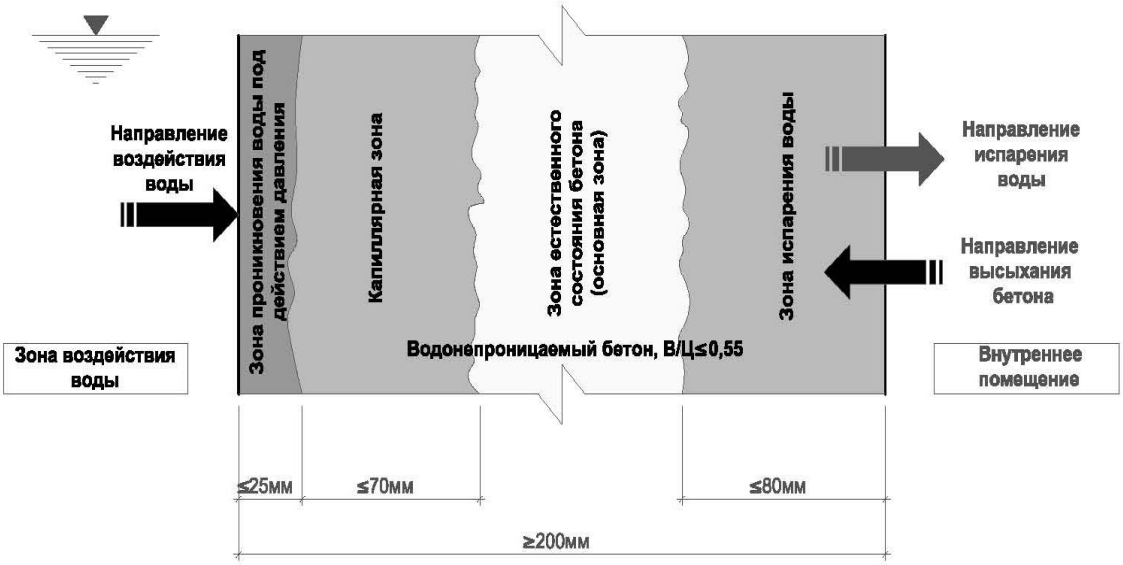


Рисунок 2. Модель бетонного элемента под воздействием напорной воды

1. Область проникновения воды под давлением на внешней стороне рассматриваемого элемента. Величина проникновения может достигать максимум 25 мм при подходящем и специально запроектированном бетоне, она зависит от величины напора воды, водоцементного отношения, последующего ухода за бетоном, влажности и возраста бетона.
2. Капиллярная область, ограниченная глубиной до 70 мм от области проникновения воды под давлением.
3. Основная область, где отсутствует какое-либо движение воды.
4. Область высушивания с сухой стороны, где влага перемещается вследствие диффузии. Эта область ограничивается 80 мм.

Капиллярную область обычно объединяют с областью проникновения воды под давлением. В этой области вода проникает в капиллярную систему пор бетона. Проникновение достигает максимальной величины 70 мм [3] примерно через 30 дней и не увеличивается при продолжительной эксплуатации конструкции. Также стоит заметить, что при очень большом давлении воды глубина зоны проникновения капиллярной воды существенно не увеличивается [2]. Проникновение воды в капиллярную область **зависит от свойств бетона, в частности, от водоцементного отношения, и не зависит от направления и величины напора воды.**

За капиллярной областью следует основная область бетона, в которой никакая вода не транспортируется, т.е. вода присутствует в каком-либо виде, но ее количество не уменьшается за счет испарения и не увеличивается за счет проникновения с наружной стороны. Однако в данном случае предполагается, что толщина конструктивного элемента достаточно велика, область высушивания не соединяется с капиллярной областью, и между ними появляется основная область. При толщине бетонного элемента более 200 мм основная область появляется всегда (рис. 2).

На внутренней стороне бетонного элемента происходит высушивание бетона до определенной глубины. В области высушивания передача влаги из бетона в воздушное пространство происходит посредством диффузии. При этом в бетоне испаряется избыточная вода, в которой для затвердевания бетон больше не нуждается. Глубина области высушивания зависит от плотности структуры бетона. Для бетона с водоцементным отношением В/Ц ≤ 0,55 она может составлять до 80 мм [1].

Сведения из практики

В реальных условиях эффективность реакции гидратации достигает 100% лишь в тех бетонных элементах, которые постоянно находятся в воде. Для других элементов из бетона следует считать, что реакция гидратации прошла на 80% при условии, что был произведен грамотный уход за бетоном. Здесь, прежде всего, подразумевается защита молодого бетона от быстрого высыхания минимум в течение 6 дней.

Так как эта защита у молодого бетона зачастую отсутствует, следует считать, что во внешних областях элемента реакция гидратации прошла на 70% или даже на 60%. Это значит, что глубина проникновения воды в бетон становится больше. При этом во внутренних областях бетонного элемента находится еще такое большое количество воды, что реакция гидратации там не прекращается. Бетон в этих областях плотнее, чем в краевых зонах.

Таблица 1.

Степень реакции гидратации $\alpha_н$	**В/Ц**
100%	0,58
90%	0,54
80%	0,50
70%	0,45
60%	0,40

Пример:

Допустимой капиллярной пористости цементного камня 25% в соответствии с рисунком 1 могут достигать бетоны со следующими показателями степени реакции гидратации и водоцементным отношением В/Ц (табл. 1).

Эти числа указывают на то, что для бетона с высокой маркой по водонепроницаемости водоцементное отношение должно быть тем ниже, чем более незначительно прошла реакция гидратации с последующим плохим уходом за бетоном. Тем не менее, не стоит забывать, что эти соображения уместны еще и тогда, когда бетон хорошо уплотнялся, вибрировался и не имел технологических швов.

Испытания бетона на водонепроницаемость

Для выяснения зависимости глубины проникновения в бетон воды под давлением от состава бетона автором проводились испытания в соответствии с немецким стандартом EN 12390-8. Испытывались бетонные кубики с размерами 200x200x120мм. После распалубки выбранная рабочая поверхность образцов для проведения испытаний обрабатывалась при помощи металлической щетки.

Испытывались 90 образцов, по 6 для каждого вида бетона, в свою очередь, 3 из которых хранились 28 суток под водой, 3 других – 7 суток на воздухе, а затем до возраста 28 суток – под водой.

Проверка бетонных образцов начиналась в возрасте 28 дней.

Вообще для проверки водонепроницаемости образцов принимается срок, соответствующий принимаемой прочности на сжатие. При использовании цемента с низким тепловыделением, например, принимается возраст 56 или 90 дней.

Далее образцы устанавливались в испытательный прибор таким образом, что напор воды действовал на подготовленную площадь, а остальные поверхности могли свободно наблюдаться (рис. 3). При этом на образцы подавалось давление воды в 5 атмосфер в течение 72 часов, что соответствует давлению 50-тиметрового водяного столба.

Непосредственно после проверки образцы раскалывались, измерялась глубина проникновения воды.

В зависимости от способа хранения образцов и их состава получились различные результаты, которые представлены в таблице 2.

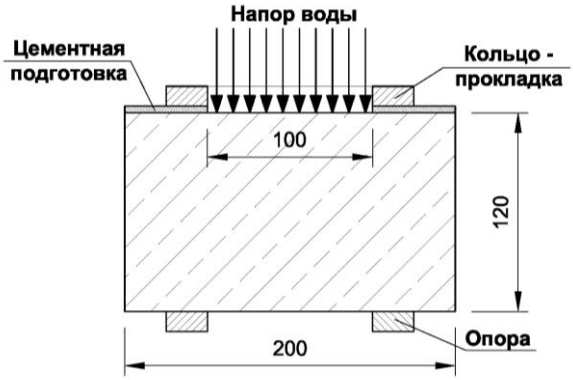


Рисунок 3. Схема испытания бетона на водонепроницаемость в соответствии с DIN EN 12390-8

При этом, при изменении только способа хранения среднее значение глубины проникновения воды для некоторых образцов увеличивалось почти в 3 раза.

При анализе полученных значений глубины проникновения воды стоит отметить образцы под номерами 8 и 12, которые показали лучшие результаты. Значения глубины проникновения воды для каждого образца не имеют большого разброса. В то же время разница в результатах для образцов, хранимых под водой, и образцов, хранимых сначала на воздухе, хоть и велика, но сами значения глубины проникновения для образцов, сначала хранимых на воздухе, являются адекватными. В связи с этим можно сделать вывод о том, что водоцементное отношение данных образцов (соответственно, 0,50 и 0,48) и содержание цемента (соответственно, 320 кг/м³ и 330 кг/м³) являются оптимальными для обеспечения водонепроницаемости бетона.

Таблица 2. Результаты испытания образцов

№	Класс по проч-ности	Состав бетона	Способ хранения образцов	Сопротивление растяжению		Дата испы-тания (дни)	Глубина проникновения воды в диск 200мм/200мм/120мм, (мм)	
				$f_{ck,7}$	$f_{ck,28}$		Отдельная	Средняя
1	C25/30	330кг/м³ CEM III/B 32,5 NW/HS; w/z=0,48; 0/16; F2	28 дней под водой	17	32	28	40;20;27	29
			10 дней в форме, до 28 дней под водой	13	28	28	102;120;102	108
2	C25/30	270кг/м³ CEM I 42,5 R+80кг/м³ FA; w/z=0,60; 0/32; F2	28 дней под водой	23	37	28	28;48;30	36
			10 дней в форме, до 28 дней под водой	21	32	28	90;98;95	94
3	C30/37	370кг/м³ CEM I 42,5 R+40кг/м³ FA; w/z=0,41; 0/16; F2	28 дней под водой	31	42	33	25;26;23	25
			7 дней в форме, до 28 дней под водой	32	47	28	120;120; 120	120
4	C30/37	350кг/м³ CEM I 42,5 R; w/z=0,46; 0/32; F2	28 дней под водой	32	48	53	17;60;26	41
			7 дней в форме, до 28 дней под водой	35	49	53	60;23;41	41
5	C35/45	380кг/м³ CEM I 42,5 R; w/z=0,42; 0/32; F2	28 дней под водой	-	52	45	29;26;27	27
			7 дней в форме, до 28 дней под водой	-	53	45	120; 120; 120	120
6	C30/37	370кг/м³ CEM I 42,5 R; w/z=0,46; 0/16; F2	28 дней под водой	44	57	40	25;15;26	22
			7 дней в форме, до 28 дней под водой	44	59	34	70;46;60	59
7	C30/37	370кг/м³ CEM I 42,5 R; w/z=0,41; 0/32; F1/F3	28 дней под водой	28	37	30	21;24;19	21
			7 дней в форме, до 28 дней под водой	30	38	34	45;35;40	40
8	C25/30	320кг/м³ CEM I 42,5 R; w/z=0,50; 0/16; F2	28 дней под водой	34	49	36	15;17;14	15
			7 дней в форме, до 28 дней под водой	41	56	32	41;37;25	34
9	C35/45	390кг/м³ CEM I 42,5 R; w/z=0,42; 0/16; F2	28 дней под водой	39	50	40	21;25;16	21
			7 дней в форме, до 28 дней под водой	40	52	33	110;100; 115	108
10	C35/45	380кг/м³ CEM I 42,5 R; w/z=0,41; 0/32; F2	28 дней под водой	39	50	41	22;16;13	17
			7 дней в форме, до 28 дней под водой	44	52	34	60;67;40	56
11	C30/37	370кг/м³ CEM I 42,5 R; w/z=0,46; 0/16; F2	28 дней под водой	47	55	46	12;26;20	19
			7 дней в форме, до 28 дней под водой	49	58	40	66;110;35	70
12	C25/30	330кг/м³ CEM I 42,5 R; w/z=0,48; 0/32; KP (Rezept 9)	28 дней под водой	34	44	44	12;10;11	11
			7 дней в форме, до 28 дней под водой	31	44	40	42;36;35	38

13	C25/30	270кг/м³ CEM I 32,5 R+80кг/м³ FA; w/z=0,60; 0/32; KP (Rezept 9)	28 дней под водой	22	35	39	28;29;20	26
			7 дней в форме, до 28 дней под водой	21	31	33	60;56;103	73
14	C30/37	350кг/м³ CEM I 42,5 R+40кг/м³ FA; w/z=0,43; 0/32; F1/F3	28 дней под водой	31	40	31	13;20;23	19
			7 дней в форме, до 28 дней под водой	27	39	35	120;120; 120	120
15	C25/30	270кг/м³ CEM I 32,5 R+80кг/м³ FA; w/z=0,59; 0/16; F2	28 дней под водой	24	40	46	25;15;24	21
			7 дней в форме, до 28 дней под водой	24	34	40	65;70;80	72

Внедрение новых технологий играет неоценимую роль в развитии экономики страны. «Белая ванна» – система гидроизоляции зданий и сооружений только за счет самого бетона, широко применяемая в Германии. Устройство гидроизоляции по данной системе ведет к отказу от дренажа и использования гидроизоляционных материалов. В связи с этим сокращаются затраты на строительство, время на возведение сооружения.

Результаты испытаний бетонных образцов, выполненные автором, используются немецкой компанией Roland Wolf GmbH и филиалом компании в Санкт-Петербурге ООО «Вольфсил» для внедрения технологии «Белая ванна», являющейся шагом в будущее в области гидроизоляции зданий и сооружений.

Литература

1. Powers T.C., Brownyard T.L. Studies of the Physical Properties of Hardened Portland Cement Paste: Studies of Water Fixation. Proc. American Concrete Institut 43/1946-47.
2. Springenschmid R., Beddoe R. Feuchtetransport durch Bauteile aus Beton: Beton- und Stahlbetonbau. Heft 4, 1999.
3. Basalla A. Wärmeentwicklung im Beton. Zement-Taschenbuch. Bauverlag Wiesbaden, 1964.
4. Erläuterungen zur DAfStb-Richtlinie. Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton (WU-Richtlinie). DAfStb Heft 555, 2006.

**Николай Евгеньевич Фурманов, ООО «Вольфсил»*

Тел. моб.: +7(962)696-04-26

Эл. почта: furmanov@wolfseal.ru, wolfseal@mail.ru

Инъецирование как метод усиления каменных конструкций

К.т.н., доцент ГОУ ВИТУ Д.В. Курлапов, инженер ГОУ ВИТУ А.С. Куваев;*
инженер ГОУ ВИТУ А.В. Родионов, инженер ГОУ ВИТУ Р.М. Валеев

В последние десятилетия наблюдается тенденция к ухудшению технического состояния зданий и сооружений различного назначения. Часть зданий в городах и населенных пунктах регионов России находятся в аварийном или предаварийном состоянии, нуждается в текущем и капитальном ремонтах. Строительные конструкции зданий и сооружений требуют обследований и усиления.

В настоящее время широкое внимание уделяется вопросу усиления строительных конструкций зданий и сооружений, как недавно построенных, так и нуждающихся в реконструкции.

С новыми зданиями вопрос усиления строительных конструкций встает из-за низкой квалификации рабочего персонала, некачественных проектных работ и работ по инженерным изысканиям.

Особенно часто образуются трещины в кирпичной кладке старых зданий и сооружений. Они образуются в результате неравномерных осадок при подводке фундаментов новых зданий и сооружений, вследствие изменения конструктивной схемы, перепланировок, изменения места проемов в несущих стенах, отсутствия или низкого качества капитального ремонта. Кроме того, трещины образуются вследствие случайных механических воздействий (взрывов, проводимых рядом работах и т.д.). Работы по реконструкции требуют индивидуального подхода в каждом случае.

При проектировании каменных конструкций зданий в ряде случаев встречаются решения, которые приводят к образованию дефектов этих конструкций. Иногда в проектах предусматривается применение разнородных по прочности, жесткости, водопоглощению и долговечности материалов для кладки стен без анализа их взаимодействия. Не всегда в проектах учитывается влияние температурного воздействия: при сезонных и суточных колебаниях температуры наружного воздуха в кладке могут возникнуть трещины. Трещины могу возникать и при нарушении правил эксплуатации зданий и сооружений, к таким нарушениям можно отнести перегрузку участков кладки, неравномерную осадку фундаментов.

Необходимо совершенствовать способы усиления конструкций, нормативную базу, разрабатывать методические рекомендации по реконструкции зданий и сооружений. В настоящее время накоплен большой опыт по усилению конструкций зданий и сооружений различных типов. В результате проведения таких работ устраняются дефекты и зачастую причины их возникновения, которые, как правило, связаны с нарушением требований по эксплуатации. Разработаны технические решения и рекомендации по восстановлению эксплуатационных свойств конструктивных элементов зданий и сооружений.

Общими характеристиками трещинообразования для каменных конструкций могут служить следующие показатели:

- размеры трещин: длина, глубина, ширина раскрытия;
- форма продольного и поперечного сечения, проникание на поверхности конструкций (сквозные, несквозные);
- расположение трещин в конструкциях, их наклон по отношению к площадкам главных напряжений в несущих элементах;
- кинетика раскрытия трещин, стабилизировавшихся или не стабилизировавшихся во времени;
- вид воздействия, в результате которого возникают трещины: силовые, усадочные, коррозионные, температурные.

Важно уметь определять причину появления трещин – это дает возможность оценить их влияние на эксплуатационные качества каменных конструкций и правильно выбрать метод устранения отрицательных последствий.

Появление больших трещин, приводящих к аварийному состоянию, связано, с одной стороны, с резким сокращением объемов строительства и, с другой стороны, с постоянно ухудшающимися условиями эксплуатационного содержания зданий и сооружений, значительным физическим износом основных фондов.

В зависимости от характера трещин можно отметить наиболее эффективные способы устранения дефектов.

- Увеличение сечения элементов наращиванием или устройством армированных рубашек и накладок. Этот метод нашел свое отражение в трудах инженера И.М. Литвинова.
- Устройство стальных обойм, хомутов и пр., рекомендуемых Руководством по проектированию каменных и армокаменных конструкций.

- Изменение напряженного состояния конструкций путем их разгрузки (работы Онуфриева Н.М.).
- Усиление каменных конструкций инъецированием специальных растворов.

Такие меры усиления кладки позволяют уменьшить прогибы, повысить нижний предел трещинообразования и растяжимость сечений, однако трудоемкость и материалоемкость производства при этом сильно возрастают.

Усиливая каменные конструкции и устраняя такие дефекты кладки как трещины стандартными способами усиления, мы решаем сразу несколько взаимосвязанных задач:

- повышаем несущую способность кладки зданий;
- удлиняем срок службы зданий за счет обеспечения монолитности кладки и стыковых соединений;
- сохраняем подлинность качественного материала кладки взамен вынужденного использования при возведении заново современного кирпича.

В настоящее время в направлении повышения несущей способности стен за счет использования высокопрочных материалов достигнуты определенные успехи, однако процент использования прочности каменного материала в кладке остается вес же низким (прочность кладки составляет всего лишь 30% от предела прочности кирпича). Кроме того, растворные швы, занимая 25% объема кладки, снижают ее прочность, увеличивают деформативность и неоднородность вследствие достаточно большой толщины слоя раствора (до 15 мм) и низкого сцепления его с каменным материалом.

Среди всем известных способов усиления есть метод, позволяющий не только добиться решения вышеуказанных задач, но и добиться экономического эффекта по уменьшению себестоимости проводимых работ. Это инъецирование специальных растворов.

Инъецирование еще в конце позапрошлого столетия было оценено как способ, удобный для заделки трещин, пустот и каверн в горных породах оснований, структуры каменной кладки. Инъецирование применялось как метод усиления на различных ремонтно-восстановительных работах в послевоенный период при реконструкции зданий и сооружений.

Заметное влияние на понижение качества каменных конструкций оказывает фактор водопроницания каменных конструкций. Инъецируя конструкцию полимерными, цементно-полимерными и цементными растворами, мы заполняем уже имеющиеся в кладке и образующиеся при эксплуатации трещины и пустоты. Тем самым увеличивается плотность конструкции, а следовательно, предотвращается водопроницание каменных конструкций. Решая эту проблему, мы также решаем проблему морозостойкости, так как она опирается и непосредственно связана с вопросом водопроницания.

Опыт практического применения инъецирования как способа усиления конструкций свидетельствует о том, что он имеет ряд преимуществ по сравнению с другими:

- не металлоемок;
- не требует устройства дополнительных конструктивных элементов;
- позволяет приближать схему работы усиленной конструкции при ее численной оценке к первоначальной проектной схеме.

На качество работ и степень восстановления (повышения) несущей способности поврежденных усиленных элементов при применении способ инъекции влияет ряд факторов:

- вид инъецируемого раствора;
- давление при котором производилась инъекция;
- степень повреждения элемента (конструкции) трещинами;
- ширина раскрытия трещин;
- температура усиливаемого элемента (конструкции):

В настоящее время практически исчерпаны возможности улучшения качества цементных инъекционных растворов, что связано с их специфическими свойствами. Задача может быть решена за счет использования цементнополимерных и полимерных инъекционных растворов. Она обусловлена появлением новых полимерных композиций, а также ростом объема реконструкции, модернизации и капитального ремонта существующих зданий, имеющих несущие элементы с различной степенью повреждения трещинами и необходимостью оценки их прочностных и деформативных характеристик после усиления. В настоящее время цементно-полимерные и полимерные композиции являются основой многих современных строительных материалов.

На экспериментальной базе Тбилисского ЗНИИЭП были разработаны Рекомендации по восстановлению и усилению крупнопанельных зданий полимеррастворами [1]. По длине трещин в зависимости от ширины ее раскрытия через 300...500 мм на очищенную от раствора поверхность железобетонной конструкции наклеиваются шайбы из стального листа толщиной 4 мм размером 50х50 мм, имеющие в середине отверстия с нарезкой М-10. Наклейку производят на эпоксидном клее или цементном растворе с добавлением эмульсии ПВА в количестве 5% от веса цемента так, чтобы трещина совпадала с серединой отверстия в шайбе. На трещинах, расположенных у внутренних углов стен, ставят шайбы из уголка. В отверстия в шайбах ввертывают штуцеры из трубы с наружной нарезкой М-10 длиной 80 мм. Трещина между шайбами заделывается гипсовым раствором. Инъекционный раствор через штуцеры после продувки трещины сжатым воздухом и промывки водой подается в трещины, начиная с нижнего штуцера.

Известно, что свойства полимеров во многом зависят от их молекулярной массы. Для растворенной макромолекулы полимера характерно состояние непрерывного хаотичного движения. Молекула участвует в поступательном и вращательном броуновском движении. К размерам и формам макромолекул очень чувствительны гидродинамические характеристики раствора, в частности вязкость.

Для определения молекулярной массы необходимо провести достаточно большой объём экспериментов, что неудобно с практической точки зрения. Более технологичным показателем в этом случае может служить вязкость водного раствора полимера определенной концентрации.

Как характеристика для инъекции в строительные конструкции инъекционных растворов вязкость растворов имеет очень большое значение, т.к. необходимо, чтобы инъецируемый состав, проникая в тело конструкции, заполнял все трещины, каверны и пустоты. Исходя из вышесказанного, чем вязкость инъекционного раствора меньше, тем раствор легче проникает в трещины и пустоты, а следовательно, тем выше качество инъекции.

В лаборатории кафедры «Строительные конструкции и механика твердого тела» ГОУ ВИТУ были проведены опыты по изучению вязкости цементно-полимерных инъекционных растворов.

Растворы полимеров заданных концентраций готовились на дистиллированной воде. Измерение вязкости в этом случае основано на определении времени истечения через капилляр определенного объёма жидкости из измерительного резервуара вискозиметра.

Как видно из графика (рис. 1), вязкость водного раствора оксиэтилцеллюлозы отечественного производства ОЭЦ-1 с увеличением концентрации растет менее интенсивно, чем у растворов с импортной добавкой ОЭЦ-2.

КМД образует маловязкие водные растворы, вплоть до концентрации 3%. Кривые вязкости КМЦ и ОЭЦ-1 сходны.

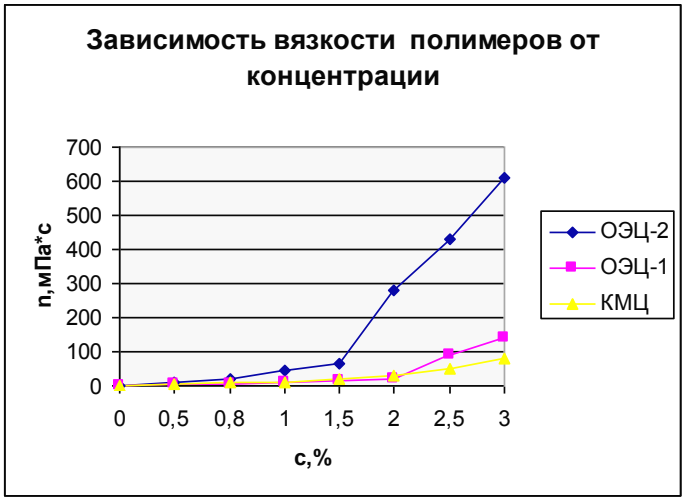


Рисунок 1. График зависимости вязкости водных растворов полимеров от концентрации

Инъекционные растворы, обладая повышенным В/Ц, имеют также несколько увеличенную усадку по сравнению с кладочными или даже литыми растворами. Механизм подачи раствора в конструкцию – нагнетание под давлением 0,6 МПа и последующая опрессовка его в течение 15…30 мин – способствуют уплотнению инъекционных растворов в трещинах, порах, раковинах и пр. и отжатию свободной влаги через фильтрующий материал кладки. Тем не менее, вопрос усадки играет немаловажную роль.

При проведении эксперимента изучение усадочных деформаций проводилось для цементнополимерных растворов.

По полученным результатам испытаний были установлены зависимости величины деформации усадки инъекционного раствора от продолжительности его высыхания (интенсивность процесса усадки); деформации усадки от влагопотерь образца во времени (рис. 2).

Проведенный эксперимент на образцах, изготовленных из инъекционного раствора с различным водоцементным отношением, подтвердил, что наиболее интенсивное нарастание деформаций усадки обеих групп происходило в первые дни твердения.

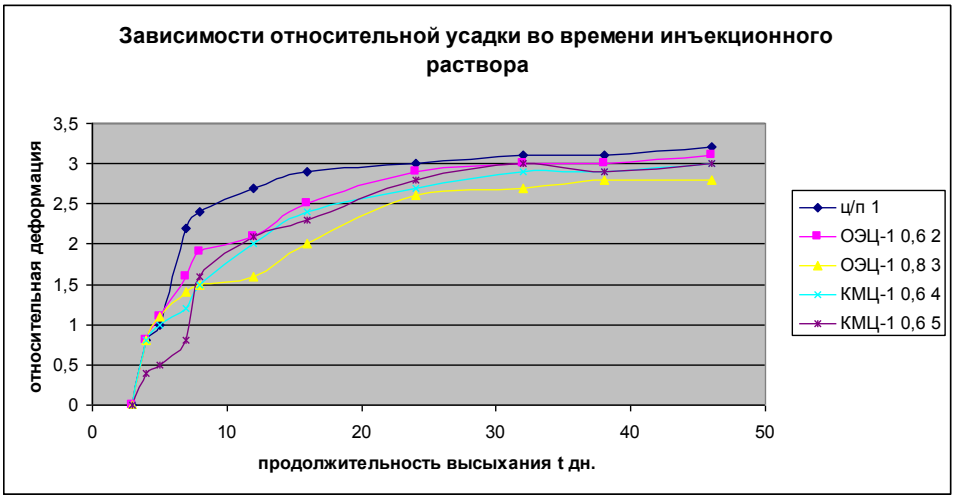


Рисунок 2. График зависимости относительной усадки инъекционного раствора во времени

Одной из важнейших характеристик инъекционных растворов является надежное сцепление материалов раствора между собой и сцепление вяжущего с материалом. Сцепление инъекционного вяжущего с материалом кладки определяется их химической связью в контактном слое. Инъекционный раствор, попадая в каменную конструкцию, увеличивает зону контакта между кирпичом и кладочным раствором. Этот факт стал основополагающим в том, что метод инъекции получил довольно широкое применение при реконструкции каменных зданий и сооружений для повышения несущей способности и долговечности.

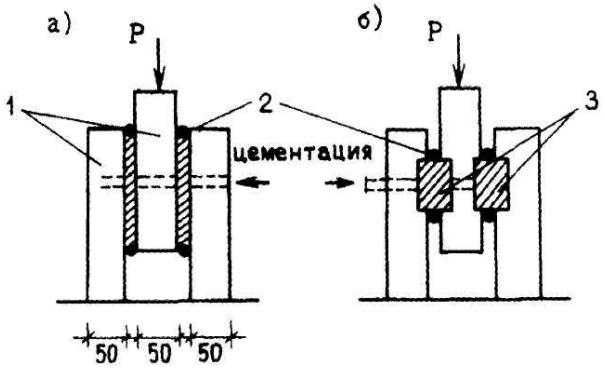


Рисунок 3. Образцы для исследования прочности на срез цементированных швов (схемы испытаний):
а – по опытам А.Н. Адамовича, 1947-46 гг.;
б – по методике ЦНИИПС, 1948 г.;
I – бетонная плитка; 2 – асбестовый шнур; 3 – цементационные гнезда размером 30х30 мм

Методика определения сцепления инъекционного раствора с материалом кладки, предложенная А.Н. Адамовичем, заключалась в оценке прочности на срез склеенных различными растворами образцов.

Проведенные кафедрой лабораторные исследования были направлены на изыскание возможности количественной оценки инъецирования цементнополимерных составов, с использованием в качестве полимера карбоксиметилцеллюлозы и оксиэтилцеллюлозы. Причем оксиэтилцеллюлоза использовалась как зарубежного, так и российского производства.

Лабораторные исследования были проведены по методике, предложенной А.Н. Адамовичем (рис. 3а), и по методике, разработанной в ЦНИИПСе (рис. 3б).

На основании полученных результатов испытаний были построены графики зависимости прочности сцепления на срез от водоцементного отношения.

Из рис. 4 видно, что наибольшую прочность сцепления показали цементнополимерные инъекционные растворы ОЭЦ-1: порядка 2,2…2,8 МПа при В/Ц, соответственно равном 0,5…0,9.

Увеличение прочности раствора с добавкой полимера объясняется механизмом его твердения, который заключается в удалении свободной влаги из материала и образованием жесткой пленки внутри последнего.

Как известно, прочность цементнополимерной композиции увеличивается в течение времени по мере испарения свободной влаги и

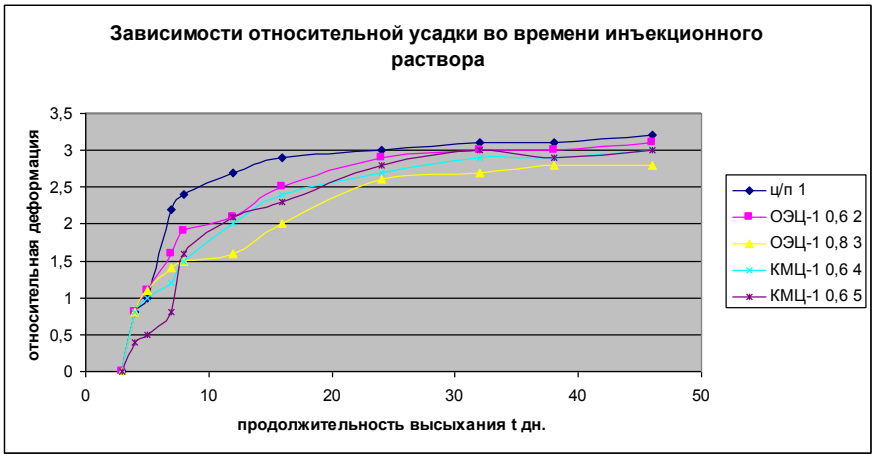


Рисунок 4. График зависимостей прочности сцепления

схватывания полимера.

При испытании склеенных образцов разрушение происходило в основном по кирпичу. Данный факт позволяет сделать вывод о том, что принятые составы цементнополимерных растворов обеспечат достаточную прочность сцепления раствора с материалом кладки.

Прочность на сжатие образцов, инъецируемых цементнополимерными растворами, превысила прочность образцов без усиления.

После испытаний на сжатие образцы были восстановлены методом инъекционного уплотнения и по истечении срока отвердения инъекционной композиции повторно испытаны на прежние виды нагружения. Нужно отметить, что образцы были заинъецированы вторично для определения эффекта восстановления разрушенной инъецированной кладки.

Для исследований были использованы опытные образцы кирпичных столбов, прошедших испытания и имеющих вертикальные трещины. Эти образцы были восстановлены путем инъекции в них цементнополимерных составов КМЦ и ОЭЦ.

Результаты испытаний образцов показывают, что при применении цементнополимерных составов для инъецирования каменной кладки несущая способность кладки не только восстанавливается полностью, но и увеличивается на 15-20%. Образцы, подвергнутые повторному инъецированию, также полностью восстановили прочность и повысили ее, но эффект увеличения прочности оказался несколько ниже. Наилучшие результаты повышения прочности кладки в целом показали образцы, инъецируемые ОЭЦ российского производства. Характер трещинообразования на образцах был идентичен результатам первичных испытаний, но отмечена повышенная хрупкость и малая деформативность восстановленных конструкций.

Инъецирование водорастворимых полимеров и эмульсий в конструкцию рекомендуется производить в утренние часы, когда конструкция имеет более низкую температуру, а трещины имеют наибольшее раскрытие. Минимальная температура стен для инъекции раствора +5°С.

Рекомендуется производить инъецирование в конструкцию, не снимая с нее нагрузки, т.е. не разгружая ее. В противном случае происходит частичное закрытие трещин, и качество инъекции резко снижается.

Исследования показывают, что инъекция водорастворимых полимеров и эмульсий значительно улучшает технологические и конструктивные характеристики усиливаемых железобетонных конструкций, повышают эффективность их работы.

Применяя этот метод, мы получаем сокращение затрат по сравнению с применением традиционных методов усиления за счет экономии стали и некоторых других материалов. Экономический эффект обеспечивается прибылью, получаемой за время проведения ремонтных работ, не требующих простоя оборудования, а также экономией на разборке поврежденных конструкций зданий и замене их на новые.

Литература

1. Рекомендации по восстановлению и усилению крупнопанельных зданий полимеррастворами. Тбилиси, 1989.
2. Гаврилов Н.Т. Прогнозирование технико-эксплуатационного состояния зданий и сооружений. М., 2002.
3. Проблемные вопросы эксплуатационного содержания объектов оборонной инфраструктуры. Научно-технический сборник. М., 2008.
4. Гроздов В.Т., Курлапов Д.В., Тюкаев В.В. Железобетонные и каменные конструкции. СПб., 2005.
5. Гроздов В.Т., Татаренко В.Н. Реконструкция зданий и сооружений, техническое обследование, испытания и усиление строительных конструкций. СПб., 2004.
6. Адамович А.Н. Цементация оснований гидросооружений. Л., 1964.
7. Бабков В.В., Чикато А.Н., Анинков Я.Ю. Напряженное состояние элементов каменной кладки. Современные проблемы строительного материаловедения // Материалы пятых академических чтений РААСН. Воронеж, 1999.
8. Строительные материалы / Под ред. Микульского В.Г. М., 2002.

**Дмитрий Валерьевич Курлапов, Военно-инженерный технический университет*

Тел. Моб. +7(921)746-96-34

Усиление железобетонных конструкций с применением полимерных композитов

К.т.н., доцент ГОУ ВИТУ Д.В. Курлапов*, инженер ГОУ ВИТУ А.С. Куваев
инженер ГОУ ВИТУ А.В. Родионов, инженер ГОУ ВИТУ Р.М. Валеев

Анализ строительного рынка в последнее время показывает, что с увеличением роста возведения новых зданий и сооружений происходит и увеличение объема ремонтных работ. В работах по восстановлению эксплуатационных характеристик нуждаются как обычные жилые дома, административные и торгово-развлекательные здания, так и уникальные сооружения, к которым относятся и памятники архитектуры. Например, в настоящее время в индустриально развитых странах инвестиции в новое строительство и ремонт уже существующих зданий и сооружений практически сравнялись [1].

Необходимость усиления железобетонных строительных конструкций возникает как в результате реконструкции и технического перевооружения объектов, так и вследствие физического износа, вызванного различными факторами, такими как коррозия материалов, нарушение условий эксплуатации, некачественное изготовление конструкций, воздействие агрессивной среды, нарушение правил технологии производства, сверхнормативное воздействие [2]. В свою очередь, все эти факторы приводят к уменьшению несущей способности элементов сооружения и, как следствие, к снижению их надежности и способности обеспечивать безопасность эксплуатации строительного объекта.

Капитальный ремонт и усиление железобетонных конструкций невозможно проводить без тщательной диагностики существующего сооружения или его отдельных узлов, выполнения предварительного и детального обследования [1, 2]. Выполнение диагностики и технического обследования необходимо для определения реальных геометрических параметров конструкции, фактических свойств ее материалов и их распределения по сечению. Диагностика железобетонных конструкций позволяет не только выявить степень ее износа, но и определить причины этого явления. Все это возможно выполнить с помощью современных приборов для диагностики и неразрушающего контроля строительных материалов и конструкций.

На современном этапе развития науки и техники ведущей концепцией повышения надежности строительных конструкций является системный подход. Он охватывает весь жизненный цикл любого инженерного сооружения: проектирование, строительство, эксплуатация, включая мониторинг его текущего состояния, проведение диагностических исследований перед усилением, выполнение проектных работ по ремонту, собственно технологические операции по ремонту и усилению с последующим контролем качества выполненных работ [2].

Таким образом, возрастающая потребность в ремонтных работах (зачастую связанных с восстановлением первоначальной несущей способности конструкций или их усилением), увеличение трудоемкости и стоимости таких работ приводят к необходимости разработки новых технологий ремонта и применения современных материалов.

Многие годы основными способами усиления железобетонных конструкций являлись увеличение их сечения за счет присоединения к ним дополнительных элементов, разгрузка конструкций, постановка дублирующих элементов, изменение расчетных и геометрических схем конструкций, введение затяжек, шпренгелей, использование предварительно напряженных наружных прядей, применение методов инъецирования, торкретирования, тампонажа и другие. Несмотря на все существенные достоинства, традиционные способы не лишены недостатков. К ним можно отнести большой собственный вес конструкций усиления, значительную трудоемкость, технологическую сложность монтажа усиливающих элементов, необходимость применения дополнительного громоздкого оборудования, практическую невозможность в ряде случаев усиления непрямых поверхностей, высокие требования по безопасности производства работ, большую продолжительность выполнения работ по усилению, которая приводит к остановке эксплуатации объекта на длительный срок и финансовым потерям.

Вместе с тем, в течение многих десятилетий в аэрокосмической и авиационной промышленности применялись композиционные материалы, армированные углеродным, арамидным, полиэфирным и стекловолокнами. Их несомненными достоинствами являются высокие прочность на растяжение и модуль упругости, малый вес, технологичность, невосприимчивость к агрессивным внешним факторам, способность повторять практически любые формы конструкции, выносливость и другие факторы. Особыми преимуществами композиционных материалов, по сравнению с традиционными способами, являются также легкость транспортировки и изготовления усиливающих элементов необходимых размеров на месте выполнения работ, возможность усиления поверхностей с различной кривизной, непрерывность эксплуатации сооружения во время проведения работ по усилению.

Композиты для внешнего армирования дорогостоящие, но в ряде случаев они просто не имеют альтернативы – по показателям прочности и сопротивления усталости. Например, углеволокно по этим характеристикам в два раза превосходит сталь. Усиление рядовых конструкций с применением технологии внешнего армирования должно быть обосновано экономически.

Фиброармированный пластик **–** высокопрочный, линейно упругий материал – как основа для внешнего армирования железобетонных конструкций является альтернативным вариантом стальным элементам усиления. Для ремонта железобетонных конструкций обычно применяются элементы в виде лент и холстов. Однако в последние годы помимо холстов и полос из композиционных материалов изготавливают также гладкую и рифленую арматуру, проволоку, канаты, пряди, каркасы и оболочки. Эти виды композиционных материалов в основном используют при новом строительстве.

Физико-механические свойства композиционных материалов определяются типом и количеством применяемых волокон; их ориентацией и распределением в поперечном сечении ленты, а также объемным соотношением волокон и отверждающего полимера в композите. Механические характеристики, применяемых в строительстве волокон композиционных материалов приведены в табл. 1 [3].

Таблица 1. Физико-механические свойства некоторых типов волокон

Тип фибры	Прочность на растяжение, МПа	Модуль упругости, ГПа	Деформация удлинения, %	Плотность, т/м^3
Углерод высокопрочный	3400 – 3900	200 – 250	1,5 – 2,5	1,75 – 1,95
Углерод высокомодульный	2900 – 4000	300 – 700	0,45 – 1,2	1,75 – 1,95
Арамид высокопрочный	3500	75	4,6	1,4
Арамид высокомодульный	2900	110	1,5 – 2,4	1,4
Стекло (тип А) щелочестойкое	21 – 74	3000 – 3500	2,0 – 4,3	2700
Стекло (тип С) высокопрочное	75 – 88	4300 – 4900	4,2 – 5,4	2500
Стекло (тип Е) универсальное	21 – 74	3400 – 3700	3,3 – 4,8	2600

Коэффициент линейного температурного расширения (к.л.т.р.) композиционных материалов также зависит от типа волокна, смолы и объемного содержания фибры. К.л.т.р. для армирующих композиционных материалов в продольном и поперечном направлениях представлены в табл. 2 [3].

Таблица 2. Коэффициенты температурного расширения армирующих композиционных материалов

Направление / Армирующий материал	Стекловолокно, к.л.т.р., 10^{-6}/°С	Углеродное волокно, к.л.т.р., 10^{-6}/°С	Арамидное волокно, к.л.т.р., 10^{-6}/°С
Продольное, α_L	6–10	от -1 до 0	от -6 до -2
Поперечное, α_T	19–23	22–50	60 – 80

Все приведенные в таблице типы фибры имеют линейную диаграмму «напряжение-деформация» вплоть до разрушения без какой-либо пластической зоны (рис.1).

Наибольшее распространение в строительстве на сегодняшний день получили стеклопластики, как наиболее дешевые композиционные материалы. Главный недостаток стеклянных волокон – сравнительно большая плотность и низкий модуль упругости.

Близкие по природе стеклянным базальтовые волокна, сырьем для которых является очень дешевый природный минерал, имеют похожие, но, к сожалению,

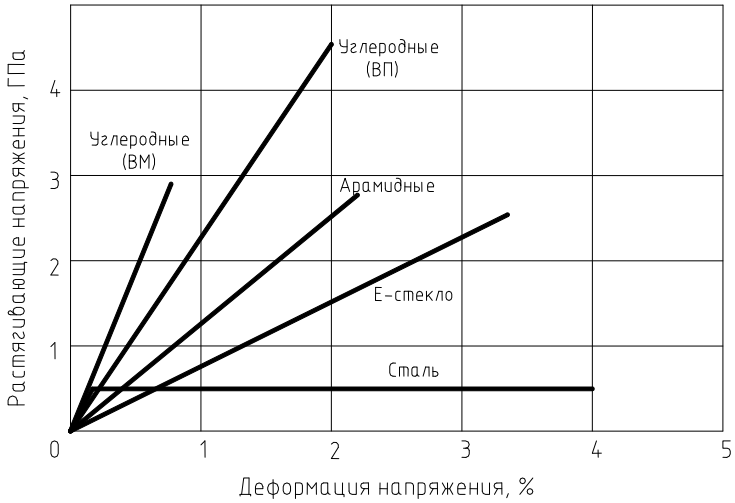


Рисунок 1. Диаграмма растяжения σ-ε

часто нестабильные свойства.

Следующий тип армирующих волокон – углеродные – был создан для преодоления таких недостатков стеклянных волокон, как низкий модуль упругости и большая плотность. В качестве сырья для получения углеродных волокон обычно используют полимерные полиакрилонитрильные или вискозные волокна. Специальная многостадийная термическая обработка полимерных волокон при высоких температурах (2000°С и выше) приводит к карбонизации и графитизации волокна, в результате чего конечное волокно состоит только из углерода и имеет различную структуру и свойства в зависимости от режима термообработки и структуры исходного сырья.

Углеродные волокна непрерывно совершенствуются, повышается их прочность и жесткость, увеличивается ассортимент. Один из перспективных путей снижения цены таких волокон – использование нефтяных и других пеков (тяжелых полиароматических соединений) в качестве исходного сырья. Углеродные волокна и композиты из них имеют глубокий черный цвет и хорошо проводят электричество, что определяет и ограничивает области их применения.

При усилении сжатых элементов традиционными способами специалисты сталкиваются с проблемой включения в работу стальных обойм, монтируемых на конструкцию. Для обеспечения совместной работы стальной обоймы и усиливаемого столба, как правило, пытаются создать в обойме начальные усилия путем нагрева хомутов и применения расширяющихся растворов. Технически это осуществимо, но достаточно трудоемко. Обоймы из углеродного волокна (углеродного холста) являются эффективной альтернативой стальным обоймам, поскольку их включение в работу усиливаемого элемента обеспечивается просто во время монтажа холста на усиливаемый элемент через клеевой слой.

Применение элементов внешнего армирования из углеродного волокна позволяет в широких пределах регулировать усилия в каменной конструкции, минимально нарушая её целостность. Это в полной мере касается конструкций реконструируемых и реставрируемых зданий.

Отдельный вопрос – это усиление каменных стен, поврежденных в результате просадок фундаментов или имеющих отверстия в виде технологических, дверных, оконных проемов. Традиционным решением при усилении подобных конструкций является установка стальных скоб и стальных профилей через анкерное крепление на стене в отдельных точках с последующей зачеканкой расширяющимися растворами. Применение элементов внешнего армирования из углеродного волокна для усиления перечисленных конструкций позволяет избежать установки точечных анкеров, вовлечь больший объем материала в работу отдельного элемента, реализовать имеющиеся резервы конструкции, при этом бережно отнестись к неповрежденным участкам.

Перспективной областью применения элементов внешнего армирования из углеродного волокна являются предварительно напряженные элементы. Предварительное напряжение элементов внешнего армирования значительно повышает его эффективность и сферы его применения.

Натяжение производится гидродомкратами с использованием специальных захватов и анкерных устройств. При натяжении элементов внешнего армирования из углеродного волокна с его последующим закреплением на конструкции достигается не только повышение несущей способности, но также повышение жесткости и трещиностойкости усиливаемого элемента.

Литература

1. Шилин А.А., Пшеничный В.А., Картузов Д.В. Внешнее армирование железобетонных конструкций композиционными материалами. М., 2007.
2. Гроздов В.Т., Татаренко В.Н. Реконструкция зданий и сооружений, техническое обследование, испытание и усиление строительных конструкций. СПб., 2004.
3. Чернявский В.Л., Хаютин Ю.Г., Аксельрод Е.З., Клевцов В.А., Фаткуллин Н.В. Руководство по усилению железобетонных конструкций композитными материалами. М., 2006.
4. Берлин А.А. Современные полимерные композиционные материалы (ПКМ) // Соросовский образовательный журнал. №1, 1995. С. 57-65.

**Дмитрий Валерьевич Курлапов, Военный инженерно-технический университет*

Тел. моб.: +7(921)746-96-34

Расчет усиления железобетонных плит углеродными композиционными материалами

Магистр ГОУ СПбГПУ А.А. Дьячкова, профессор ГОУ СПбГПУ В.Д. Кузнецов*

В последние годы проблеме обеспечения надежности строительных конструкций на всех стадиях их возведения и эксплуатации, особенно в случае их ремонта и усиления, уделяют значительное внимание как российские, так и зарубежные исследователи. Это связано с растущей необходимостью обеспечить надежную эксплуатацию уникальных, дорогих, исторически значимых конструкций, демонтаж и замена которых значительно дороже ремонта или невозможна вообще. Повреждения железобетонных конструкций, как правило, связаны с коррозией, перегрузкой отдельных элементов и неправильной эксплуатацией, ошибками проектирования и производства работ.

Усиление строительных конструкций композитными материалами является на сегодняшний день самым «бережным» методом восстановления и повышения эксплуатационных характеристик строительных конструкций. Вместе с тем в отечественной научно-технической литературе до настоящего времени отмечается лишь незначительное количество обобщающих публикаций по этому типу усиления.

Исторически применение технологии внешнего армирования в нашей стране связано с железобетонными конструкциями мостов. Впервые в России элементами из углеволокна были усилены практически одновременно эстакада, входящая в состав третьего транспортного кольца Москвы (фирмой «Триада-Холдинг»), и железнодорожный мост в г. Домодедово Московской области (фирмой «Практик») [1].

Важным качеством композиционных материалов, имеющим существенное значение при выборе системы усиления железобетонной конструкции, является их упругое деформирование, вплоть до разрушения: они не обладают пластическими свойствами, и их разрушение носит хрупкий характер. В силу этого при проектировании усиления железобетонных элементов композиционными материалами необходимо накладывать ограничения на величину упругих деформаций бетона и стали, работающих совместно с композиционным материалом. Также необходимо иметь в виду, что упругий характер деформирования композиционного материала не способствует перераспределению напряжений в усиливаемой конструкции [2].

Применение композиционных материалов имеет ряд преимуществ по сравнению с традиционными методами усиления:

- высокая прочность на растяжение;
- коррозионная стойкость;
- простота применения;
- высокая усталостная прочность;
- отсутствие размерных ограничений.

Выбор типа композиционного материала для усиления определяется условиями эксплуатации и назначением усиливаемой конструкции. Для усиления железобетонных конструкций применяются элементы в виде лент и холстов. Механические характеристики элементов внешнего армирования варьируются в следующих пределах: модуль упругости 70000-640000 МПа, прочность на растяжение 1700-4800 МПа [1].

При усилении железобетонных конструкций с применением лент необходимо решить проблему анкеровки ленты на конструкции, что приводит к необходимости устройства закладных деталей — стальных или из углехолста.

Наиболее распространенное решение при усилении железобетонных конструкций с применением углеволокна — расположение элемента внешнего армирования со стороны наиболее растянутого волокна в пролетной зоне изгибаемых конструкций, хотя имеется успешный опыт усиления сжатой зоны. В зоне действия пролетных моментов могут устанавливаться как ленты, так и холсты. В последнее время имеет место тенденция широкого распространения холстов. Это связано с их более высокими механическими характеристиками, простотой монтажа и надежностью анкеровки.

Важной областью применения элементов внешнего армирования является усиление приопорных участков в зоне действия поперечных сил. В этих зонах, как правило, располагают углехолсты вдоль линии главных растягивающих напряжений. Их можно наклеивать в несколько слоев и формировать любые сечения, необходимые по расчету.

Применение элементов внешнего армирования для усиления сжатых, внецентренно сжатых железобетонных элементов типа колонн, пилонов, простенков производится двумя способами. Во-первых, для усиления «коротких» элементов (с соотношением высоты к габариту поперечного сечения не более 10) эффективно устройство бандажей из углехолста, создающих «эффект обоймы» по типу косвенного

армирования. Во-вторых, установка углехолста вдоль сжатого элемента является дополнительной рабочей арматурой.

В данной работе предложен метод расчета усиления железобетонных плит углеродными композиционными материалами на основе конечно-элементной модели в ПК SCAD Office с применением идеи преднапряжения конструкции, реализуемой через режим «Монтаж».

В некоторых случаях для изгибаемых железобетонных конструкций возможно использование предварительно напряженных композиционных материалов. Применение предварительно напряженных полос композиционного материала имеет ряд преимуществ в сравнении с ненапрягаемыми: увеличивается момент сопротивления усиливаемой конструкции, замедляется процесс трещинообразования, требуется меньшая площадь сечения материала усиления, увеличивается допустимая нагрузка на железобетонную конструкцию. Но к значительным недостаткам можно отнести: увеличение стоимости и трудоемкости из-за усложнения технологии работ, применение дополнительного оборудования и увеличение продолжительности работ.

Введение идеи преднапряжения за счет включающихся в совместную работу с усиливаемой конструкцией разгружающих элементов сопровождается изменением первоначальной расчетной схемы конструкции (т.е. повышением степени внешней статической неопределимости или изменением места передачи нагрузки) и/или ее напряженного состояния.

При этом различают разгружающие элементы жесткие, или неподатливые, и гибкие, имеющие упругую податливость. К первым относятся элементы усиления, жесткость которых мало отличается от жесткости усиливаемой конструкции, ко вторым — элементы, жесткость которых значительно меньше жесткости усиливаемой конструкции.

Жесткие разгружающие элементы применяются в тех случаях, когда необходимо значительное увеличение нагрузки после усиления конструкции и когда не представляется возможным осуществить их достаточное предварительное напряжение. Гибкие элементы используются для усиления конструкций, на которые действует в основном постоянная нагрузка, и когда усиление выполняется при полном или почти полном загружении конструкции.

Режим «Монтаж» предназначен для моделирования поведения конструкции (определения ее напряженно-деформированного состояния) в процессе возведения. Процесс возведения сооружения и, соответственно, расчет разбивается на несколько этапов (стадий монтажа). Расчет каждого следующего этапа выполняется с учетом напряженно-деформированного состояния конструкции, определенного по результатам расчета предыдущих этапов. При переходе от одной стадии к другой в программе предусмотрена возможность включения и исключения из модели элементов конструкции, учет различного типа статических и динамических нагрузок, изменение модуля упругости материала, условий опирания и примыкания. По результатам расчета могут быть получены расчетные сочетания усилий, комбинации загружений, выполнен подбор арматуры в элементах железобетонных конструкций.

Основные расчетные положения:

- при проектировании усиления железобетонных конструкций тканью использовался метод расчета по предельным состояниям;
- система усиления спроектирована на восприятие растягивающих усилий с учетом совместной деформации внешней арматуры и бетона конструкции;
- в предельном состоянии изгибаемого элемента усилия в сжатой зоне воспринимаются бетоном и сжатой стержневой арматурой, а в растянутой – стержневой арматурой и внешней композитной арматурой;
- учитывается, что несущая способность конструкции достаточна для восприятия постоянной и ограниченной временной нагрузки в случае повреждения системы усиления по каким-либо причинам.

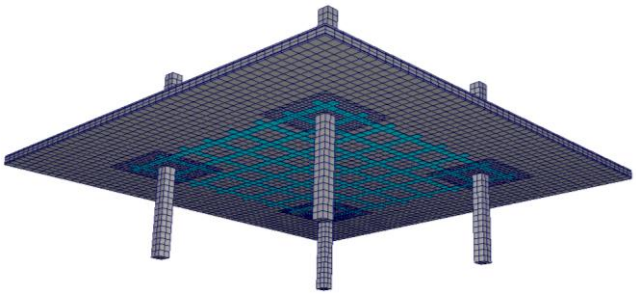


Рисунок 1. Общий вид расчетной схемы в ПК SCAD Office

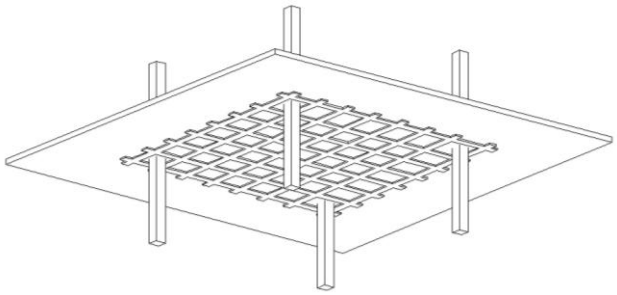


Рисунок 2. Схема усиления пролета плиты углепластиком SikaWrap 530(C)

В качестве объекта исследования выбран фрагмент каркасной конструктивной схемы здания в пределах одного пролета в двух направлениях (рис. 1, 2): безбалочная монолитная железобетонная плита перекрытия толщиной 300 мм, монолитные железобетонные колонны сечением 400х400 мм, шаг колонн 7,5 на 7,5 м. Принятый пролет 7,5 м обусловлен более наглядными результатами исследования: большими деформациями вследствие увеличения нагрузки, очевидным вовлечением в работу элементов системы усиления, получением характерных зависимостей напряженно-деформированного состояния.

Принципиальная схема усиления плиты такова: наклейка на нижнюю поверхность накладок композитной арматуры (углепластика) с направлением волокон вдоль оси конструкции и поверх них поперечных накладок с направлением волокон перпендикулярно продольным накладкам. Включение в работу внешнего армирования из углепластика в эксплуатационном состоянии происходит за счет применения системы предварительного напряжения. Эта система позволяет прогнуть плиту вверх (напрячь), затем приклеить внешнюю арматуру, которая впоследствии воспримет на себя растягивающие усилие и обеспечит несущую способность усиливаемой плиты. Каждый этап усиления конструкции моделируется в режиме «Монтаж».

Система усиления из композитных материалов представляет собой ткани из углеродных волокон Sika Wrap530C(VP) (толщина – 0,293мм, ширина – 300мм, вес – 530 г/м^2; модуль упругости – 231000 Н/мм^2; прочность на растяжение – 3800 Н/мм^2; деформация при разрыве – 1,64%; плотность – 1,8г/см^3) и эпоксидный клей Sikadur-330 (прочность на сжатие – 65 Н/мм^2; прочность на срез – 6 Н/мм^2; адгезия к бетону 4 Н/мм^2; деформация при разрыве – 1,64%; модуль Юнга – 3800 Н/мм^2) [3, 4].

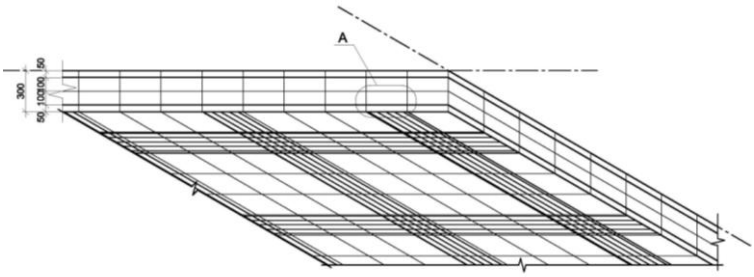


Рисунок 3. Фрагмент плиты с углепластиком: схема в МКЭ

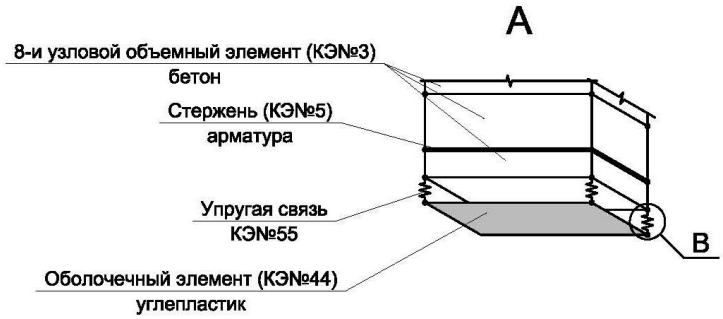


Рисунок 4. Фрагмент конечно-элементной расчетной схемы

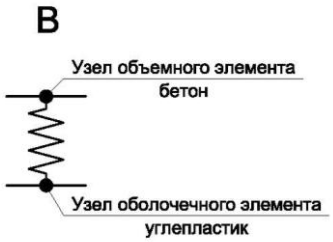


Рисунок 5. Упругая связь в МКЭ, моделирующая сцепление между бетоном и углепластиком

С учетом свойств отдельных компонентов усиления пролетной части плиты в программе задаются свойства не отдельно ткани и клея, а свойства ткани, пропитанной клеем, при толщине слоя 1 мм согласно данным производителя: модуль упругости – 63000 Н/мм^2. Сетка из углепластиковых пластин была принята с шагом 1200 мм в двух направлениях, т.к. примером послужила плита, работающая в двух направлениях.

В свою очередь, модуль упругости бетона был снижен в 3,5 раза в соответствии с рекомендациями СП 52-101-2003 (учет ползучести бетона при длительном действии нагрузки) и составил для бетона класса В25 8571 МПа [5].

Набор конечных элементов, моделирующих расчетную схему в SCAD Office (рис. 3-5):

- объемный конечный элемент – 3-й тип КЭ – несущие железобетонные колонны и перекрытие;
- оболочечный конечный элемент – 44-й тип КЭ – внешние холсты из углепластика;
- специальный конечный элемент – 55-й тип КЭ, моделирующий упругую связь между узлами и учитывающий податливость материала между смежными узлами;
- пространственный стержень – 5-й тип КЭ, моделирующий арматурные стержни.

Были рассчитаны две модели: железобетонной плиты без усиления и с системой усиления из композиционных материалов. В результате было получено уменьшение вертикальных деформаций и растягивающих напряжений в бетоне во второй модели до уровня, соответствующего требованиям нормативных документов. Уже на последнем этапе «Монтажа», когда в работу схемы включился углепластик и

нагрузка была приложена только лишь от собственного веса конструкции, значение вертикальных деформаций уменьшилось примерно на 1,1%, а растягивающих напряжений – на 1,5% по сравнению с начальным напряженно-деформируемым состоянием плиты до монтажа системы усиления из углепластика (рис. 6, 7).

Разрабатываемый расчетный метод усиливаемых железобетонных конструкций (плит) позволяет получать более точную картину напряженно-деформированного состояния конструкции до усиления и после усиления, в отличие от традиционного ручного расчета. По результатам расчета возможен подбор более адекватной схемы усиления – за счет изменения геометрии или жесткостных характеристик углепластика.

Показано, что применение методики расчета позволяет повысить качество проектирования усиления железобетонных плит, сократить затраты на проведение опытно-конструкторских работ и натурных испытаний.

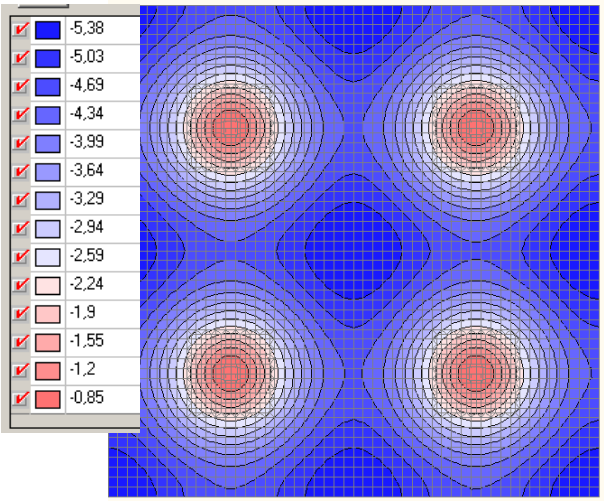


Рисунок 6. Вертикальные деформации от собственного веса плиты без системы усиления

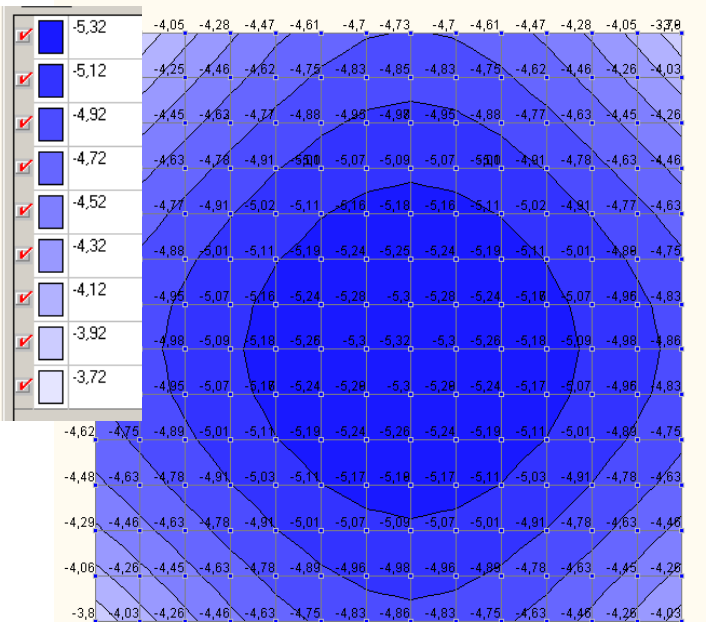


Рисунок 7. Вертикальные деформации от собственного веса плиты с системой усиления из углепластика (фрагмент центральной пролетной части)

Литература

1. Строительная компания «Практик» // http://www.usilenie.ru.
2. Шилин А.А., Пшеничный В.А., Картузов Д.В. Внешнее армирование железобетонных конструкций композиционными материалами. М., 2007.
3. Технологическая карта ID №02 04 01 02 001 0 000xxx SikaWrap®-530C (VP) // www.sika.ru.
4. Технологическое описание материала ID №02 04 01 04 001 0 000004 Sikadur-330 // www.sika.ru.
5. СП 52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры».

**Антонина Алексеевна Дьячкова, Санкт-Петербургский государственный политехнический университет*

Тел. моб.: +7(911)287-48-39

Эл. почта: antonina2004@list.ru

Усиление строительных конструкций с использованием постнапряженного железобетона

Магистр ГОУ СПГПУ Е.В. Кишиневская*;
д.т.н., профессор ГОУ СПГПУ Н.И. Ватин;
профессор ГОУ СПГПУ В.Д. Кузнецов

Основные конструкции современных зданий и сооружений выполняются из бетона, железобетона или кирпича. Преждевременное их разрушение, потеря герметичности, несущей способности и других эксплуатационных качеств приводят к нежелательным последствиям, а часто несут угрозу целостности сооружения и даже жизни людей. Поэтому своевременное проведение работ по усилению и ремонту строительных конструкций имеет весьма важное практическое значение.

К настоящему времени в отечественной и зарубежной практике накоплено множество различных способов и конструктивных приемов усиления. При разработке проектных решений можно использовать как традиционные способы усиления, так и современные, в основе которых применяется технология приклеивания высокопрочных углеродных волокон к несущим строительным конструкциям или усиление с использованием предварительно напряженной арматуры.

Системы предварительного напряжения в основном применяются в монолитном строительстве при возведении объектов гражданского, промышленного, транспортного и специального назначения. При использовании монолитного железобетона часто сталкиваются с проблемой низкой трещиностойкости бетона при его растяжении. Чтобы скомпенсировать возникающее в процессе эксплуатации растяжение, необходимо создать в железобетоне усилие сжатия, при этом знак напряжения в бетоне будет противоположен знаку напряжения от эксплуатационной нагрузки. Требуемое напряжение обеспечивается передачей усилия натяжения арматурных элементов. Растянутый почти до разрыва арматурный элемент железобетонной конструкции будет стремиться вернуться в первоначальное состояние, т.е. сжаться, тем самым создавая усилие обжатия бетона в растянутой зоне.

Создание напряженного состояния в конструкции на этапе изготовления, когда знак напряжения в материале противоположен знаку напряжений от эксплуатационной нагрузки, без сомнения, относится к числу великих изобретений в области инженерии XX века. Ученые, имеющие прямое отношение к разработке этой концепции в нынешнем её понимании, это Эжен Фрейссине (Франция) и Виктор Васильевич Михайлов (Россия). Для развития преднапряженного железобетона многое сделали Мерш, Леонгард, Финстервальдер, Витфохт (Германия), Эванс (Великобритания), Моранди, Леви (Италия), Гийон, Лакруа, Вирложе (Франция), Гервик, Лин (США), Вальтер (Швейцария), Торроха (Испания), Борджес (Португалия) и многие другие. Большую роль в разработке технологии сыграли и отечественные ученые.

Существуют две основные технологии строительства, основанные на натяжении стальных канатов, что придает дополнительную прочность постройкам - это постнапряжение и преднапряжение.

Отличие технологии постнапряжения от преднапряжения, осуществляемого в условиях завода ЖБИ, заключается в том, что напрягаемая арматура натягивается после бетонирования и набора бетоном достаточной передаточной прочности. Для того чтобы обеспечить натяжение арматуры после твердения бетона, арматура должна иметь возможность свободного перемещения в бетоне. Для этого она помещается в пластиковую (для системы без сцепления) или металлическую (для системы со сцеплением) трубку. Передача усилий на бетон осуществляется при помощи устанавливаемых на концы напрягаемых элементов анкерных устройств.

При натяжении на бетон применяются высокопрочная проволока в виде пучков и арматурные канаты [1]. Основным элементом системы является арматурный семипроволочный канат диаметром от 12 до 15,7 мм. Канат в заводских условиях заключается в пластиковую оболочку с прослойкой смазочного состава.

Канатная арматура поставляется, как правило, в бухтах весом 2,5-3 т. Такой канат в оболочке получил в нашей стране и за рубежом наименование «моностренд». В процессе арматурных работ канат размещается в арматурных каркасах и фиксируется по торцам конструкции при помощи анкерных устройств.

Система преднапряжения без сцепления канатной арматуры с бетоном получила широкое распространение в гражданском строительстве, так как имеет небольшие габариты и может быть использована в конструкциях небольших сечений.

В США ежегодный прирост преднапряженного железобетона с натяжением на бетон без сцепления составляет 30%, 41 предприятие сертифицировано на производство арматурных канатов для этих целей. В России в настоящее время систему натяжения на бетон применяют ряд строительных организаций, в т.ч.

«DSI-PSK», ЗАО «СТЭФС», ООО «СТС» и др. В Москве, Екатеринбурге, Воронеже и др. уже построен ряд объектов с применением этих систем для большепролетных перекрытий автостоянок, гаражей и общественных зданий, однако в нашей стране преднапряженный железобетон пока не нашел широкого применения в гражданском строительстве и строительстве автодорог, как это принято в США и других странах.

Система предварительного натяжения на бетон без сцепления для усиления плит перекрытий является новым способом усиления и еще не освоена для массового применения. Поэтому основной задачей в этом направлении является разработка практических рекомендаций по расчету и использованию данного метода усиления для последующего внедрения в проекты реконструкции несущих конструкций зданий.

Системы предварительного напряжения могут применяться в качестве внешнего армирования при усилении существующих конструкций зданий и сооружений. Наибольшее распространение в зарубежных странах получили шпренгельные системы на основе канатной арматуры повышенной коррозионной стойкости [2]. Железобетонные конструкции (плиты) могут быть эффективно усилены путем размещения в надколонных зонах внешних пучков канатной арматуры, закрываемых впоследствии цементно-песчаной стяжкой.

Применение системы предварительного натяжения на бетон без сцепления для усиления плит перекрытий является новым способом усиления и еще не освоено для массового применения. Поэтому основной задачей в этом направлении является разработка практических рекомендаций по расчету и использованию данного метода усиления для последующего внедрения в проекты реконструкции несущих конструкций зданий.

Метод предварительного напряжения заключается в том, что на стадии изготовления в конструкции создается напряженное состояние. Требуемое напряжение создается за счет передачи усилия натяжения арматурных элементов при помощи анкерных устройств, состоящих из анкерной плиты и зажима.

При обеспечении совместной работы дополнительной арматуры с усиливаемой конструкцией только закреплением по концам с помощью анкерных устройств, без сцепления ее в пролете с бетоном конструкции, дополнительная арматура размещается снаружи конструкции и играет роль затяжки.

В зависимости от места закрепления концов дополнительной арматуры может быть горизонтальная и шпренгельная затяжки, а также их сочетание.

Для включения дополнительной арматуры в виде затяжек в работу предусматривается ее предварительное напряжение с обязательным контролем величины натяжения.

Роль затяжки выполняют специальные канаты заводского изготовления (арматурный семипроволочный канат диаметром от 12 до 15.7 мм) в пластиковой трубке заполненной антикоррозийным составом, который способствует уменьшению сил трения при натяжении каната. Натяжение каната производят механическим способом при помощи гидравлического домкрата. Пластиковая трубка позволяет производить натяжение арматурных канатов после бетонирования и набора бетоном проектной прочности.

Предварительно напряженные арматурные элементы обычно натягиваются с одного конца. Предварительное напряжение можно регулировать (увеличивать или уменьшать) в любое время до завершения заливки арматуры путем перестановки домкрата. Это позволяет также выполнять частичное натяжение арматуры. Во время и после натяжения осуществляется контроль эффективной нагрузки натяжения.

Анализ имеющихся статей и публикаций по этой теме показывает [3, 4, 5], что результатов по исследованию методов усиления с использованием предварительно напряженной арматуры недостаточно. При этом отсутствуют расчеты данных задач при использовании ПК с применением метода конечных элементов.

Изучение предложенного в [5] метода моделирования предварительного напряжения в конструкции позволяет оценить влияние силы натяжения стренда на конструкцию. Показано, что в отсутствии нагрузки величина выпора перекрытия линейно зависит от усилия в стренде, моделируемом температурной нагрузкой. Из этой зависимости можно предположить влияние силы натяжения при усилении конструкции перекрытия.

Таким образом, научная проблема заключается в отсутствии методики моделирования системы усиления перекрытий с использованием предварительно напряженной арматуры, исследования и анализа их работы.

Рассмотрим возможность применения способа усиления с помощью предварительно напряженной арматуры в случае ослабления надопорных зон плиты перекрытия и наличия трещин. Исследуем железобетонную плиту (пролет – 7,2 м) в реконструируемом здании общественного назначения. В качестве примера взят реальный объект. Необходимость усиления была вызвана потерей несущей способности

вследствие воздействия пожара во время проведения строительно-монтажных работ (отстрел защитного слоя бетона, недопустимые деформации).

Расчет системы усиления с использованием предварительно напряженной арматуры может производиться при помощи традиционных программных средств путем приложения к расчетной схеме внешней нагрузки.

Прочность преднапряженных железобетонных конструкций не зависит от величин предварительного напряжения арматуры. Вот почему расчет на прочность любых предварительно напряженных конструкций ничем не отличается от расчета на прочность железобетонных конструкций без предварительного напряжения (расчет по I предельному состоянию). А при проверке трещиностойкости (расчет по II предельному состоянию) силы обжатия являются внешними силами наряду с внешней полезной нагрузкой [6, 7].

Система усиления спроектирована на восприятие растягивающих усилий с учетом совместной деформации внешней арматуры и бетона конструкции.

В предельном состоянии изгибаемого элемента усилия в сжатой зоне воспринимаются бетоном и сжатой стержневой арматурой, а в растянутой – стержневой арматурой и внешней композитной арматурой.

Усиление предварительно напряженными канатами скрытых капителей безбалочного перекрытия осуществляется с помощью арматурных канатов, соответствующих требованиям Евронорм prEN10138 [8], диаметром 15,7мм (условный предел упругости $\sigma_{0,1}$=1520Н/мм^2; $\sigma_{0,2}$=1570Н/мм^2; временное сопротивление $\sigma_в$=1770Н/мм^2). Стренд моделируется как стержень при следующих характеристиках каната: модуль упругости – $2{,}1\cdot10^7$ Т/м^2.

Усилие предварительного напряжения принято N=16 т. Сила натяжения стренда моделируется воздействием отрицательной температуры на стержень, равной T=-620˚С. Стренды устанавливаются сверху на перекрытии, в районе срытых капителей, для снятия части пролетного момента.

Представлена разработка расчетной модели усиления конструкций (рис. 1, 2). Расчет был произведен в ПК SCAD.

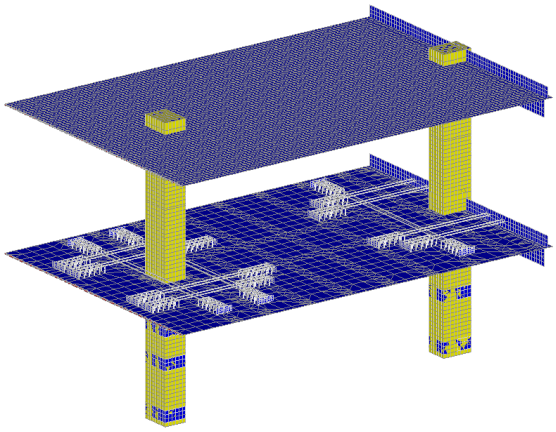


Рисунок 1. Расчетная модель усиливаемого перекрытия

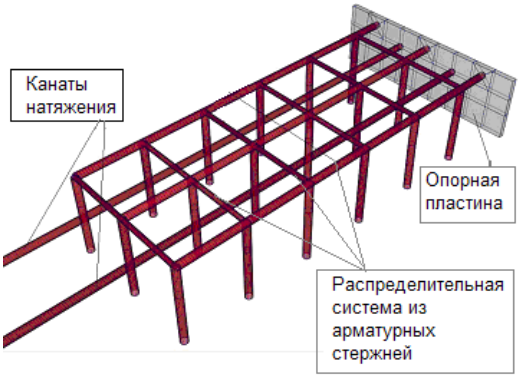


Рисунок 2. Общий вид верхнего узла усиления из расчетной схемы

Исходные расчетные данные:

- толщина монолитной железобетонной плиты перекрытия – 250мм (проектная толщина – 300мм);
- класс бетона по прочности на сжатие – В15 (класс бетона по проекту – В35);
- набор конечных элементов, моделирующих расчетную схему:
  - объемный конечный элемент – 36 тип КЭ – несущие железобетонные колонны;
  - оболочечный конечный элемент – 44 тип КЭ – железобетонная плита перекрытия;
  - пространственный стержень – 5 тип КЭ, моделирующий элементы усиления (стальные стержни);
  - специальные элементы (связи конечной жесткости) – тип 51-имитирует подвижность узлов анкера в пространстве.

В основу расчета положен метод конечных элементов с использованием в качестве основных неизвестных перемещения и поворотов узлов расчетной схемы [9]. В связи с этим идеализация конструкции выполнена в форме, приспособленной к использованию этого метода, а именно: система представлена в виде

набора тел стандартного типа (стержней, оболочек и связей конечной жесткости), называемых конечными элементами и присоединенных к узлам.

В ПК SCAD были созданы две модели.

Первая модель отражает напряженно-деформированное состояние перекрытия без нижнего защитного слоя и нижнего слоя арматуры. Вторая — напряженно-деформированное состояние перекрытия без нижнего защитного слоя и нижнего слоя арматуры при усилении перекрытия предварительным напряжением канатов.

Результаты, полученные при линейном расчете: прогиб для первой модели — 12,22 мм; для второй – 9,3 мм.

Метод усиления с помощью напрягаемых стрендов позволяет уменьшить значения прогибов, воспринимать постоянные и ограниченные временные нагрузки.

Использование предварительного напряжения позволяет не только усилить конструкцию, но и ликвидировать уже имеющиеся прогибы и трещины.

В ходе работы была разработана методика конечно-элементного моделирования и расчета системы усиления конструкции предварительно напряженными канатами. Разработана оригинальная конечно-элементная модель усиливаемого перекрытия, адекватно отражающая физическую сущность процессов работы конструкции и позволяющая получить более точные закономерности поведения конструкции в функции напряженного состояния.

Моделирование и расчет усиливаемых конструкций позволяет увидеть и оценить картину напряженно-деформированного состояния до усиления и после. Методика моделирования может быть также применена для разработки и проектирования усиления конструкций с использованием предварительно напряженной арматуры; проектными и строительными организациями для обоснования надежности и эффективности усиливаемых монолитных конструкций методом постнапряжения.

Данный способ расчета был практически внедрен при разработке проекта усиления перекрытия реконструируемого здания, поврежденного при пожаре.

Литература

1. Мадатян С.А. Новые технологии и материалы для арматурных работ в монолитном железобетоне // Технологии бетонов. – № 3,2006. С. 52-54.
2. П 1-98 к СНиП 2.03.01-84* Пособие к строительным нормам республики Беларусь «Усиление железобетонных конструкций». Минстройархитектуры Республики Беларусь, 1998
3. Черныгов Е.А. Исследование эффективности применения технологии натяжения арматуры на бетон без сцепления//Молодые ученые в транспортной науке//Научные труды ОАО ЦНИИС, М.: 2005, с. 87-95.
4. Рекомендации по проектированию усиления железобетонных конструкций зданий и сооружений реконструируемых предприятий. Надземные конструкции и сооружения. Москва Стройиздат 1992
5. И.С. Дзюба, Н.И. Ватин, В.Д. Кузнецов Монолитное большепролетное ребристое перекрытие с постнапряжением. Технология и конструкции // С-Пб.: 2008
6. Бондаренко В.М. Примеры расчета железобетонных и каменных конструкций: Учебное пособие – М: Высш. шк., 2006.
7. СП 52-102-2004 «Предварительно напряженные железобетонные конструкции».
8. EC019009 prEN 10138-3 - Prestressing steels - Part 3: Strand.
9. Карпиловский В.С., Криксунов Э.З., Маляренко А.А., Перельмутер А.В., Перельмутер М.А.. Вычислительный комплекс SCAD. М.: Издательство АСВ, 2007. – 592с.
10. СНиП 2.03.01-84* «Бетонные и железобетонные конструкции».

**Евгения Викторовна Кишиневская,*

Санкт-Петербургский государственный политехнический университет

Тел. моб. +7(904)332-97-05;

Эл. почта janeva2004@mail.ru

Стык колонны с безбалочным бескапительным перекрытием в монолитном здании

Магистр ГОУ СПбГПУ Е.О. Самохвалова*;
старший преподаватель ГОУ СПбГПУ А.Д. Иванов

В настоящее время приоритетным направлением в строительстве является возведение жилых и административных многоэтажных зданий. В нашей стране значительную долю в жилищном строительстве составляют монолитные железобетонные здания с безбалочным каркасом. Это обусловлено тем, что данное решение обеспечивает возможность строительства зданий любой конфигурации в плане, с различными объемно-планировочными решениями, а также ведёт к снижению трудозатрат, капитальных вложений и расхода стали. Возведение зданий из монолитного железобетона позволяет избежать монтажных стыков в несущих конструкциях и повысить их жесткость.

Наряду с перечисленными преимуществами зданий с безбалочным каркасом, данная конструктивная схема обладает рядом недостатков. Одним из основных вопросов при проектировании монолитных железобетонных зданий с безригельным каркасом является расчет и конструирование стыков колонн с плоскими перекрытиями. С конструктивной точки зрения данные узловые сопряжения являются «слабым местом» в каркасе здания из-за небольшой толщины перекрытий и насыщенности их продольной и поперечной арматурой.

Монолитные многоэтажные здания выполняются, как правило, в виде каркасно-стеновой нерегулярной конструктивной системы с плоскими перекрытиями, обеспечивающей высокие архитектурные и конструктивные показатели. Такие здания имеют существенные особенности с точки зрения расчёта и проектирования как конструктивной системы в целом, так и отдельных ее элементов.

Эти особенности комплексно не учитываются в существующих отечественных нормативных документах и в отечественной практике проектирования и строительства, что приводит либо к недостаточной прочности и жесткости таких конструкций, либо к излишнему расходу материалов. Также следует отметить, что действующие в настоящее время нормативные документы были разработаны несколько десятилетий назад, когда подобные конструктивные системы имели ограниченное применение в отечественной практике строительства. Недостаток теории подкрепляется очень скудными данными по натурным испытаниям и моделированию таких узлов, а также по анализу применяемых решений на практике.

Вопросам применения современных программных комплексов для решения таких задач не уделялось достаточно внимания. В нормативной документации отсутствуют методики расчёта узла стыка рассматриваемых элементов с учётом современных расчётных комплексов.

В узле сопряжения колонны с перекрытием возможно разрушение плит не от изгиба, а от продавливания в месте приложения сосредоточенной силы или опирания её на точечные опоры. Необходимость установки в узле дополнительного армирования определяется расчётом по методике СП 52-101-2003 [1]. Существуют различные способы конструирования данного узла. Одним из них является установка в узле жёсткой арматуры.

Для расчёта узла с жесткой арматурой предлагается следующая последовательность действий. Формируется расчётная оболочечно-стержневая модель трёхэтажного здания с безбалочными перекрытиями с сеткой колонн 5x7 м. Исследуемый узел уточняется при помощи объемных конечных элементов с учётом реального расположения стержневой и жесткой арматуры. На рис. 1 представлена модель исследуемого узла.

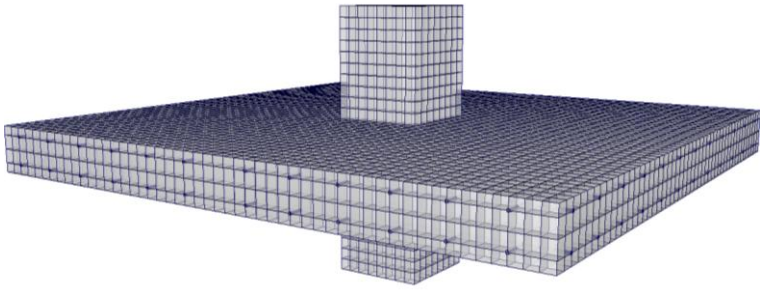


Рисунок 1. Фрагмент уточненной модели узла сопряжения колонны и плиты перекрытия

Расчётом по методике СП 52-101-2003 определяется значение усилия, воспринимаемого в узле только бетоном. Исследуемый узел без учёта жесткой арматуры проверяется на действие этого усилия, а полученные напряжения принимаются в качестве эталонных. Предполагается, что максимальные полученные значения напряжений являются допустимыми, т.е. при их возникновении разрушение узла не происходит.

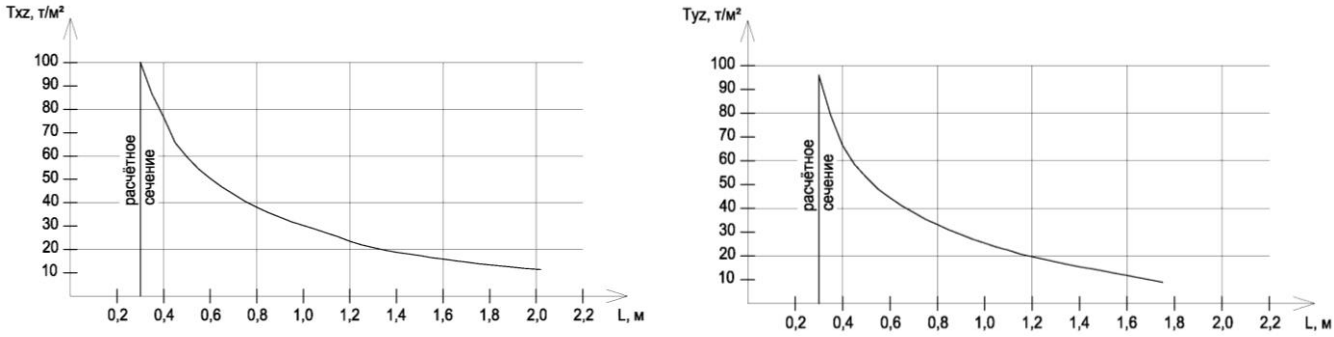


Рисунок 2. Эталонные эпюры напряжений Txz и Tyz

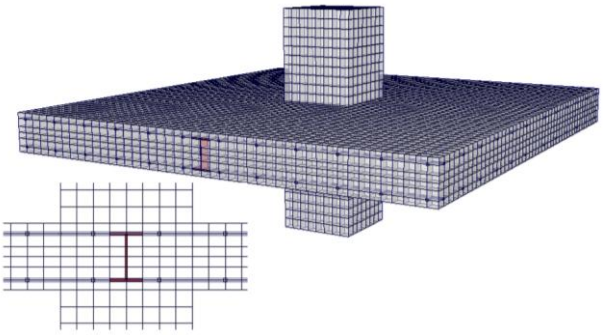


Рисунок 3. Фрагмент уточненной модели узла сопряжения колонны и плиты перекрытия с жёсткой арматуры в виде одного двутавра №14

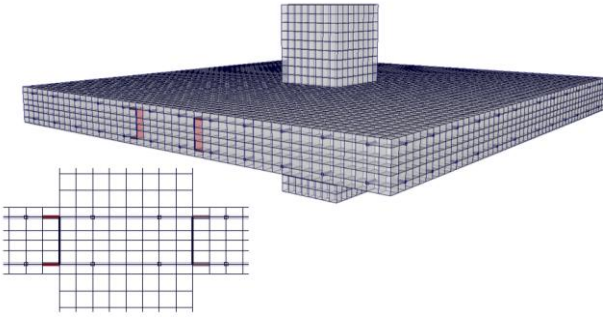


Рисунок 4. Фрагмент уточненной модели узла сопряжения колонны и плиты перекрытия с жёсткой арматуры в виде двух швеллеров №14

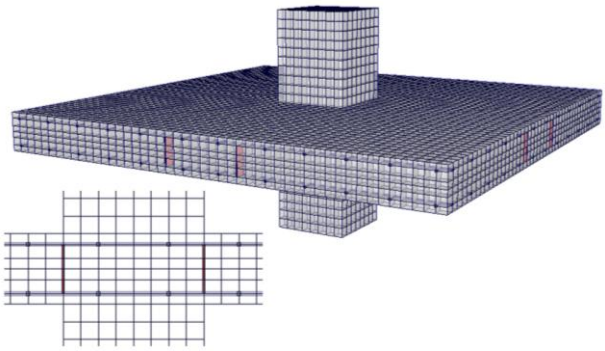


Рисунок 5. Фрагмент уточненной модели узла сопряжения колонны и плиты перекрытия с жёсткой арматуры в виде четырех пластин

К модели приложена одна постоянная нагрузка 1 т/м^2. На рис. 2 представлены эпюры допустимых напряжений для узла сопряжения колонны сечением 400х400 мм из бетона В20 с плитой толщиной 200 мм из бетона В25. Эпюры напряжений, полученные при расчётах узла с различными вариантами дополнительного армирования, будут сравниваться с этими эпюрами как с эталонными.

Рассматриваются три варианта дополнительного армирования узла с использованием жёсткой арматуры:

- введение в узел одного двутавра №14 по ГОСТ 8239-89, расположенного в направлении большего пролета (рис. 3);
- введение в узел двух швеллеров №14 по ГОСТ 8240-97, расположенных в направлении большего пролета (рис. 4);
- введение в узел четырех пластин по ГОСТ 380-81 высотой 140 мм и толщиной 5 мм, расположенных парами по двум взаимноперпендикулярным направлениям (рис. 5).

В расчётном сечении значения превышают допустимые значения на 37-38% (рис.6). Это означает, что бетон в расчётном сечении не может воспринять приходящуюся на него нагрузку и, следовательно, требуется дополнительное армирование узла сопряжения колонны и плиты перекрытия.

Полученные при расчёте напряжения сравниваются с эталонными. При введении жёсткой арматуры в виде одного двутавра в расчетном сечении значения напряжений превышают допустимые значения на 29-33% (рис.7). Это означает, что одного двутавра не достаточно для восприятия нагрузки, приходящейся в узел.

При введении жёсткой арматуры в виде двух швеллеров, в расчётном сечении значения напряжений Txz заметно снижаются и превышают допустимые значения всего на 8% (рис.8). Значения напряжений Tyz (рис.8) превышают допустимые значения на 26%. Это означает, что необходима установка дополнительного армирования в двух направлениях для восприятия нагрузки, приходящейся в узел.

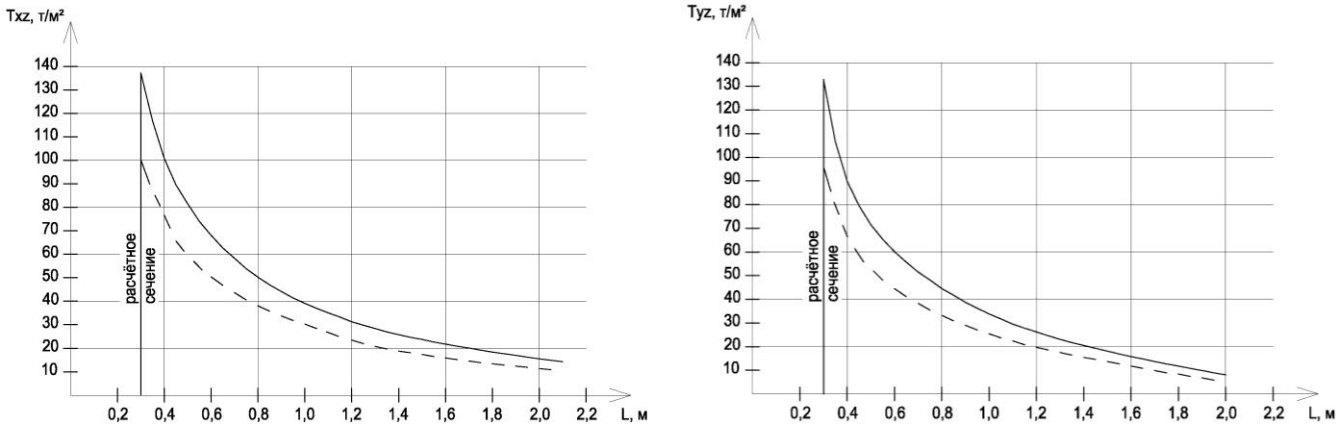


Рисунок 6. Эпюры напряжений Txz и Tyz без жёсткой арматуры
——— эпюра напряжений в бетоне без жёсткой арматуры; – – – эталонная эпюра напряжений

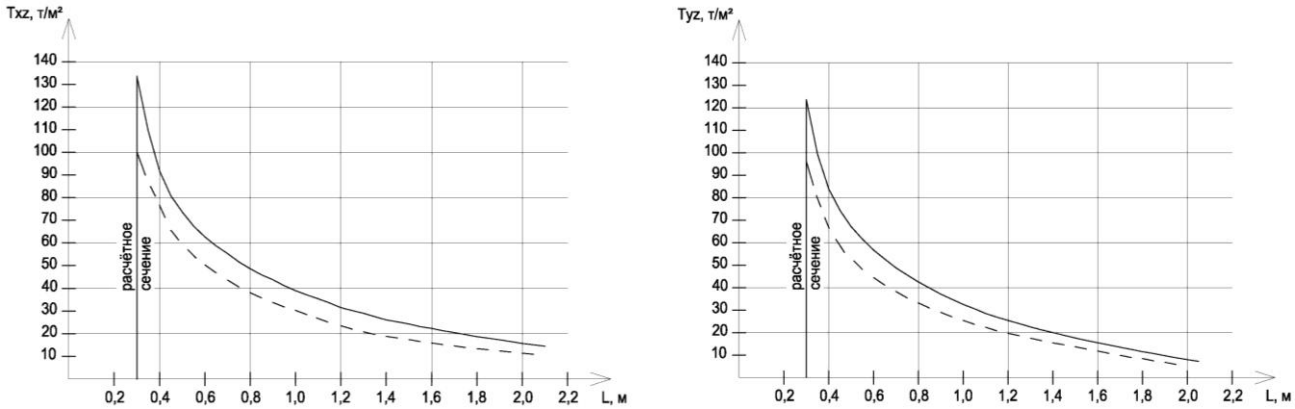


Рисунок 7. Эпюры напряжений Txz и Tyz при введении в узел одного двутавра
——— эпюра напряжений в бетоне при введении в узел одного двутавра; – – – эталонная эпюра напряжений

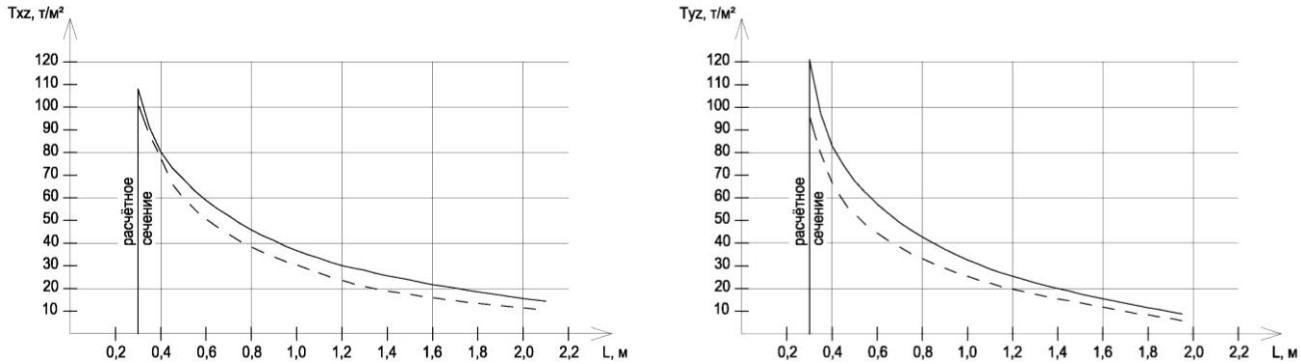


Рисунок 8. Эпюры напряжений Txz и Tyz при введении в узел двух швеллеров
——— эпюра напряжений в бетоне при введении в узел двух швеллеров; – – – эталонная эпюра напряжений

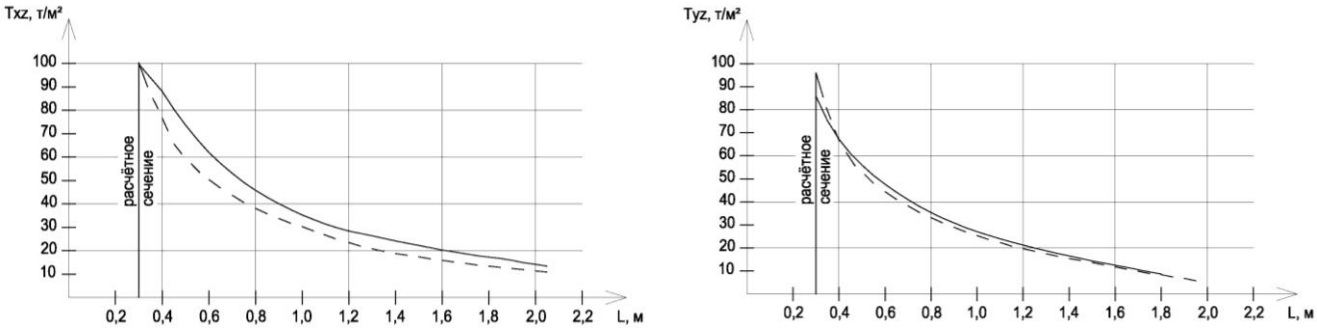


Рисунок 9. Эпюры напряжений Txz и Tyz при введении в узел четырёх пластин
——— эпюра напряжений в бетоне при введении в узел четырёх пластин; – – – эталонная эпюра напряжений

За счёт введения в узел четырёх пластин в качестве жёсткой арматуры, в расчетном сечении значения напряжений не превышают допустимых значений (рис. 9). Такого дополнительного армирования достаточно для восприятия усилий в узле от действия заданной нагрузки.

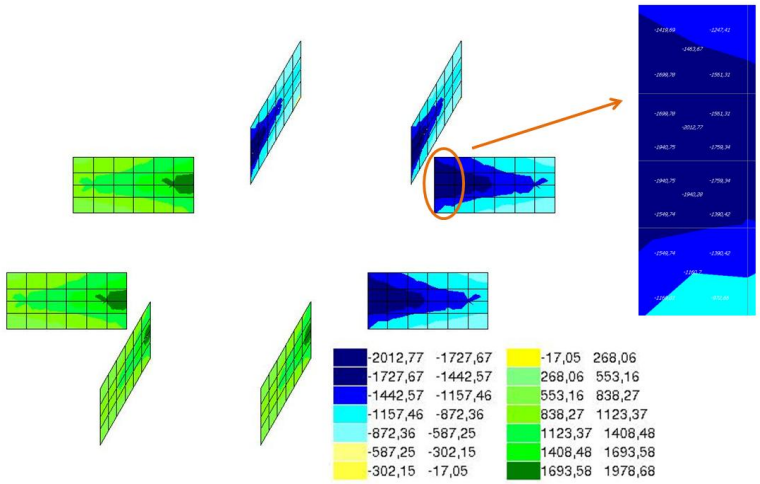


Рисунок 10. Касательные напряжения, возникающие в пластинах, в расчетном сечении, т/м^2

Для определения требуемой длины стержней жесткой арматуры вводится допущение, что колонна имеет квадратное сечение. Периметр контура расчетного сечения или зоны теоретического обрушения u' определяется по формуле:

$$u' = 4 \cdot \sqrt{2\left(\frac{L-a}{2}\right)^2} + 4 \cdot a,$$

где L – длина стержней жёсткой арматуры;
a – длина стороны колонны.

Из СП 52-101-2003 следует, что предельное усилие, воспринимаемое бетоном $F'_{b\,ult}$, зависит от u':

$$F'_{b\,ult} = R_{bt} \cdot h_0 \cdot u',$$

где R_{bt} – расчётное сопротивление бетона осевому растяжению для предельных состояний первой группы;
h_0 – приведенная рабочая высота сечения.

Исходя из этого, получена зависимость для определения теоретически минимальной длины стержней жёсткой арматуры, при которой обеспечивается исключение продавливания:

$$L = \frac{F}{2{,}83 \cdot R_{bt} \cdot h_0} - 0{,}41 \cdot a,$$

при условии, что F – нагрузка, приходящаяся в узел - равна $F'_{b\,ult}$.

Значения напряжений в пластинах (рис. 10) в расчетном сечении не превышают 10% от расчетного сопротивления металла R_y=24500 т/м^2. Однако при уменьшении толщины пластин происходит снижение жёсткости конструкции, что приводит к значительному увеличению напряжений в бетоне.

Такой вариант установки жёсткой арматуры в узле сопряжения колонны с безбалочной бескапительной плитой перекрытия обеспечивает исключение продавливания в рассматриваемой задаче.

При введении в узел жёсткой арматуры в виде четырёх пластин контур расчётного сечения, по которому возможно продавливание, имеет вид, показанный на рис. 11.

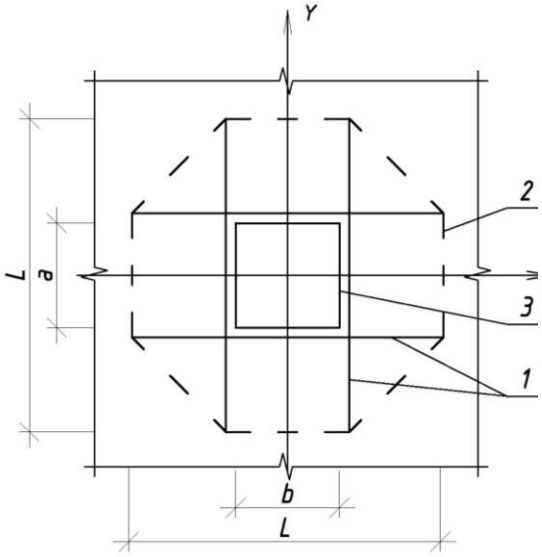


Рисунок 11. Схема для расчета железобетонных элементов с жесткой арматурой на продавливание

1 – стержни жесткой арматуры;
2 – контур расчетного поперечного сечения;
3 – контур площадки приложения нагрузки

Поскольку введение пластин заведомо большой длины не рационально с экономической точки зрения, необходимо проверить минимальную длину пластин, при которой исключается разрушение узла. Для этого проводятся расчеты в ПК SCAD. Формируются дополнительные расчётные модели с разной длиной стержней жёсткой арматуры. Первая рассмотренная модель имеет длину стержней жёсткой арматуры, равную теоретически минимальному значению L. Во всех моделях длина стержней в обоих направлениях одинакова. От модели к модели эта величина изменяется на толщину плиты h.

В местах обрыва пластин возникают концентраторы напряжений. Значения напряжений Txz на 36% превышают допустимые (рис. 12). Значения напряжений Tyz на 5% превышают допустимые. При увеличении длины стержней жёсткой арматуры на 2h значения напряжений не превышают допустимых значений (рис. 13).

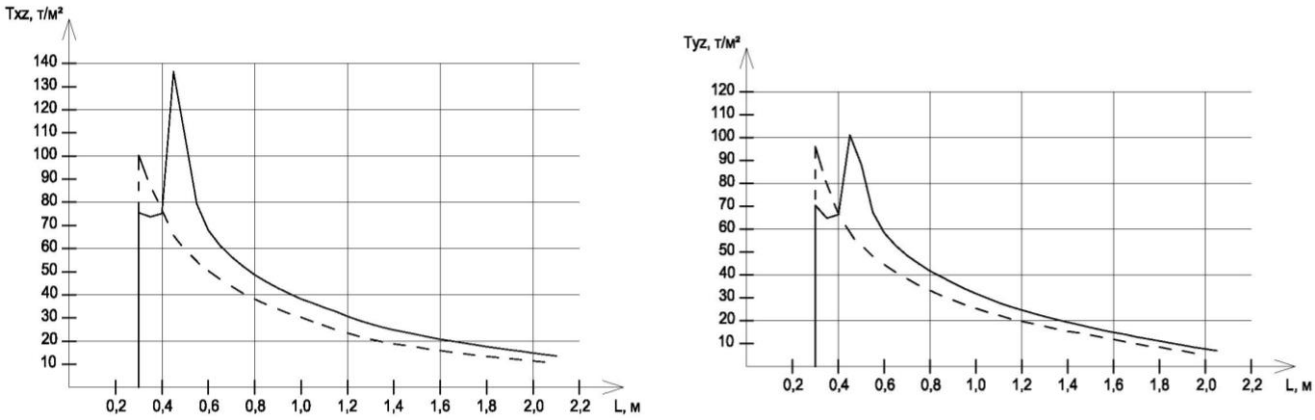


Рисунок 12. Эпюры напряжений Txz и Tyz при введении в узел четырёх пластин длиной L
—— эпюра напряжений в бетоне при введении четырёх пластин длиной L;
– – – эталонная эпюра напряжений

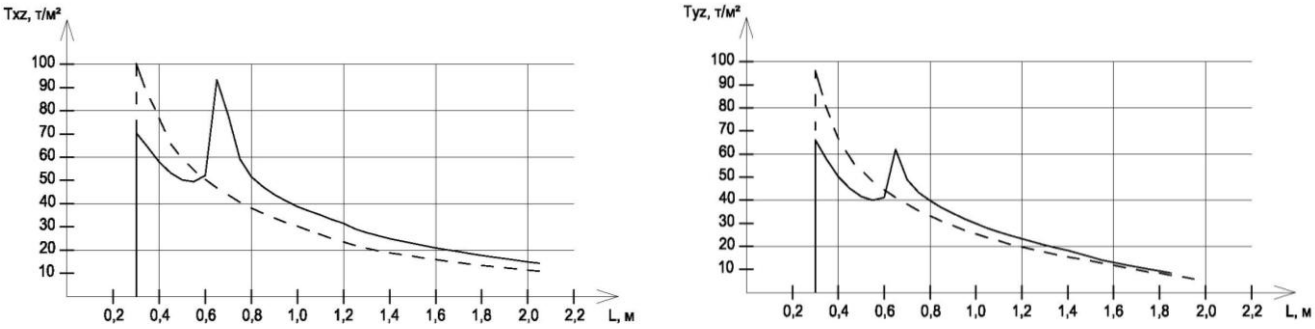


Рис.13. Эпюры напряжений Txz и Tyz при введении в узел четырёх пластин длиной L+2h
—— эпюра напряжений в бетоне при введении четырёх пластин длиной L+2h;
– – – эталонная эпюра напряжений

Пиковые значения напряжений в местах обрыва пластин (рис. 13) ниже допустимых значений на 7% (для Txz) и на 55% (для Tyz).

Для рассматриваемой задачи можно сделать следующие выводы:

- фактическая длина пластин должна превышать теоретически минимальную на 2h, то есть:

$$L_{факт} = \frac{\mathrm{F}}{2{,}83 \cdot R_{bt} \cdot h_0} - 0{,}41 \cdot a + 2h$$

- рациональным вариантом установки жёсткой арматуры в узле сопряжения колонны и перекрытия является установка четырех пластин парами в двух взаимноперпендикулярных направлениях;
- периметр контура расчётного сечения, по которому возможно продавливание в узле при введении жёсткой арматуры в виде четырёх пластин отличен от расчётного сечения без жёсткой арматуры;
- предложена формула для определения периметра контура нового расчётного сечения при введении жёсткой арматуры.

Предложенная методика может быть применена при расчётах аналогичных узлов, отличающихся исходными параметрами. После проведения значительного количества расчётов возможно получение простых расчётных зависимостей для подбора жёсткой арматуры в узле, не требующих детальных исследований в программных комплексах.

Литература

1. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. М., 2004.

**Елена Олеговна Самохвалова, Санкт-Петербургский государственный политехнический университет*

Тел. моб.: +7(911)162-62-01; эл. почта: 2187643@gmail.com

Защита каркасных зданий от прогрессирующего обрушения

Магистр ГОУ СПбГПУ Д.В. Руденко*;
к.т.н., доцент, руководитель ООО «Фордевинд» В.В. Руденко

Под прогрессирующим (лавинообразным) обрушением понимается распространение начального локального повреждения в виде цепной реакции от элемента к элементу, которое, в конечном счете, приводит к обрушению всего сооружения или непропорционально большой его части. Причиной разрушения может быть любая из множества аварийных ситуаций, которые не рассматриваются в обычном проектировании. В то же время землетрясения, пожары, сильные ветры, включенные в строительные нормы, также не должны приводить к прогрессирующему обрушению.

В то время как вопросы защиты от прогрессирующего обрушения крупнопанельных зданий изучены, разработаны методики расчёта и рекомендации по конструированию, а многочисленные примеры аварий подтверждают их эффективность, аналогичных решений для монолитных и сборно-монолитных зданий и сооружений в России нет.

Согласно нормам [1], для всех железобетонных монолитных зданий при проектировании рекомендуется выполнять оценку сопротивляемости конструктивной системы прогрессирующему обрушению. Методик проведения оценки СП не приводит, однако предписывает производить расчет конструктивных систем методом конечных элементов с использованием специальных сертифицированных в России компьютерных программ, согласованных с НИИЖБ: Лира, Мономах, STARK-ES и других.

Расчет здания в программных комплексах следует выполнять с учётом физической и геометрической нелинейности жесткостных характеристик элементов, что обеспечивает наибольшую достоверность расчёта и снижение дополнительных материалозатрат. Для расчета следует использовать пространственную расчетную модель. В модели могут учитываться элементы, являющиеся ненесущими в условиях нормальной эксплуатации (наружные стены и т.п.), которые в случае чрезвычайной ситуации (ЧС) могут воспринимать аварийные нагрузки и активно участвовать в перераспределении усилий в элементах конструктивной системы. Разработчики программных комплексов SCAD и Лира предлагают свои методики расчёта, однако достоверность получаемых результатов пока не подтверждена и требует проведения исследований в этом направлении.

Ранее были разработаны нормативные документы, содержащие методики и примеры расчёта с помощью кинематического метода теории предельного равновесия и рекомендации по защите от прогрессирующего обрушения (далее – Рекомендации) следующих типов зданий: крупнопанельные здания, жилые здания с несущими кирпичными стенами, жилые здания каркасного типа, монолитные жилые здания [2], высотные здания, большепролетные сооружения. Рекомендации имеют схожее содержание, отличаясь лишь незначительно в разделе конструктивных решений, где учитывается конкретная специфика каждого типа зданий. Предложенная методика расчёта кинематическим методом теории предельного равновесия крайне трудоёмка в применении на практике. При рассмотрении сложных вариантов объемно-планировочных решений, наиболее опасную форму разрушения надо устанавливать перебором всех возможных вариантов схем локального разрушения. В Рекомендациях нет методики оценки прогибов и перемещений плит.

Необходимость разработки Рекомендаций появилась после ужесточения противопожарных требований в г. Москва. Мероприятия по выполнению требований противопожарных норм защищают отдельные элементы здания только от воздействия пожара, а в случае других ЧС могут оказаться бесполезными. Поэтому в московских нормах было принято положение о необходимости защиты здания в целом от прогрессирующего обрушения при ЧС любого типа, а требования по огнестойкости отдельных конструктивных элементов трактуются с учетом защищенности всего здания от прогрессирующего обрушения.

Специалисты разных стран сходятся во мнении, что устойчивость здания против прогрессирующего обрушения следует обеспечивать комплексом средств:

- превентивными мерами безопасности;
- рациональными конструктивно-планировочными решениями здания с учетом возможности возникновения аварийной ситуации;
- мерами, обеспечивающими неразрезность конструктивной системы здания;
- применением материалов и конструктивных решений, обеспечивающих развитие в элементах конструкций и их соединениях пластических деформаций;
- мероприятиями, аналогичными защите зданий от сейсмических воздействий.

В Рекомендациях вопрос конструктивно-планировочных решений не рассмотрен. Нет единого алгоритма по проектированию зданий и сооружений, защищенных от прогрессирующего обрушения. Нет единой методики расчета в программных комплексах. Практически отсутствуют опубликованные за последнее время в

РФ статьи на тему живучести зданий. Практика проектирования свидетельствует об острой необходимости простых инженерных решений, не требующих детального анализа каждой конкретной конструкции.

Предлагается следующий алгоритм расчёта конструкций на прогрессирующее обрушение (рис. 1).

Расчет устойчивости здания против прогрессирующего обрушения необходимо производить на особое сочетание нагрузок, включающих постоянные и длительные нагрузки с их нормативными значениями. Прочностные и деформативные характеристики материалов конструкции принимаются равными их нормативным значениям.

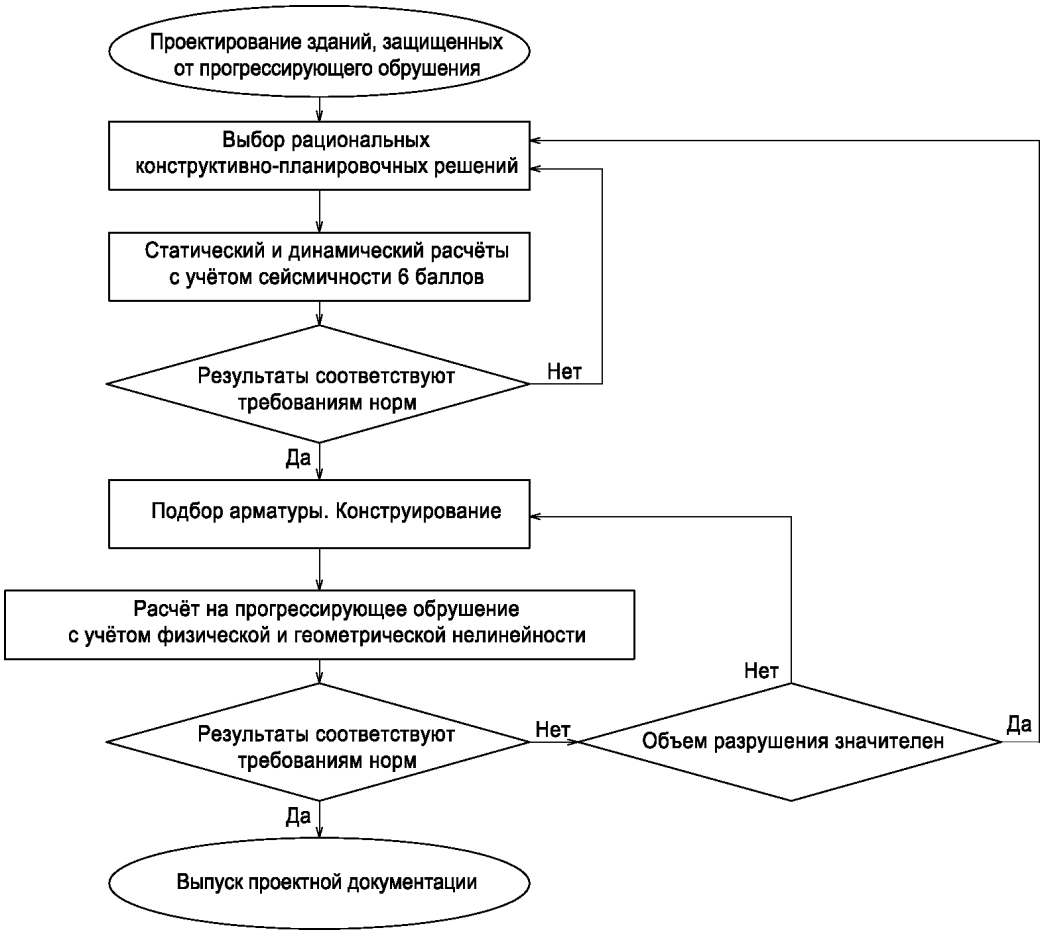


Рисунок 1. Алгоритм расчёта конструкций на прогрессирующее обрушение

Расчётом должны быть проверены все наиболее опасные схемы локального разрушения. При этом величины деформаций и ширина раскрытия трещин в конструкциях не регламентируются.

Колонны являются ключевыми элементами зданий и сооружений каркасного типа. При регулярной сетке осей разрушение колонны приводит к увеличению пролёта конструкции над разрушенной колонной в два раза. Момент в сечении конструкции над разрушенной колонной может возрасти до четырёх раз. Прямой подход к защите таких конструкций от прогрессирующего обрушения, описанный в различных нормативных документах, в том числе и зарубежных [3, 4], приводит к увеличению расхода арматуры в 2-2,5 раза.

В качестве способа, позволяющего защитить каркасные здания от обрушения без значительного увеличения расхода материалов, предлагается использование жестких блоков (аутригерных этажей) по высоте здания. Колонны каркаса при этом следует рассчитывать не только на внецентренное сжатие при их нормальной работе, но и на растяжение, возникающее во время ЧС. В таком случае стены жесткого блока начинают работать как балки-стенки, воспринимая усилия от растянутой колонны, а перекрытия этажей оказываются подвешенными. Такой подход позволяет значительно снизить объём разрушаемых конструкций.

В качестве примера рассмотрены две конструктивные схемы здания: обычное 20-тиэтажное каркасное здание с шагом колонн 6 на 6 метров и аналогичное здание, верхний технический этаж которого представляет собой жесткий блок. Общий вид моделей представлен на рис. 2-3.

Произведен расчёт 6 моделей в ПК SCAD, 9 моделей с учётом физической и геометрической нелинейности в ПК ЛИРА, 3 расчёта кинематическим методом теории предельного равновесия. Каждая из моделей учитывает обрушение одной из трёх рассматриваемых колонн первого этажа.

Результаты проверки схем на прогрессирующее обрушение в ПК SCAD отображаются в графической форме в двух- и трехцветной цветовой шкале. В двухцветной шкале элементы разделяются по цвету на работающие, у которых значение максимального по величине коэффициента использования ограничений K_{max} меньше единицы (зелёные), и вышедшие из строя ($K_{max} \geq 1$ — красные). В трехцветной шкале третий цвет (жёлтый) используется для указания элементов, попавших в интервал неопределенности, то есть таких, которые, по мнению расчетчика, с одинаковой вероятностью могут быть отнесены как к выбывшим из строя, так и к работающим. Значение интервала неопределенности назначается пользователем.

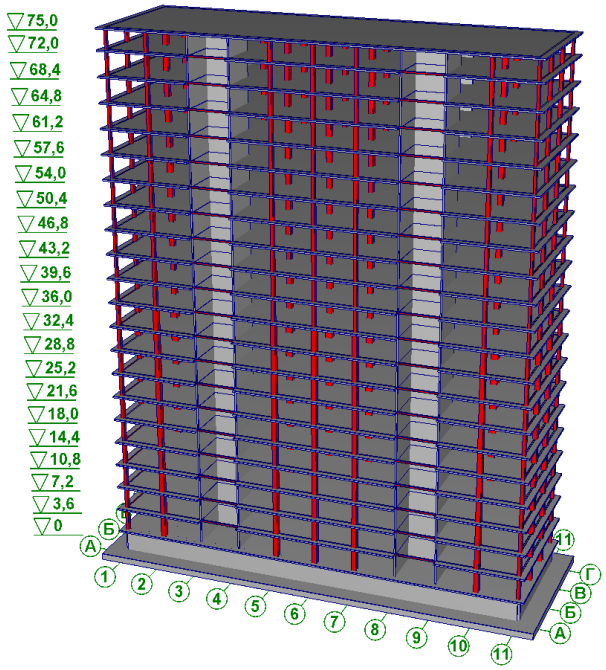


Рисунок 2. Модель без жесткого блока

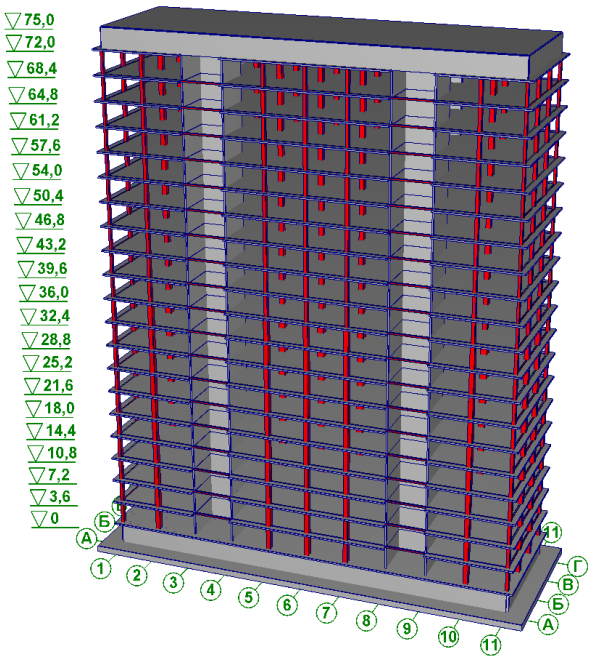


Рисунок 3. Модель с жестким блоком

Результаты обрушения для схем без жесткого блока (слева) и схем с жестким блоком (справа) представлены на рис. 4-5.

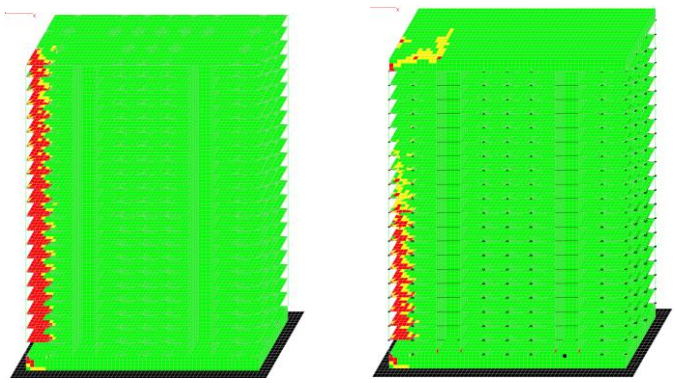


Рисунок 4. Разрушение угловой колонны

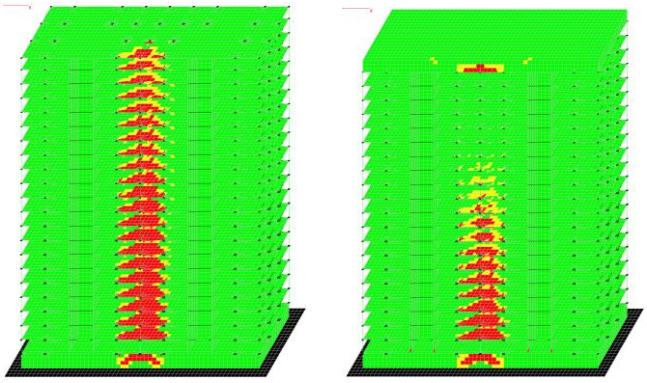


Рисунок 5. Разрушение колонны крайнего ряда

Методика расчета конструкций на прогрессирующее обрушение, реализованная в ПК SCAD, требует дальнейшего развития и дополнения, т.к. не позволяет учитывать физическую нелинейность работы материалов железобетонных конструкций, не учитывает мембранный эффект работы арматуры, не позволяет оценить перемещения. ПК отображает только те элементы, которые отказали на первом же шаге процесса распространения обрушения. Для определения элементов, выходящих из строя на втором и последующих шагах, требуются дополнительные действия расчётчика. Расчёт производится в квазистатике – для учёта мгновенности приложения нагрузки от расчётчика требуется указать коэффициенты динамичности, вычисление которых без использования ПК трудоемко и может оказаться неточным. Таким образом, целесообразно рассмотреть возможность перехода от квазистатических расчётов к динамическим расчетам с использованием вместо сосредоточенных усилий – равномерно распределенных масс.

Главным преимуществом ПК ЛИРА по сравнению с ПК SCAD является реализация расчётов с учётом физической нелинейности работы материала. Методика расчётов на прогрессирующее обрушение в ПК ЛИРА следующая.

1. После формирования расчётной схемы с учётом граничных условий необходимо указать тип конечных элементов и их жесткости. Для учёта физической и геометрической нелинейности выбираются соответствующие типы конечных элементов (например, 410, 442, 444). При задании жесткостей отмечается необходимость учёта нелинейности, задаются параметры материала конструкции и параметры арматуры.

2. К расчётной модели прикладываются два загружения: первое моделирует постоянные и длительные нагрузки на конструкцию, второе позволяет учесть коэффициент динамичности. Для этого в

верхний узел разрушенной колонны нужно задать усилие, составляющее определенную часть от усилия в этой колонне, возникающего при действии нагрузок из первого загружения.

3. С помощью «Монтажных таблиц» моделируются стадии обрушения. Формируется две стадии. В первую входят все элементы конструкции без исключения, во вторую – все, за исключением разрушаемой колонны.

4. Для выполнения нелинейного расчета системы с учетом процесса монтажа необходимо задать количество нелинейных загружений, равное количеству стадий монтажа. Для второго нелинейного загружения необходимо учитывать предыдущее нагружение.

Результатом расчёта являются усилия, напряжения и перемещения на каждом из этапов приложения нагрузки, картины трещин в стенах и плитах, места образования пластических шарниров, информация об элементах, разрушающихся в первую очередь. Также имеется возможность определить нагрузку, при которой разрушается первый элемент конструкции, и по ней судить об имеющихся запасах по несущей способности.

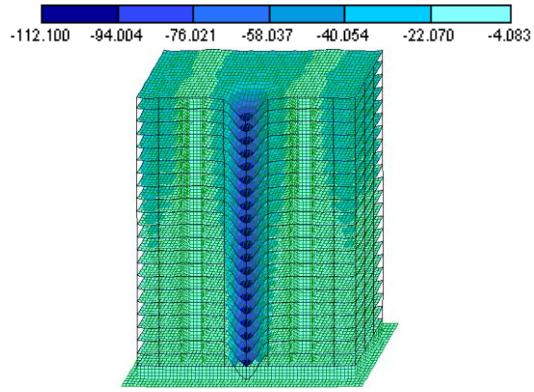


Рисунок 6. Деформации по Z для схемы без жесткого блока

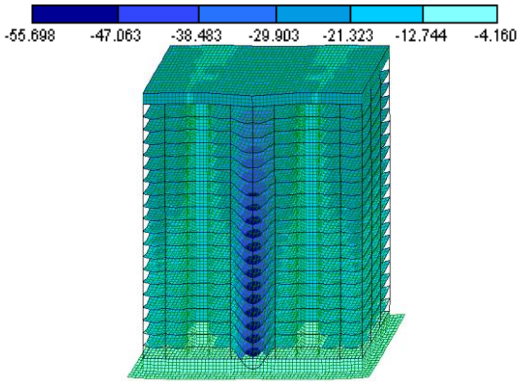


Рисунок 7. Деформации по Z для схемы с жестким блоком

При применении квазистатического метода расчета определение коэффициента динамичности остаётся на совести инженера. Пример результатов по перемещениям для двух схем при разрушении колонны крайнего ряда представлены на рис. 6-7. Максимальные значения перемещений снизились в 2 раза: 112 мм для схемы без жесткого блока против 56 мм для схемы с жестким блоком.

Результаты расчёта кинематическим методом теории предельного равновесия близки к результатам, полученными в ПК ЛИРА, что подтверждает возможность использования ПК для расчётов такого типа.

В заключение необходимо отметить, что при традиционном проектировании выполняется поэлементный расчет, т.е. обеспечивается требуемая надежность каждого отдельного элемента. При этом надежность понимается, как свойство сооружения выполнять свое функциональное назначение с необходимым качеством в течение предусмотренного срока эксплуатации. Такая поэлементная проверка называется методом наислабейшего элемента и присваивает всей конструкции топологию последовательного соединения элементов, что в действительности не всегда так и может свидетельствовать об имеющихся запасах несущей способности. Поскольку определить надежность всей конструкции не представляется возможным в виду значительной трудоемкости, то надежность всего сооружения трактуется через надежность ее отдельных элементов. В результате нельзя дать ответ о фактической надежности запроектированного сооружения.

С распространением программных комплексов на основе метода конечных элементов у рядовых инженеров появился мощный и доступный инструмент для исследования и детального анализа работы конструкции. Есть возможность быстро и без значительных затрат времени сравнить несколько конструктивных схем и выбрать наиболее рациональную. Сегодня необходим пересмотр методологии проектирования с учетом новых возможностей систем автоматизированного проектирования для создания новой единой и четкой концепции нормативной базы [5].

Литература

1. СП 52-103-2007. Железобетонные монолитные конструкции зданий. М., 2007.
2. Рекомендации по защите монолитных жилых зданий от прогрессирующего обрушения. М., 2005.
3. Тихонов И.Н. Армирование элементов монолитных железобетонных зданий. М., 2007.
4. UFC 4-023-03. Unified Faclities Criteria (UFC). Design of Buildings to Resist Progressive Collapse. Department of Defense USA, 2005.
5. Кудишин Ю.И., Дробот Д.Ю. Методика расчета строительных конструкций на единичную живучесть. М., 2009.

**Дмитрий Вячеславович Руденко, Санкт-Петербургский государственный политехнический университет*
Эл. почта: 3952800@gmail.com

Устойчивость при сжатии составных колонн, выполненных из профилей из высокопрочной стали

Аспирант ГОУ СПбГПУ Д.Н. Смазнов*

Снижение расхода металла в строительстве достигается применением тонкостенных стержневых конструкций, видное место среди которых занимают холодногнутые профили. Их использование в элементах конструкций промышленных зданий взамен горячекатаных позволяет сэкономить 10-12% металла и значительно снизить трудоемкость изготовления и монтажа. Доля профилей из высокопрочной стали растет очень быстро.

В данной работе за основу взяты профили завода «Балтпрофиль», поскольку на данный момент это единственное предприятие в Санкт-Петербурге, освоившее выпуск профилей из высокопрочной стали и заинтересованное в научном обосновании данных технических решений. Соответственно, имеется возможность провести эксперименты в лаборатории на конкретных образцах и проверить сходимость теории с практикой. По результатам исследований будет проводиться их практическое внедрение на данном предприятии с целью оценки экономической эффективности.

Высокопрочные стали обычно имеют маленькую или вообще не имеют площадки упрочнения на кривой зависимости между напряжениями и деформациями, и их пластичность довольна низкая, что существенно отличает их от обычной стали, которая имеет высокую пластичность и площадку упрочнения, где прочность увеличивается при растяжении как показано на диаграмме (рис. 1).

Для высокопрочных стальных профилей на настоящий момент не было выполнено никаких определенных исследований потери устойчивости. Следует отметить, что из-за недостатка знаний относительно работы указанных профилей «Рекомендациями по проектированию, изготовлению и монтажу конструкций каркаса малоэтажных зданий и мансард из холодногнутых стальных оцинкованных профилей» Э.Л. Айрумяна [2] (далее «Рекомендациями») было резко ограничено расчетное напряжение, которое решили принять равным 75% от нормативного предела текучести.

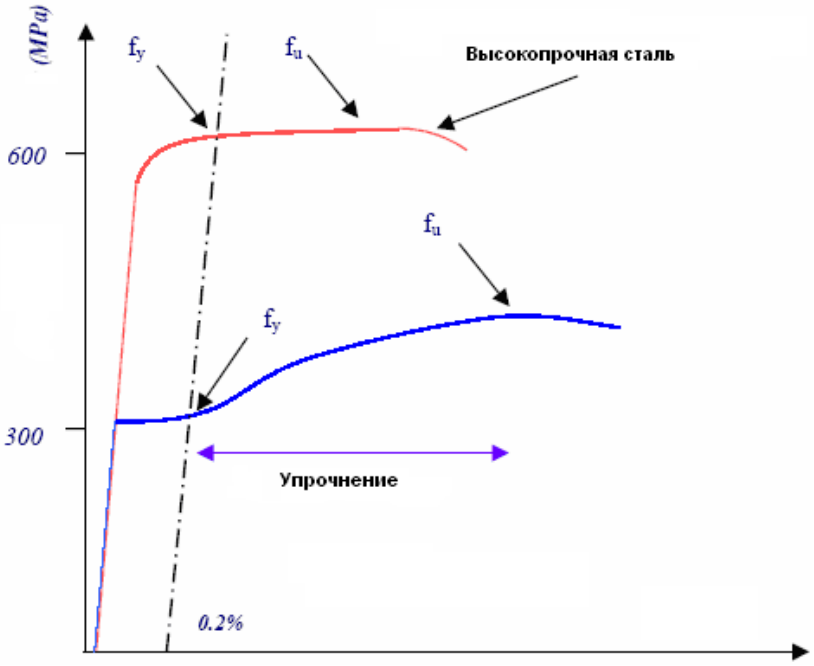


Рисунок 1. Диаграмма работы обычной углеродистой и высокопрочной стали

Основоположником теории расчета тонкостенных стержней следует считать профессора С.П. Тимошенко, который еще в 1905-1906 гг. при рассмотрении вопроса об общей устойчивости двутавровой балки исследовал изгибающее действие кручения и вывел формулу угла закручивания балки с одним заделанным концом, которую проверил также опытным путем.

Начало экспериментально-теоретических исследований распределения механических свойств стали по сечению холодногнутых профилей относится к 1959 году. Изучением механических свойств гнутых профилей и особенностей их работы, связанных с процессом изготовления [1], занимались К.Н. Богоявленский, И.С. Тришевский, Ю.Н. Тихенко, В.И. Трофимов, В.И. Новиков, Э.Ф. Гарф, К. Каррен, Дж. Винтер, В.М. Дереньковский, И.С. Немкова, Э.Л. Айрумян, Г.А. Арктиков, В.Ф. Беляев, Л.В. Гладштейн, Г.Г. Голенко, Л.А. Шапиро и другие. Исследования показали, что механические свойства стали по сечению профиля распределяются неравномерно [3]. Отмечается существенное повышение значений пределов текучести и временного сопротивления стали в местах сгиба по сравнению с плоскими участками. Упрочнение учитывается в расчетах с помощью двух методов. В первом методе все сечение представляется полистальным: условно разбивается на отдельные площадки, которые имеют свои заданные диаграммы работы стали. Другой метод учета упрочнения положен в основу работ Л.А. Шапиро, Э.Ф. Гарфа, В.И. Новикова. Согласно этому методу сечение гнутого профиля считается однородным с повышенными механическими характеристиками, вычисленными с учетом упрочнения.

Основы теории устойчивости стержней заложены в работах Л. Эйлера, Ф. Энгессера, Т. Кармана, Ф. Шенли. Дальнейшее развитие на случай неупругих деформаций эта теория получила в работах К. Ежека, Н.С. Стрелецкого, А.Р. Ржаницина, С.Д. Лейтеса, А.С. Вольмира, А.В. Геммерлинга и других ученых. Устойчивость сжатых и изгибаемых элементов рассматривалась в работах Ю.В. Репмана, В.В. Егорова, Н.Г. Добудоугло, В.Ф. Луковникова, П.Я. Ларичева, В.В. Пинаджана, Р.А. Скрипниковой, А.З. Зарифьяна, Г.М. Чувикина и других ученых. Исследования базируются на технической теории В.З. Власова и уравнениях равновесия для пространственно-деформированной схемы, составленных В.З. Власовым, Б.М. Броуде, Л.Н. Воробьевым, С.П. Вяземским и впоследствии обобщенных Е.А. Бейлиным. Уравнения равновесия являются весьма громоздкими и практически не допускают решения в замкнутом виде даже при упругой работе материала. Г.И. Белым был предложен приближенный аналитический метод расчета тонкостенных стержней по деформированной схеме.

Исчерпание несущей способности может происходить из-за наступления в процессе нагружения потери местной устойчивости, которая может предшествовать потере общей (пространственной) устойчивости. Изучению вопросов устойчивости пластин посвящены исследования Б.М. Броуде, Е.В. Борисова, Ф. Блейха, Я. Брудки, А.С. Вольмира, И.Б. Ефимова, Э. Стоуэла и других ученых. При действии в сечениях стержня целого комплекса силовых факторов задачи местной устойчивости решаются, как правило, приближенными методами, которые опираются на теорию устойчивости пластинок. Одним из таких методов является расчет вместо полного сечения меньшего (редуцированного), неэффективные участки которого исключаются из расчета.

Следует отметить, что в нашей стране начиная с 1994-1995 гг. исследования легких стальных конструкций окончательно ушли в тень. В связи с этим имеет смысл дать краткий обзор зарубежных исследований. В прошлые десятилетия было издано довольно много зарубежных отчетов о научно-исследовательской работе для высокопрочных сталей. Хотя в последнее время применение высокопрочных сталей увеличивается, некоторые стандарты до сих пор ограничивают их применение из-за недостаточных данных о их работе. Например, американский AISI ограничил расчетные напряжение до 75% от нормативного предела текучести. Правда, стандарт AISI был недавно пересмотрен (1999) и позволил увеличивать коэффициент выше 75 процентов для многогранных замкнутых профилей.

Основными направлениями исследования в данной области за последние годы явились следующие.

1. Развитие математического аппарата, который позволяет комплексно оценить напряженно-деформированное состояние (НДС) ЛСТК. Разработанные методы позволяют проектировать и исследовать НДС профилей в общем и частном случаях. В исследованиях базовый метод конечных элементов усовершенствован за счет того, что применяется новая методика разбиения профилей на конечные элементы с учетом сгущения сетки конечных элементов. Предложенные математические аппараты послужили базой для создания расчетных программ, которые применяются для исследования НДС профилей. В итоге был представлен новый и эффективный численный инструмент для структурного анализа.

2. Развитие общей теории проектирования ЛСТК, которая связывает упругие деформации с приложенной нагрузкой. Закономерности для этой теории разрабатываются с помощью вновь созданных математических аппаратов, с помощью которых, рассматривая местную, крутильную и общую потерю устойчивости и возникающие при этом деформациями, можно предсказать критическую силу нагружения.

3. Исследование крутильной формы потери устойчивости. Часто профили выключаются из работы из-за местной или/и крутильной формы потери устойчивости. Для некоторых элементов крутильная форма потеря устойчивости может являться лимитирующим условием для несущей способности. В исследованиях наиболее часто рассматривается поведение C и Z профилей.

Исследованием указанных выше направлений занимались и продолжают заниматься: Ченг Ю и Бенджамин В. Шкафер (США, AISI), Ким Д.Р. Расмуссен (Австралия), Р. Зандонини (Италия), Р. Ландольфо (Италия), Г.Д. Хэнкок (Австралия), М.А. Брэдфорд (Австралия), Д.П. Бернард (Австралия). Г.Д. Хэнкок (1997 и 2003 гг.) обобщил проведенные исследования высокопрочных сталей для крутильно-изгибной формы потери устойчивости, результаты которых были учтены в разделе свойств материала в нормативных документах «Еврокод 3. Часть 1.3» (1996) и «AISI Specification 1997».

Проведенный анализ зарубежных [4, 5] и отечественных исследований показал следующее.

- «Рекомендации» [2] существенно занизили пластичность профилей при расчете на устойчивость.
- Решающее влияние на местную и общую потерю устойчивости профиля может оказать отсутствие площадки упрочнения [5]. Т.е. фактические разрушающие моменты в конструкциях с гибкими профилями будут ниже, чем теоретические расчетные моменты, определенные при условии применения обычной расчетной модели профилей.

Отсюда вытекает **первая задача**: исследовать работу профилей отечественного сортамента из высокопрочной стали. Уточнить, насколько корректно выбрано значение в 75% от расчетного напряжения.

При проектировании ЛСТК на практике обычно используются открытые симметричные профили, к примеру, П-образного сечения. Для колонн такого типа, особенно для элементов, изготовленных из очень тонкого стального листа (меньше чем 1 мм), может возникнуть крутильная форма потеря устойчивости, которая будет являться причиной отказа работы сооружения.

Обычно в тонкостенных стальных профилях имеет место одна из трех основных форм потери устойчивости: местная, общая и крутильная. Указанные формы могут возникнуть и одновременно. В замкнутых составных колоннах из П-образных профилей вероятнее всего произойдет местная или общая потеря устойчивости или возникнет их одновременное проявление, крутильная потеря устойчивости маловероятна. Депланация в большей мере характерна для тонкостенных стержней открытого профиля и в меньшей для тонкостенных стержней замкнутого профиля [6].

Исследование крутильной формы потери устойчивости привлекло значительное внимание в последние годы. Однако методика проектирования профилей из высокопрочной стали с пределом текучести до 420МПа по «Рекомендациям» не регламентирует точную последовательность оценки крутильной формы потери устойчивости.

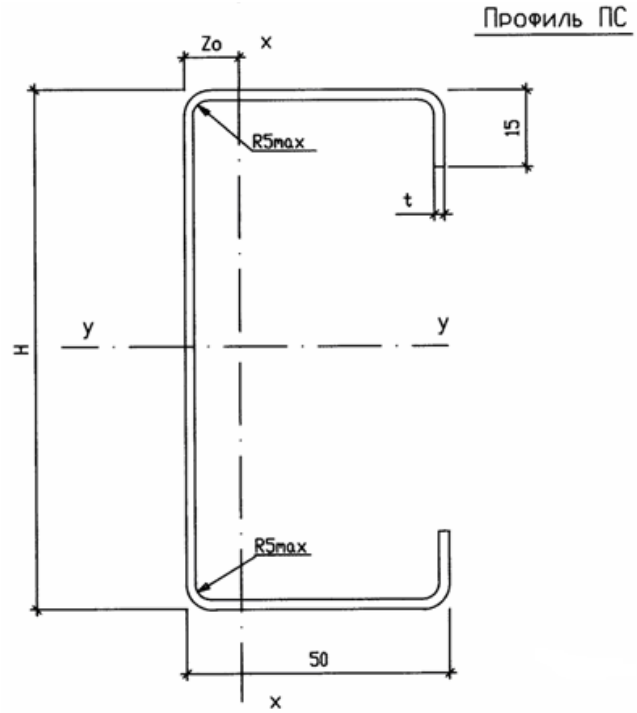


Рисунок 2. Поперечное сечение взятого за прототип исследований профиля ПС -150-1,2

На сегодняшний день заводом «Балтпрофиль» на практике для составных колонн были использованы только решения Айрумяна, предложенные в его «Рекомендациях». В соответствии с «рекомендациями», колонны под значительные сосредоточенные нагрузки рекомендуется выполнять составными из профилей с высотой стенки 150-250 из стали толщиной не менее 1,5мм. Меньшие толщины рассмотрены не были. Предложенные типы составных колонн имеют ряд недостатков, среди которых:

- высокая трудоемкость изготовления из-за большого количества соединительных пластин и болтов;
- существенный объем прочностных расчетов (расчет планок, соединений);
- возможность потери устойчивости полок, т.к. эти полки не зафиксированы от деформаций.

За прототип для исследования был выбран профиль ПС-150-1,2 (рис. 2) фирмы ООО «Балтпрофиль». Этот профиль наиболее часто применяется в качестве несущей колонны. Аббревиатура расшифровывается следующим образом: профиль стоечный с толщиной пояса 1,2мм и высотой поперечного сечения 150мм.

На основе указанного выше профиля предполагается создание нового типа профиля (с отгибами полок наружу), чтобы была технологическая возможность объединения двух профилей в замкнутое симметричное квадратное сечение. Профили стыкуются между собой с помощью самонарезающихся винтов. При этом расстояния между соединениями профилей не должны превышать 300мм для сжатых элементов (рис. 3).

Отсюда вытекает **вторая задача**: исследовать работу составной колонны из видоизмененных профилей с меньшей толщиной стенки, с возможным применением её в многоэтажном строительстве.

Таким образом, окончательно мы имеем общие цели работы:

- исследовать устойчивость составной колонны из высокопрочной стали и определить, насколько отсутствие площадки упрочнения уменьшает устойчивость профилей, особенно в неупругой стадии работы;
- определить, правильно ли выбрана величина расчетного напряжения в 75% от предела текучести стали, как это регламентировано в «Рекомендациях» для тонкостенных профилей, и в противном случае уточнить, может ли это расчетное напряжение быть увеличено, и до какой степени.

Рисунок 3. Пример (прототип) составной колонны, работа которой была исследована в университете Сиднея

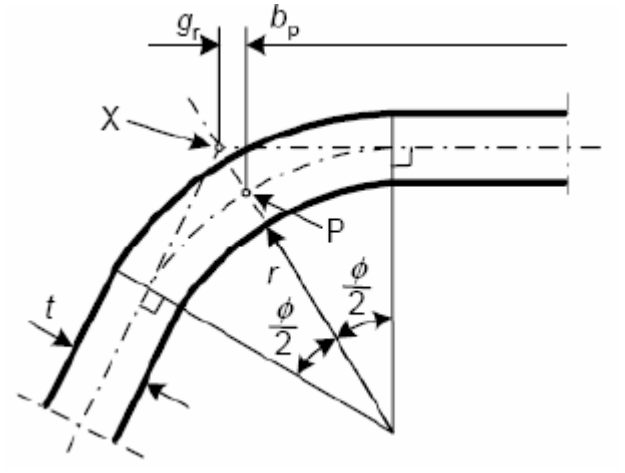


Рисунок 4. Величины, характеризующие поперечное сечение профиля

Исследование предполагает следующий состав работ.

1. Численное исследование.

Численные данные очень важны для калибрования уже существующих экспериментальных данных. После выполнения экспериментов и интерпретации данных конечно-элементный анализ использовался, чтобы исследовать влияние и зависимости изменяющихся величин, таких как остаточные напряжения, местные и общие деформации. Чтобы моделировать геометрическую и физическую нелинейность колонн, использовался метод конечных элементов в программном комплексе SCAD Office. При исследовании для модели было принято шарнирное защемление.

2. Аналитическое исследование.

Теоретические исследования также предоставляют ценную информацию о напряжениях при местной и крутильной формах потери устойчивости.

3. Экспериментальные исследования.

По результатам теоретических исследований предполагается выполнить экспериментальные тесты при шарнирном и жестком защемлении концов длинной и короткой колонны. Главная цель тестов состоит в том, чтобы исследовать местную, общую и крутильную форму потери устойчивости и определить адекватность правил проектирования по «Рекомендациям». Также предполагается проверить сходимость теоретических и практических результатов

На первой стадии исследования основное внимание уделялось поиску такой методики моделирования тонкостенных конструкций, которая даст высокую сходимость с экспериментальными данными. Вопросы моделирования высокопрочной стали вынесены на следующий этап исследования. Поиск оптимальной методики осуществлялся в специализированном программном обеспечении. Поскольку основным программным продуктом, реализующим метод конечных элементов, на сегодняшний день является программа SCAD, то все численные исследования проводились именно в ней. В помощь привлекались программы-утилиты, а именно «Тонус».

Перед заданием моделей профилей в указанных программах было сделано допущение, которое несколько упростило моделирование: поперечное сечение профиля было представлено состоящим из отдельных пластин, без учета радиусов скругления углов. Данное допущение было сделано на основании «Рекомендаций», которые четко регламентирует применение требований европейских норм «Еврокод-3» при проектировании. Они, в свою очередь, регламентируют данное допущение при определенных условиях. И как можно видеть на рис. 2, при $r<=5t$ и $r<=0{,}10bp$ мы можем сделать данное допущение.

С помощью программы «Тонус» были заданы поперечные сечения интересующих нас профилей:

1) так называемый профиль «наоборот»;
2) составное сечение из профиля «наоборот».

В «Тонусе» были определены геометрические характеристики сечений. Полученные геометрические сечения можно видеть на табл. 1.

Таблица 1. Геометрические характеристики исследуемых сечений

Наименование профиля	Площадь сечения, см^2	Ix, см4	Wx, см^3	Iy, см^4	Wy, см^3	rx, см	ry, см	Геометрические характеристики приняты по:
ПС 150-1.2	3,37	12,32	3,36	118,14	15,58	1,91	5,92	Тонус
ПС 150-1.2	3.24 (2.14)	10,15	3,07	108,60	14,48	1,77	5,79	Рекомендации
ПС «навыворот»	3,398	12,42	3,59	128,77	13,88	1,91	6,16	Тонус
ПС «спаренный»	**6,854**	109,30	21,60	260,72	28,10	3,99	6,17	Тонус

Следует отметить:

1. Для взятого за прототип профиля ПС-150 мы получили довольно близкие значения. Но следует также обратить внимание, что значения, полученные с помощью программы «Тонус», отличаются от значений, обозначенных в «Рекомендациях». В рекомендациях по проектированию приведенные геометрические характеристики определены на основе редуцированной площади. Редуцированная площадь – это площадь, уменьшенная за счет умножения на редукционный коэффициент, полученный исходя из тех условий, что площадь поперечного сечения граней, потерявших местную устойчивость, уменьшается до такого значения, при котором грани не теряют устойчивость и способны воспринять нагрузку. И этот момент необходимо учитывать в дальнейших исследованиях.

2. Можно увидеть существенное увеличение геометрических характеристик для составного сечения. В частности, в два раза для Wy и Iy, и в 7-9 раз для Wx и Ix. На основании этого можно сделать предположение о существенно большей несущей способности составного сечения, нежели одиночного открытого сечения, которая даст нам экономическую выгоду за счет применения меньшего количества профилей и увеличения шага колонн.

Поскольку одна из основных задач нашего исследования состоит в том, чтобы уточнить расчетные коэффициенты, приведенные в «Рекомендациях», то для начала рассчитаем колонну с помощью методик, изложенных в «Рекомендациях».

Примем в исследовании, что мы имеем колонну длиной 2,0м с шарнирными закреплениями по концам (рис. 5). Сжимающая сила проходит через центр тяжести. При данных условиях расчет на устойчивость колонны производится по формуле, данной в «Рекомендациях», которую можно видеть на рис. 5. Особенностью данной формулы является то, что в расчете учитывается редуцированная площадь Fc, которая определяется по формулам СНиП II-23-81* «Стальные конструкции» [7]. Редуцированная площадь зависит от условной гибкости λuw стенок, входящих в сечение, и условной гибкости элемента в целом. По результатам расчета по «Рекомендациям» можно увидеть (табл. 2):

1) отличаются значения расчетной нагрузки для поперечных сечений, определенных по «Рекомендациям» и по «Тонусу»;
2) при использовании двух одиночных профилей в качестве составного сечения, несущая способность возрастает не в два, а в четыре раза.

Выделим из этой таблицы расчетное значение нагрузки в 9 т для составного сечения.

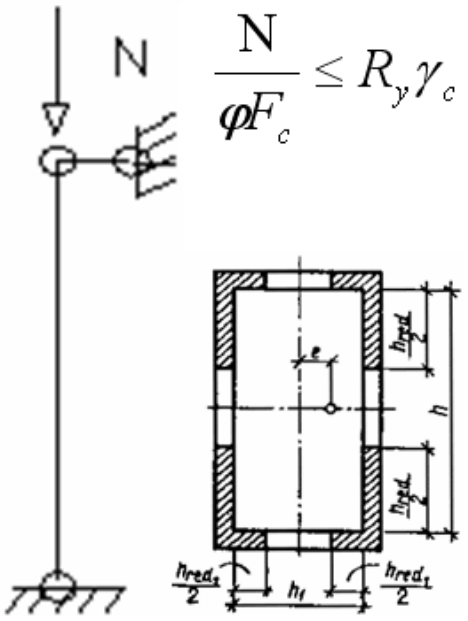


Рисунок 5. Расчетная схема исследуемой колонны, схема редуцированной площади и формула для расчета на потерю устойчивости с учетом редуцированной площади

После теоретического расчета по «Рекомендациям» обратимся к аналитическому расчету составного сечения. Аналитический расчет выполним для той же колонны с помощью теорем, предложенных выдающимся российским ученым В.З. Власовым [3] для расчета тонкостенных элементов. В соответствии с его теорией общее уравнение определения критических сил выглядит следующим образом:

$$\begin{vmatrix} EIy\lambda^2 - P & 0 & -(Mx + a_y P) \\ 0 & EIx\lambda^2 - P & -(My + a_x P) \\ -(Mx + a_y P) & -(My - a_x P) & EI_w\lambda^2 - (r^2 P + 2\beta_x M_y - 2\beta_y M_x - GI_d \end{vmatrix} = 0 \quad (1)$$

Таблица 2. Величины, входящие в формулу для расчета потери устойчивости, и максимальная несущая способность колонн

Наименование профиля	N, кг	Ared, см^2	φ	Ry, г/см^2	Yc	K
ПС 150-1.2	2200	2,25	0,3818	3568	0,75	0,96
ПС 150-1.2	2200	2,12	0,3303	3568	0,75	1,17
ПС «навыворот»	2200	2,28	0,3825	3568	0,75	0,94
ПС «спаренный»	9000	4,07	0,8549	3568	0,75	0,97

Т.к. в нашем случае мы имеем только осевое сжатие, то данное уравнение упростится, т.к. сократятся моменты и эксцентриситеты. Новое уравнение примет вид:

$$\begin{vmatrix} Py-P & 0 & -a_yP \\ 0 & Px-P & a_xP \\ -a_yP & a_xP & r^2(Pw-P) \end{vmatrix} = 0 \quad (2)$$

В данной системе нас интересует разрушающая (критическая) сила P, которую способно воспринять составное сечение. По результатам аналитического расчета мы имеем критическую силу, равную 11570 кг.

Отметим из всего вышесказанного, что мы имеем:

- критическую силу сжатия для составного сечения по «Рекомендациям» – 9,0 т;
- по методикам Власова – 11,6 т.

Таким образом, возможный неиспользованный процент несущей способности колонны составляет 28%.

Перейдем непосредственно к численным исследованиям с помощью SCAD. Для рассматриваемых колонн были приняты различные сетки сгущения конечных элементов.

Главное внимание было уделено выбору плотности сетки, принятию начальных недостатков. Чтобы смоделировать ситуацию для защемления концов колонн, используются два различных типа граничных условий. На рис. 6-9 можно видеть (слева направо), что сначала наибольший размер для сетки сгущения принимался в продольном направлении и постепенно уменьшался, но с увеличением поперечного размера сетки сгущения конечных элементов. На первом этапе моделирования составное сечение были задано как замкнутое коробчатое без учета отгибов. Нагрузка передавалась через смоделированную плиту условного пресса.

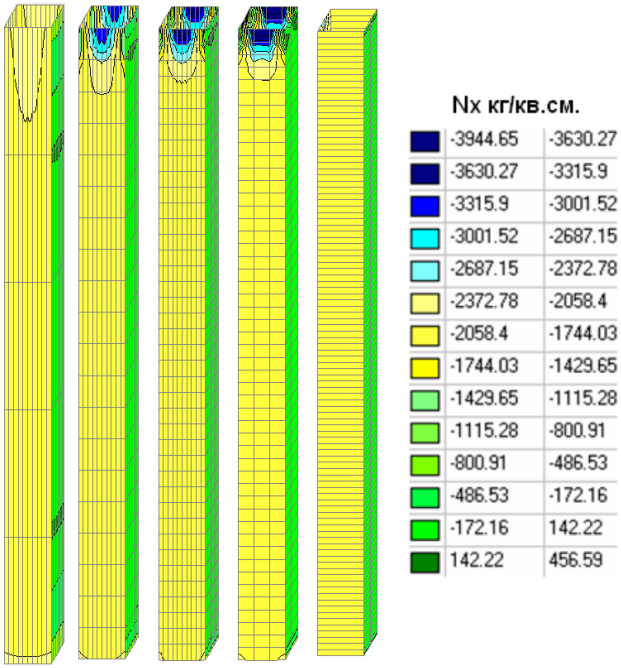


Рисунок 6. Результаты численного моделирования колонны: поля напряжений по оси X

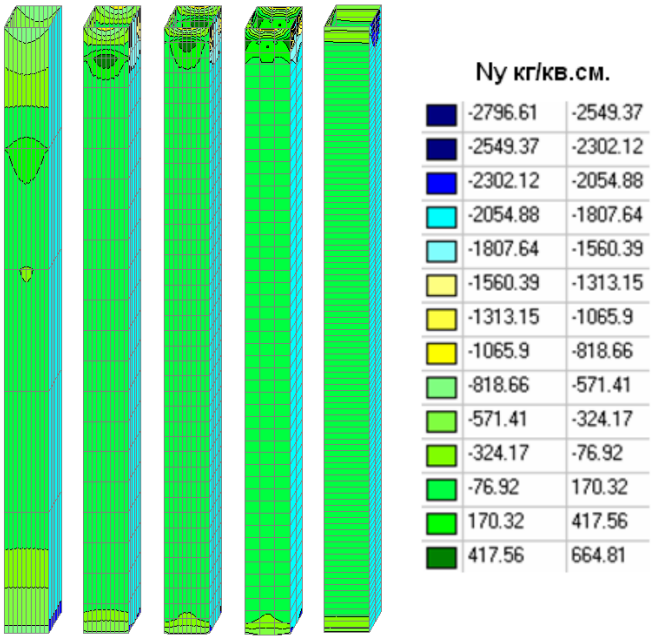


Рисунок 7. Результаты численного моделирования колонны: поля напряжений по оси Y

Из рис. 6-7 (где показано распределение напряжений) можно видеть, что имеют место локальные большие величины напряжений, что в реальности маловероятно. Поэтому, исключая эти области, мы выбрали расчетное напряжение для NY равным 2054 кг/см^2, а для NX — 2372 кг/см^2.

Чтобы в дальнейшем исключить эти области, делается предположение, что *в продольном направлении колонн элементы лучше сгущать к её середине, так как получается более удачная сетка вокруг центра.*

В поперечном направлении более частая сетка лучше выполнена ближе к концам. Если рассмотреть рис. 8-9 с деформациями, то с учетом ожидаемых результатов более всего подходит пятая колонна.

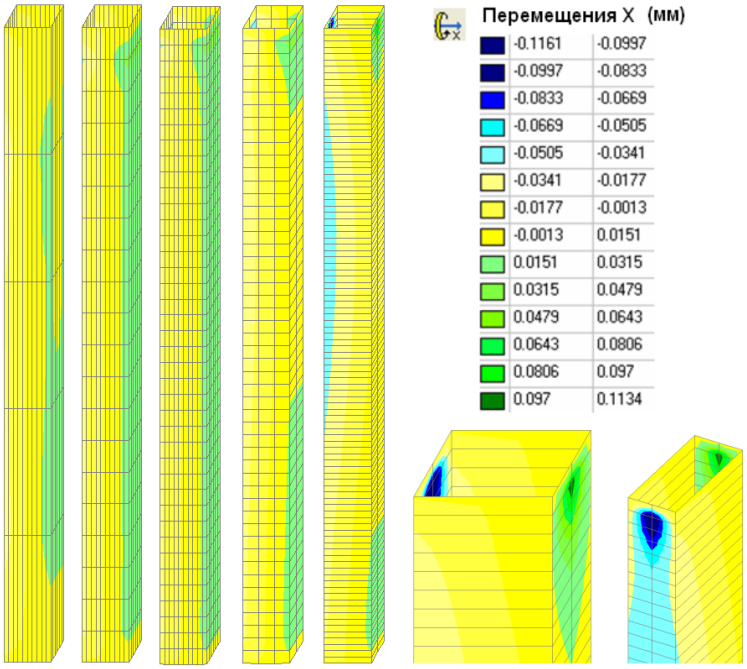


Рисунок 8. Результаты численного моделирования колонны: распределение деформаций по оси X

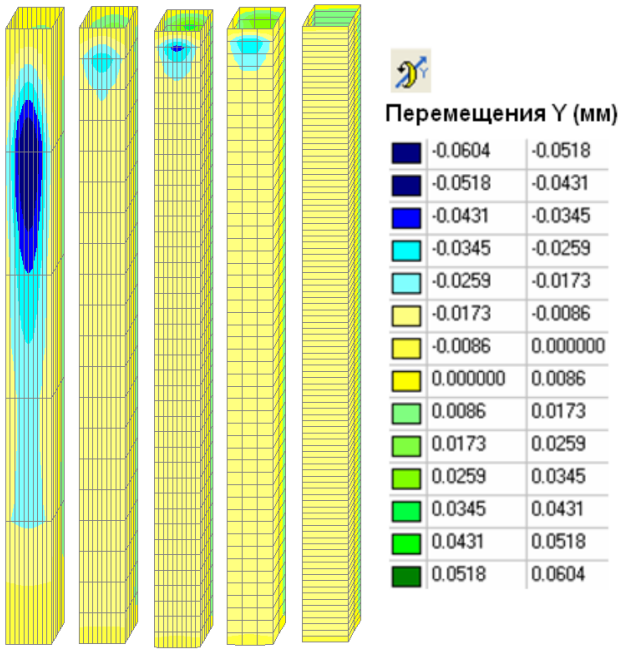


Рисунок 9. Результаты численного моделирования колонны: распределение деформаций по оси У

И из этой картины получается, что для деформаций сетку лучше сгущать в продольном направлении.

Чтобы дать представление о том, как фактически работает составное сечение, хочется привести результаты похожих экспериментов, проведенных в университете Сиднея [5, 8]. Из рисунка 10 видно, что причиной отказа работы колонны стала чместная потеря устойчивости (выпучивание) стенки. По результатам SCAD мы имеем другую картину, из чего можно сделать предварительные заключения.

- Исследования в SCAD дают не очень правдоподобные результаты и не показывают ожидаемую тенденцию. С другой стороны, SCAD показывает изменение напряжения по целому поперечному сечению во время нагрузки и дает объяснение режимов отказа колонны.

- Форма деформации и распределения напряжения не согласуются с экспериментальными данными. Австралийские исследования показали, что в среднем разрушающее усилие было меньше, чем теоретическое, которое было определено для местной формы потери устойчивости колонны с учетом эффекта упрочнения стали (пластическая стадия) и начальных дефектов профилей. Также они показали, что наибольший эффект от отсутствия площадки упрочнения стали наблюдается на более коротких колоннах, где свойства материала

Рисунок 10. Экспериментальные результаты для местной потери устойчивости колонны, полученные в университете Сиднея

оказывают наибольшее влияние на несущую способность. Для более длинных и соответственно гибких колонн лимитирующим фактором являлась местная потеря устойчивости, свойства материала не оказывали существенного влияния. Местная потеря устойчивости возникала либо у основания колонн, либо в середине, в зависимости от граничных условий. Наибольшую сходимость результатов расчета в SCAD с экспериментальными данными можно видеть на рис. 8, где имеется местная потеря устойчивости. Но в целом результаты не согласуются.

- В целом, анализ с помощью МКЭ можно использовать, чтобы предсказать расчетную нагрузку тонких профилей, проанализировать поведение деформации тонкостенных секций, также он помогает проектировать и оптимизировать формы тонкостенного профиля.

В будущем, основываясь на данных исследований профилей в SCAD и экспериментальных данных, необходимо сосредоточиться на различиях между формами крутильно-изгибной потери устойчивости. Особое внимание следует уделить моделированию граничных условий и определиться с оптимальным шагом сетки. В дальнейшем SCAD поможет выполнить моделирование ситуаций, которые сложно осуществить в лабораторных условиях.

Окончательный результат показал, что по «Рекомендациям» мы имеем расчетное напряжение в сечение равным 2590 кг/см^2, а по методике Власова и моделированию в SCAD – 2372 кг/см^2. Можно сделать следующие выводы:

- увеличение коэффициента Yc, который уменьшает расчетное сопротивление стали, от 0.75 до 0.9 на данный момент не представляется возможным, т.к. численные исследования дали не вполне ожидаемые результаты;
- в конструкциях типа тонких призматических оболочек закрытого типа, не имеющих по длине дополнительных поперечных связей, решающим фактором являются деформации контура;
- объединение элементов исключает депланацию полок.

Одним из практических выводов данной работы является возможность увеличения пролета рамы, увеличения шага колонн в продольном направлении (5 против 4 профилей). Например, при снеговой нагрузке в 360 кг/м^2 и пролете П-образной рамы 6,0 м, для рассмотренной в данной работе двухметровой составной колонны мы имеем шаг колонны 8 м. Это можно увидеть, если для данного шага рассчитать максимальную несущую способность Nmax=360 кг/м^2*3 м*8 м $\approx$ 9000кг (табл. 2). Соответственно, необходимо четыре профиля для изготовления двух колонн для данного шага. Чтобы перекрыть восьмиметровый шаг, нам необходимо 5 одиночных стандартных профилей (Nmax=360*3*2 $\approx$ 2200кг, табл. 2).

Литература

1. Астахов И.В. Пространственная устойчивость элементов конструкций из холодногнутых профилей. Дисс. на соиск. уч. ст. к.т.н. СПб, 2006.
2. Айрумян Э.Л. Рекомендации по проектированию, изготовлению и монтажу конструкций каркаса малоэтажных зданий и мансард из холодногнутых стальных оцинкованных профилей производства ООО конструкций «БалтПрофиль». М., 2004.
3. Власов В.З. Избранные труды, Т. 2. М., 1963.
4. Yung D. Suitability of cold-formed rectangular hollow sections for use in plastic design. PhD. Sydney, 2003.
5. Kıymaz G. Stability Criteria for Thin-Walled Box Columns of High Performance Steel in Axial Compression. PhD Thesis, Department of Civil Engineering, Imperial College, London, 1999.
6. Бейлин Е.А. Вариант единой теории кручения тонкостенных стержней открытого, замкнутого и частично замкнутого профилей // Исследования по механике строительных конструкций и материалов. Межвузовский тематический сборник трудов. Л., 1991. С. 57-74.
7. СНиП II-23-81* «Стальные конструкции».
8. Demao Yang. Compression stability of high strength steel sections with low strain-hardening. School of Civil and Mining Engineering University of Sydney, 2003.
9. Ватин Н.И., Попова Е.Н. Термопрофиль в легких стальных строительных конструкциях. СПб, 2006.
10. Eccher G., Rasmussen K.J.R. & Zandonini R. Elastic Buckling Analysis of Perforated Thin-Walled Structures by the Isoparametric Spline Finite Strip Method, Thin-walled Structures, Vol. 46, 2008, pp. 165-191.
11. Sputo T., and Turner J. (2005). Bracing of Cold-Formed Steel Structures: A Design Guide. Prepared under contract to American Society of Civil Engineers-Structural Engineering Institute (ASCE-SEI), 149 pages, single-spaced.

**Денис Николаевич Смазнов, Санкт-Петербургский государственный политехнический университет*

Тел. моб.: +7(906)250-06-05; эл. почта: mazi8@yandex.ru, towerpole@yandex.ru

Анализ некоторых результатов по определению аэродинамических характеристик высотных зданий

С.н.с. А.С. Гузеев, д.т.н., профессор А.И. Короткин, инженер А.О. Лебедев, к.т.н., с.н.с. Ю.А. Роговой, ЦНИИ им. акад.А.Н. Крылова*

В последние годы в Санкт-Петербурге началось активное высотное строительство. В 2006 г. вышел ТСН 31 – 332 – 2006 «Территориальные строительные нормы. Жилые и общественные высотные здания» для г. Санкт-Петербурга. Тем не менее, в связи с недавней историей высотного строительства в России и Санкт-Петербурге, многие характеристики по-прежнему не учитываются при проектировании и строительстве таких зданий. К таким характеристикам относится и аэродинамическая нагрузка на высотные здания.

В Европе каждое проектируемое высотное здание моделируется и продувается в аэродинамической трубе. В России это только рекомендация, и далеко не все заказчики осуществляют такие испытания. В то же время, проведенные нами исследования показывают, что при высотном строительстве наблюдаются совершенно нестандартные аэродинамические явления, связанные с турбулентными потоками. Поскольку турбулентность пока что описывается незамкнутой системой уравнений, численные методы не могут в полной мере описать и предсказать подобные явления.

За последние два года в аэродинамической трубе ЦНИИ им. акад. А.Н. Крылова (рис. 1) было исследовано около двух десятков макетов различных высотных зданий, проектируемых и строящихся в различных районах города.

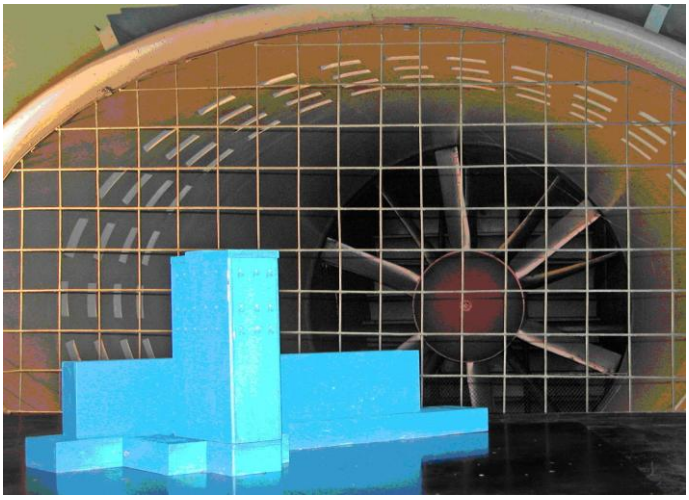


Рисунок 1. Макет здания в аэродинамической трубе

В настоящей публикации на базе полученных экспериментальных материалов отмечаются некоторые существенные, на наш взгляд, положения, которые следует учитывать при проектировании новых высотных сооружений.

1. Следует, по возможности, избегать сооружения однотипных высотных зданий в непосредственной близости друг от друга. При сильных ветрах и неблагоприятных направлениях воздушного потока, когда вихревые структуры, формирующиеся в следе одного здания, попадают на другое, расположенное ниже по потоку (рис. 2, 3), могут возникнуть [1÷3] значительные аэродинамические нагрузки, приводящие к разрушению конструкций, расположенных с подветренной стороны. Пример нарушения целостности градирен под действием ветра приведен на рис. 4, взятом из монографии [3].

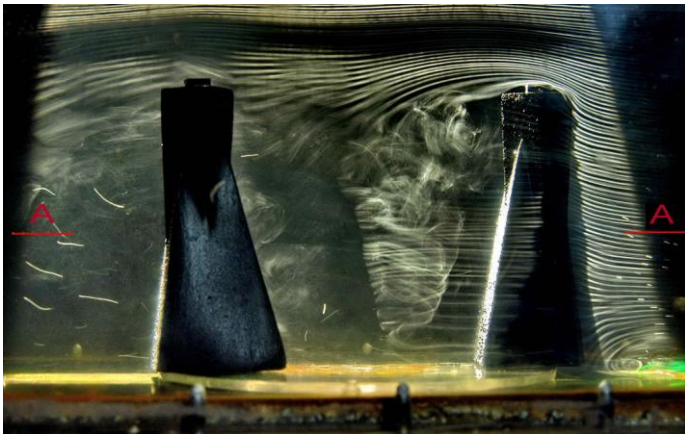


Рисунок 2. Обтекание двух однотипных зданий. Вид сбоку. Виден вертикальный вихрь за первым зданием.

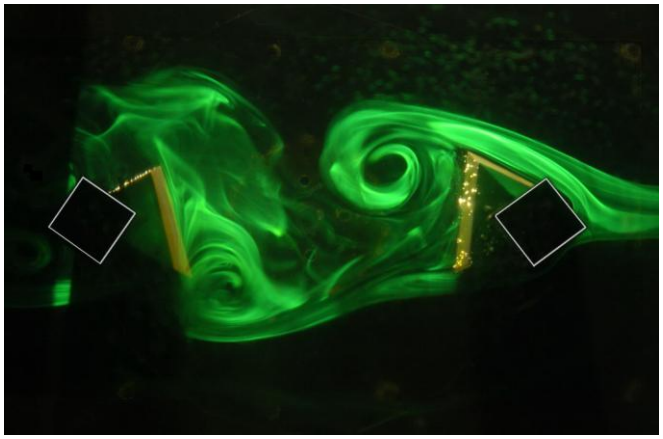


Рисунок 3. Обтекание двух однотипных зданий. Вид сверху. Среднее сечение А-А. Видны два вертикальных вихря за первым зданием, создающие переменную нагрузку на второе здание.

На рис. 5 представлена фотография комплекса зданий в Московском районе г. С-Петербурга. Видно, что при всех направлениях ветра аэродинамическое взаимодействие указанных сооружений будет проявляться в полном объеме.

Рисунок 4. Обрушение градирен на ТЭС Феррибридж

Рисунок 5. Комплекс зданий на ул. Типанова (г. Санкт-Петербург)

2. Для оценки усилий, действующих на поверхность здания (стены, крыши, окна), необходимо знание распределенных ветровых нагрузок. Сила F, действующая на конструктивный поверхностный элемент площадью S (м2), определяется по формуле:

$$F = w \cdot S \cdot C_p,$$

где w – скоростной напор воздушного потока, который согласно ТСН равен 182 кгс/м^2;

C_p - коэффициент аэродинамического давления, определенный экспериментально в результате опытов с макетом здания в аэродинамической трубе.

На зданиях прямоугольной формы в плане величина C_p не превосходит, как правило, значения 2,5. Если же контуры здания закруглены, его поперечное сечение имеет участки с круговыми или эллиптическими обводами, то величина C_p может достигать при определенных углах набегающего воздушного потока значений 5,5÷6,0. Величины C_p имеют также важное значение при выборе на поверхности здания мест расположения заборных и вытяжных отверстий системы вентиляции здания.

3. При некоторых вариантах компоновки комплексов зданий, содержащих высотные строения, в пешеходных зонах, прилегающих к домам, могут возникать недопустимо высокие скорости ветра, на уровне пешеходов (1,5 ÷ 2 м над землей). На рис. 6 представлена компоновка комплекса зданий, при которой в арочных проходах, предназначенных для передвижения людей и транспорта (на рисунке обозначены стрелками), скорость воздушного потока составляла величину 28 м/с в случае, когда скорость ветра равнялась 15 м/с.

Очевидно, что для безопасного передвижения пешеходов в зоне арок необходимо разработать специальные конструктивные мероприятия, снижающие скорости воздушного потока вблизи проходов.

4. Особое внимание при проектировании системы вентиляции следует уделять местам расположения заборных и вытяжных отверстий на поверхности здания. Нельзя допускать расположения указанных отверстий в пределах одной отрывной зоны на крыше здания или на его боковой поверхности.

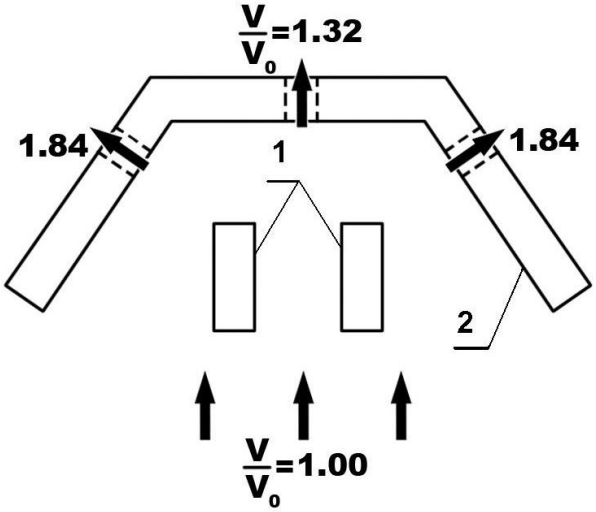


Рисунок 6. Схематичный план комплекса зданий с арочными проходами.

1 – высотные 35 этажные дома;

2 – дома высотой 20÷25 этажей.

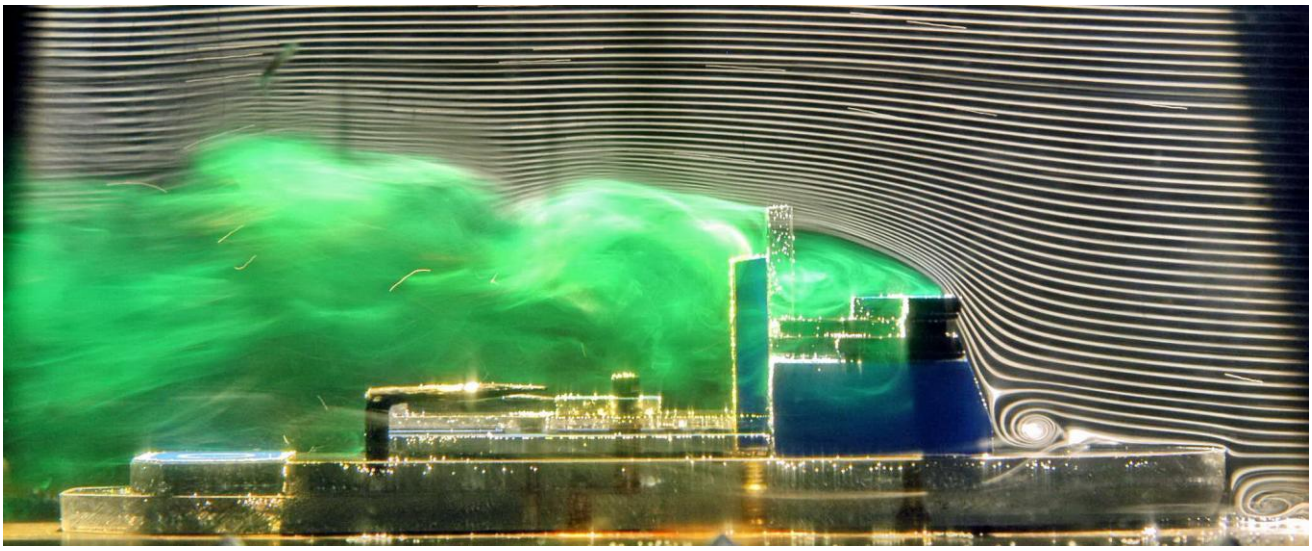


Рисунок 7. Задымляемость модели судна при встречном ветре

На рис. 7 показан пример распространения дыма вверх по потоку на судне, когда выход отработанных газов происходит в отрывную зону, возникающую при обтекании ходовой рубки. Дым распространяется вперед. Вся ходовая рубка загазована. Если, например, отверстия выброса и забора воздуха системы вентиляции находятся на крыше здания в отрывной зоне, представленной на рис. 8, то отработанный воздух снова будет поступать в систему вентиляции.

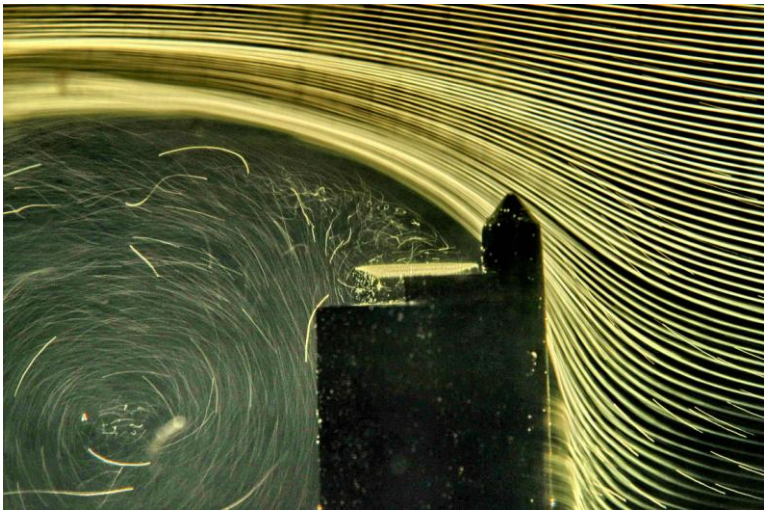


Рисунок 8. Пример обтекания крыши макета высотного здания

Таковы основные моменты, которые необходимо учитывать при проектировании высотных объектов. Существуют и другие «узкие места». Например, аэродинамическое воздействие на окна у нас вообще не рассчитывают, а на верхних этажах высотных зданий ветровая нагрузка такова, что при сильном ветре могут просто вылететь стекла.

Литература

1. Симиу Э., Сканлан Р. Воздействие ветра на здания и сооружения. М., 1984.
2. Реттер Э.И. Архитектурно-строительная аэродинпмика. М., 1984.
3. Гордеев В.Н., Лантух-Лященко А.И., Пашинский В.А., Перельмутер А.В., Пичугин С.В. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения. М., 2007.

**Александр Ильич Короткин,*

Центральный научно-исследовательский институт имени академика А.Н. Крылова

Тел. раб. (812) 723-68-74

Разрушение строительных материалов с точки зрения метода кристаллизации в гелях

Коммерческий директор ООО «Кола» Л.Л. Гошка

Если отрицательное влияние воздуха на организм человека проявило себя относительно недавно, то влияние воздуха на бетонные и железобетонные конструкции хорошо известно. Поэтому изучение влияния воздуха на процессы, происходящие в двухфазной системе, состоящей из двух или более компонентов, лучше начать с примера бетонов и железобетонов, но рассматривать будем, используя метод выращивания кристаллов в гелях.

В зданиях и сооружениях [1] бетоны могут подвергаться отрицательному воздействию, в первую очередь, воды и водных растворов различных веществ, в том числе и газов, вызывающих химическую коррозию; различных неорганических и органических веществ в жидком и газообразном состоянии (химическая коррозия); многократно повторяющихся процессов увлажнения и высыхания, а также замерзания и оттаивания, часто в водонасыщенном состоянии (физическая коррозия); различных веществ, отлагающихся в порах и капиллярах цементного камня и бетона в результате капиллярного подсоса минерализованных вод и их испарения; кристаллизуясь, они могут вызывать вредные напряжения (физическая коррозия).

Следует подчеркнуть, что разрушающее влияние на бетон различных агрессивных факторов часто усиливается его напряженным состоянием, возникающим под действием механических нагрузок.

В.М. Москвин разделяет коррозионные процессы, возникающие в цементных бетонах под действием водной среды, на три группы. К первой группе (коррозия I вида) он относит процессы, протекающие в бетоне под действием вод с малой временной жесткостью. При этом некоторые составляющие цементного камня растворяются в воде и уносятся при ее фильтрации сквозь толщу бетона.

Ко второй группе (коррозия II вида) относятся процессы, развивающиеся в бетоне под действием вод, содержащих вещества, вступающие в химические реакции с цементным камнем. Образующиеся при этом продукты реакций либо легкорастворимы и уносятся водой, либо выделяются на месте реакции в виде аморфных масс, не обладающих вяжущими свойствами. К этой группе могут быть отнесены, например, процессы коррозии, связанные с воздействием на бетон различных кислот, магнезиальных и других солей.

В третьей группе (коррозия III вида) объединены процессы коррозии, вызванные обменными реакциями с составляющими цементного камня, дающими продукты, которые, кристаллизуясь в порах и капиллярах, разрушают его. К этому же виду относятся процессы коррозии, обусловленные отложением в порах камня солей, выделяющихся из испаряющихся растворов, насыщающих бетон.

Обычно на бетонные конструкции одновременно воздействуют многие агрессивные факторы, но один из них обычно является основным. Чаще всего это процессы, вызывающие коррозию II вида.

В основе химико-технологического процесса производства строительных материалов [2] лежит важное физико-химические явление – гидратационное твердение кальцийалюмосиликатных и других цементов.

Примером некристаллических конденсационных дисперсных структур являются силикаты и алюмосиликаты (силикагели и алюмосиликагели, водные и обезвоженные). Силикагели образуются при выделении новой аморфной фазы при взаимодействии силиката натрия с кислотой

$$Na_2SiO_3 + 2HCl + H_2O \rightarrow 2NaCl + Si\,(OH)_4,$$

$$(HO)_3 \equiv Si - OH + HO - Si \equiv (OH)_3 + \ldots\ldots$$

$$\ldots\ldots \rightarrow (HO)_3 \equiv Si - [OSi\,(OH)_2 -]_n O - Si \equiv (OH)_3 + (n\text{-}1)\,H_2O.$$

В реакцию могут быть включены также соли алюминия.

Возникающий первоначально золь кремнекислоты (или алюмосиликазоль) коагулирует и образует гель (исходную коагуляционную структуру).

Кроме того, именно такие процессы лежат в основе получения многих катализаторов, носителей и сорбентов, например катализаторов крекинга нефти.

Для приготовления геля на основе метасиликата натрия (жидкого стекла) используется это же явление.

Как мы уже отмечали [3], гели образуются из суспензий или растворов путем установления поперечных связей между молекулами одного компонента, причем возникает трехмерная система. Такая система заключена в сплошную среду второго компонента. Поэтому гель можно рассматривать как полимер со

слабыми перекрестными связями. Если дисперсионной средой служит вода, то такой материал называют «гидрогелем» (именно он образуется в поддоне кондиционера в процессе эксплуатации).

При переходе метасиликата натрия в раствор образуется, согласно динамическому равновесию

$$Na_2SiO_3 + 3H_2O = H_2SiO_4 + 2NaOH, \quad (1)$$

ортокремневая кислота, которая может, как принято считать, полимеризоваться с выделением молекулы воды. Этот процесс может повторяться многократно до тех пор, пока не образуется трехмерная вязь из связей Si – O.

Основной отличительной особенностью геля является его пористость, характеризующейся большой удельной поверхностью ($S_{уд.}$):

$$S_{уд.} = S/m \quad (2),$$

где S – площадь межфазной поверхности между дисперсионной средой (жидкостью) и дисперсионной фазой (каркасом геля);

m – масса дисперсной фазы.

Таким образом, гель на основе метасиликата натрия с удельной поверхностью от 10 до 50 $м^2$/грамм с эффективным диаметром пор порядка 5-16 нм можно отнести к уровню наносистем.

Далее нам необходимо учесть, что, касаясь природы кремнезема, глинозема, двуокиси марганца, двуокиси свинца и соответствующих им водных соединений, Д.И. Менделеев отмечал [4], что все эти соединения, так же как и простые тела, образуемые углеродом, имеют высокомолекулярное строение. Например, в безводном кремнеземе «находится не SiO_2, а сложная частица $(SiO_2)_n$, т.е строение кремнезема есть полимерное, сложное». Столь же сложное строение водного кремнезема и силикатов. Важно отметить, что в структуре последних Менделеев различал неизменный каркас и другую часть строения, которая может изменяться и замещаться.

Что касается твердых веществ, то Менделеев считал [4], что «представляя уединенную массу тела, мы во всех его состояниях должны признать на поверхности массы иной вид внутреннего движения, или иное распределение частей, частиц и атомов, чем внутри массы». Когда на поверхность попадают молекулы посторонних веществ, то на месте их встречи с атомами поверхности происходят «действительные пертурбации, уклонения в движении и притом иного рода, чем на свободной поверхности», поскольку соприкасающиеся тела взаимно влияют друг на друга. «Степень и даже срок пертурбаций или изменений движения будет зависеть от индивидуальности тел касающихся, т.е. будет носить характер чисто химический». При соприкосновении двух тел, А и В, наступает изменение их внутреннего движения, которое «может давать в химическом опыте лишь следующий троякий результат».

По современной терминологии это сорбция, обычное химическое превращение веществ А и В и катализ (химическое превращение одного тела).

В первом случае атомы, составляющие тела А и В, «из бывшего химического равновесия не выходят, химического изменения не совершается». Изменение внутреннего движения приводит лишь к изменению упругости пара – при смещении газов и паров или жидкостей – и к поглощению (сорбции) – при соприкосновении твердого тела и газов. При сорбции, однако, в определенных случаях образуются соединения, которые представляют собой «переход к разряду настоящих химических соединений».

Во втором случае атомы А образуют с атомами В новые молекулы. Происходит реакция соединения, замещения или разложения, т.е. обычное химическое взаимодействие, ведущее к превращению исходных веществ в новые по составу и свойствам.

В случае катализа, в отличие от обычных химических реакций, только одно тело, например А, претерпевает изменения. Причем катализ может наблюдаться лишь в тех случаях, когда неизменяющееся тело В, катализатор, «находится в столь прочном подвижном состоянии, что сравнительно малая пертурбация движения его атомов в частице, происходящая на плоскости касания, не нарушает атомного равновесия его частиц, тогда как в изменяющемся теле А подвижное равновесие атомов в частице уже само собой, до прикосновения к В, было близко к нарушению или неустойчивости».

Кроме того, следует особо выделить высказывание В.Б. Алесковского [4], что все твердые вещества в той или иной мере летучи и растворимы, т.е. подвержены деструкции. С течением времени они насыщают окружающую среду своими мономерами. Когда в той среде, где они находятся, имеются какие-нибудь реагенты — осадители для этих мономеров, то после достижения равновесия на поверхности твердых веществ молекула за молекулой осаждаются продукты взаимодействия осадителей, например ионов металлов, с мономерами. Это стимулирует дальнейшую деструкцию твердого вещества вплоть до полного его превращения в продукт этого деструкционно-эпитаксиального превращения (ДЭП) – соответствующий дэпит.

Этот процесс был изучен (1961 г.) на примере поликремневой кислоты, а затем ряда других твердых кислот и оснований.

Таким образом, в условиях загрязнения окружающей среды мы в полной мере можем иметь весь этот набор процессов (образование химических соединений, сорбцию, катализ, деструкцию твердого вещества) на поверхности строительных материалов в помещении.

Например, в строительных материалах рассматривается следующий углекислый коррозионный процесс.

Углекислая коррозия развивается при действии на цементный камень и бетон воды, содержащей углекислый газ CO_2. При этом вначале идет реакция между $Ca(OH)_2$ цемента и углекислотой с образованием малорастворимого $CaCO_3$ по схеме:

$$Ca(OH)_2 + CO_2 + H_2O = CaCO_3 + 2H_2O.$$

Дальнейшее воздействие H_2CO_3 на цемент приводит, однако, к образованию более растворимого гидрокарбоната:

$$CaCO_3 + H_2CO_3 \leftrightarrow Ca(HCO_3)_2.$$

В этой обратимой реакции следует различать углекислоту, связанную в гидрокарбонате $Ca(HCO_3)_2$. Для предотвращения его разложения и обратного перехода в $CaCO_3$ необходимо присутствие в растворе определенного количества так называемой «равновесной» неагрессивной углекислоты. Появление же в растворе «сверхравновесного» количества углекислоты вызывает растворение новых порций $CaCO_3$ и образование $Ca(HCO_3)_2$. Эта избыточная углекислота называется агрессивной. Углекислая коррозия воздействует на бетон тем слабее, чем больше в водном растворе гидрокарбонатов кальция и магния.

В предыдущей статье [5] мы уже рассматривали механизм образования карбоната кальция (кальцита) в организме человека.

Далее рассмотрим, как получают кальцит в гелях.

Источником кристаллообразующих ионов Me^+ и A^- могут быть любые исходные химические соединения, достаточно хорошо растворимые в воде (более 10 г вещества на 1 л воды), которые изначально должны быть разнесены в пространстве, а средой образования нового химического соединения $Me^+ + A^- \leftrightarrow MeA\downarrow$ может служить двухфазная система, состоящая из двух или более компонентов (в нашем случае это гель).

При этом, по утверждению Г. Гениша [6], необязательно, чтобы второй реагент был в виде раствора. Поэтому вместо раствора $CaCl_2$ или ацетат кальция $CaAc_2$. мы можем использовать газообразные реагенты, которые содержат кальций.

Таким образом, использование метода выращивания кристаллов в гелях позволяет моделировать различные процессы, происходящие в двухфазной системе, состоящей из двух или более компонентов меняя различные параметры, как самого геля, так и среды над гелем, а реакцией геля на эти изменения являются кристаллы, которые могут в нем зарождаться и расти.

В гелях [6] на основе метасиликата натрия кальцит образуется путем взаимодействия карбонатов с солями кальция. Для выращивания кристаллов по этой реакции предложено два метода.

В первом из них гель сам по себе содержит карбонат. Готовят смесь водных растворов метасиликата натрия и какого-нибудь карбоната, причем величину pH доводят до 7-8 (обычно с помощью уксусной кислоты). После того как гель застынет в I-образной пробирке, раствор соли кальция наливают поверх геля и дают возможность ей продиффундировать в гель. Попытки смешивать соль кальция с гелем оказались безуспешными, поскольку при значениях pH ≥ 7 образуется осадок силиката кальция. При более низких значениях pH этого осаждения удается избежать, но возникает опасность образования CO_2, который может разрушить гель. Следует отметить, что в данном случае образование CO_2 происходит в отсутствие биологических процессов.

Во втором методе нейтральный гель первоначально не содержит ионов кальция и карбоната. Эти реагенты диффундируют в гель с двух сторон и при взаимодействии образуют кальцит. Такой процесс проводят в U –образных трубках или в сосудах, снабженных фильтром из спеченного стекла.

Эти два метода позволяют за 6-10 недель вырастить хорошо ограненные ромбоэдры кальцита размерами до 5 мм.

Для описываемого процесса рекомендуется использовать следующие реактивы: гелеобразующий раствор $Na_2SiO_3 \cdot 9H_2O$ (марки ч.д.а.) с концентрациями от 0,17 до 0,23 М; источники ионов карбоната – растворы Na_2CO_3 (pH=11.6), $(NH_4)_2CO_3$ (pH=9), $NaHCO_3$ (pH=8.6) или NH_4HCO_3 (pH=8.4); источником кальция может служить $CaCl_2$ или ацетат кальция $CaAc_2$. Оказалось, что сочетание $(NH_4)_2CO_3$ и $CaCl_2$ в равных концентрациях дает наилучший результат.

Исходными данными для построения модели является то, что в начальный момент времени исходные реагенты для образования химического соединения MeA разнесены в пространстве. Далее встречная диффузия поставляет кристаллообразующие ионы Me^+ и A^- в тот или иной слой геля. В тех слоях геля, где будет выполняться условие $[Me^+]\cdot[A^-]>ПР$, в осадок будет выпадать новое химическое соединение $Me^+ + A^- \leftrightarrow MeA\downarrow$.

Более подробно этот процесс удобно рассматривать при образовании тартрата кальция, т.к. этот процесс не сопровождается образованием других кристаллов, кроме самого тартрата кальция, и этот процесс менее критичен к изменению pH в широком диапазоне.

Для получения кристаллов тартрата кальция в гелях [7], на основе метасиликата натрия и винной кислоты в I-образной пробирке готовится гель. После его застывания на поверхность геля заливается раствор $CaCl_2$. Тем самым реализуется химическая реакция

$$CaCl_2 + H_2C_4H_4O_6 = CaC_4H_4O_6\downarrow + 2HCl \quad (1)$$

На рис. 1 представлены два кристалла. С правой стороны кристалл тартрата кальция, выросший в геле, а слева кристалл, выросший в растворе хлористого кальция над гелем. Они могут отличаться только по форме и качеству, но не по химическому составу. Возможность легирования (добавления примесей) мы исключаем из рассмотрения. Отсюда можно предположить, что образование и дальнейший рост кристаллов тартрата кальция происходит в растворе. Тогда возникает вопрос, каким образом в среде с эффективным диаметром пор порядка 5-16 нм зарождаются кристаллы, а выращенные кристаллы в гелях могут быть значительно чище исходных реагентов? К настоящему времени в гелях были выращены самые совершенные кристаллы. В пробирке с гелем без особых усилий кристаллы тартрата кальция можно выращивать до линейных размеров порядка 5-10 мм.

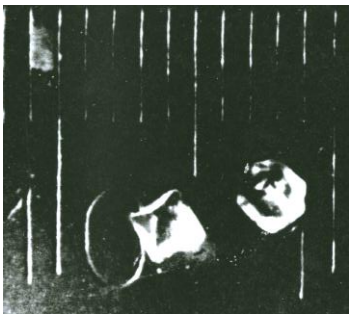


Рисунок 1. Кристалл, выросший в геле (справа) и в растворе хлористого кальция над гелем

Отсюда напрашивается вывод, что кристаллы в гелях растут, не встречая сопротивления со стороны самого геля. Следовательно, можно предположить, что в гелях должен существовать процесс, который не связан с зародышеобразованием и ростом кристаллов, но подготавливает среду (гель) для успешного зародышеобразования и роста этих кристаллов.

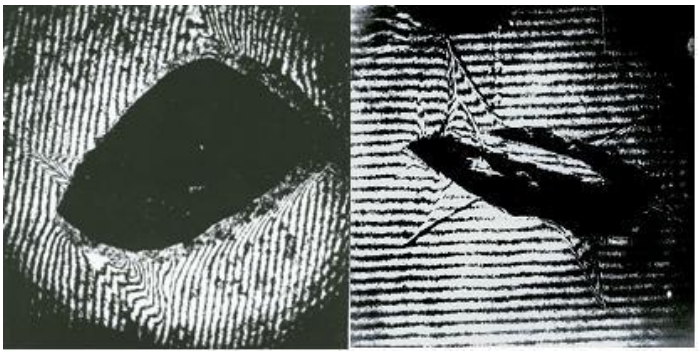


Рисунок 2. Концентрационное поле вокруг кристаллов, растущих в геле

Гель является достаточно прозрачной средой, поэтому для исследования процессов зарождения и роста кристаллов тартрата кальция в гелях мы использовали метод голографической интерферометрии. На рис. 2 интерференционные полосы описывают геометрическое место точек постоянной оптической разности хода. На интерферограммах хорошо видно отсутствие конвекционных потоков, следовательно, транспорт вещества идет только вследствие диффузии. Интересно отметить, что кристалл растет в полостях с довольно сложным распределением концентрации в них и возмущает среду на малых расстояниях, сравнимых с размерами кристалла.

Следовательно, можно считать, что каждый кристалл растет самостоятельно, практически не оказывая влияния на соседей. Относительно кристаллогенетической среды вокруг растущего кристалла можно сделать следующие предположения:

1. Кристалл окружает раствор, показатель преломления которого существенно отличается от исходных растворов (на границе полостей видны скачки интерференционных полос). Таким веществом может быть только продукт химической реакции, т.е. раствор соляной кислоты.
2. Раствор соляной кислоты медленно диффундирует в окружающий объем. Если бы это было не так, то вместо скачка интерференционных полос наблюдался бы плавный переход.

Удельная поверхность силикагелей составляет от 10 до 50 $м^2$/грамм. Следовательно, кристаллогенетическая среда на основе геля характеризуется, прежде всего, большой поверхностной энергией. Эта поверхностная энергия может претерпевать самые разнообразные превращения и должна играть существенную роль в процессе кристаллообразования. Превращения поверхностной энергии в механическую энергию легко наблюдается уже на первом этапе приготовления геля: в процессе застывания геля и в зависимости от его плотности он может растрескиваться, отслаиваться от стенок сосуда (рис. 3) и т.д.

Застывший гель, по всей видимости, можно рассматривать как систему, в которой возникли и существуют механические напряжения.

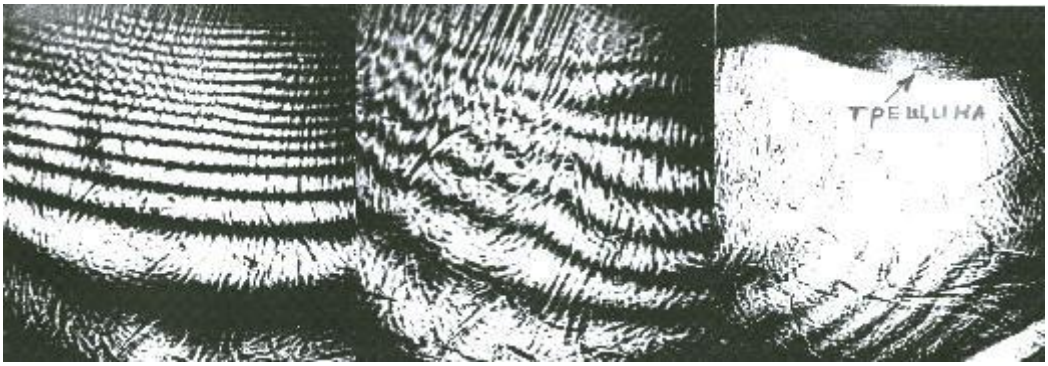


Рисунок 3. Динамика высыхания геля. Возникновение и релаксация упругих напряжений в геле

Гель на основе метасиликата натрия и винной кислоты помещался в голографическую установку, поверх геля заливался раствор хлористого кальция с концентрацией, которая не приводит к зарождению кристаллов. В начальный момент времени (рис. 4а) на интерферограммах фиксировались горизонтальные интерференционные полосы, характерные для процесса встречной диффузии хлористого кальция и винной кислоты в геле. С течением времени интерференционные полосы постепенно начали изгибаться (рис. 4б) под углом в 90°. При достижении в геле определенной концентрации хлористого кальция происходила моментальная релаксация, т.е. интерференционные полосы снова становились горизонтальными, а в геле появлялись полости, различимые невооруженным глазом (рис. 4в).

а б в

Рисунок 4. Возникновение и релаксация напряжений в геле при диффузии раствора $CaCl_2$ концентрацией один моль

Этот процесс повторялся с определенной последовательностью вслед за диффузией хлористого кальция по столбу геля ко дну кюветы. Объяснить образование полостей было возможно только тем, что внутри геля возникали мощные внутренние напряжения, которые снимались с самопроизвольным объединением пор с образованием полости. Отсюда можно сделать вывод, что изменение состава дисперсионной среды в геле приводит к нескольким эффектам, которые тесно связаны с поверхностной энергией системы. Выделим два явления: адсорбцию и эффект Ребиндера [2].

Адсорбция представляет собой процесс самопроизвольного перераспределения компонентов системы между поверхностным слоем и объемной фазой. В двухфазной системе, состоящей из двух или более компонентов, состав поверхности разрыва[1] между фазами может заметно отличаться от состава соприкасающихся объемных фаз, причем перераспределение концентраций в приповерхностном слое и объеме должно приводить к понижению свободной энергии системы:

$$C_S - C / C = -1 / RT\delta \cdot \partial\sigma / \partial C, \quad (2)$$

где C_S –поверхностная концентрация компонента

C –объемная концентрация компонента

σ – поверхностное натяжение

δ – толщина поверхности разрыва

[1] Существующий между фазами более или менее сильно развитый неоднородный слой, в котором осуществляется переход от свойств, характерных для одной фазы, к свойствам, характерным для другой фазы, называется поверхностью разрыва

Анализируя выражение (2), можно сделать следующие выводы:

1) перераспределение концентрации в объеме и на границе раздела фаз возможно для тех компонентов, концентрация которых изменяет поверхностное натяжение;
2) если поверхностное натяжение уменьшается с ростом концентрации, то происходит накопление вещества на границе раздела фаз, и наоборот, если поверхностное натяжение увеличивается с ростом концентрации, то происходит накопление вещества в объеме.

Эффект Ребиндера приводит к изменению прочности твердых и пористых тел вследствие физико-химического влияния среды, в которой эти тела находятся. Причем важной особенностью этого эффекта является его обратимость. Имеется в виду наличие термодинамической устойчивости границы между твердой фазой и средой, а также исчезновение эффекта при удалении среды.

Суть явления состоит в том, что если в пористом теле или имеющем трещины твердом теле возникли механические напряжения, то часть трещин может уменьшиться в размерах, а часть – увеличиться. Это зависит от размера трещин по отношению к критическому размеру (l_k):

$$l_k \sim \sigma E / p^2, \quad (3)$$

где E – модуль Юнга;
p – приложенное напряжение;
σ – поверхностное натяжение.

Существование критического размера трещины обусловлено конкуренцией двух энергетических процессов: поверхностной энергии и энергии упругих деформаций.

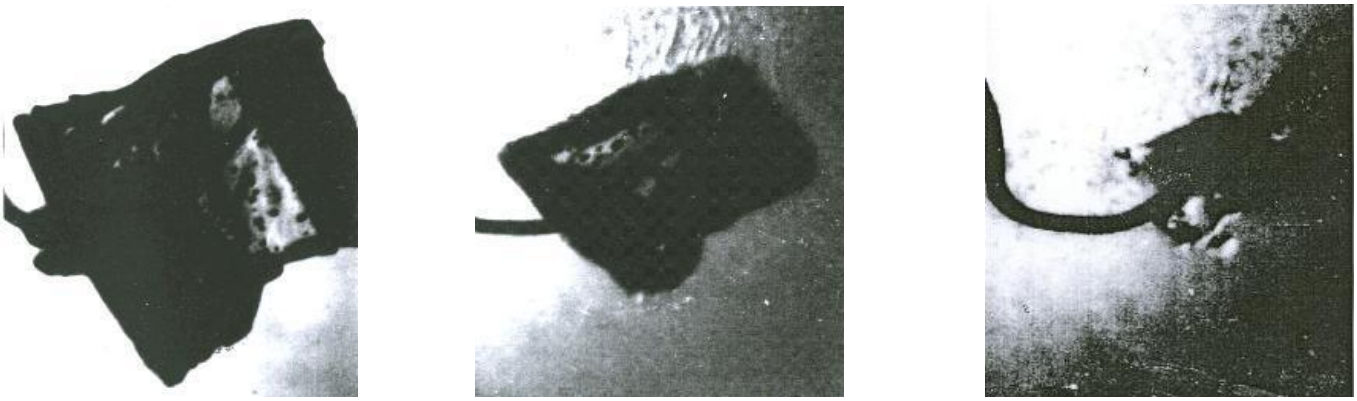
Анализируя выражение (3), необходимо подчеркнуть, что критический размер трещины является не только характеристикой самого тела (модуль Юнга), но и внешних условий: поверхностного натяжения и приложенных напряжений.

Следовательно, исходная концентрация раствора хлористого кальция, которую мы задаем изначально, будет по мере диффузии хлористого кальция в гель влиять на поверхностное натяжение внутри него, и тем самым на критический размер (l_k).

Таким образом, помещая тело в различные среды (например, жидкости) и изменяя поверхностное натяжение, мы можем управлять развитием трещин в ту или иную сторону, и, соответственно, увеличивать или уменьшать механическую прочность тела. Выражение для прочности тела P_0 со средним размером трещин l_c можно представить в виде:

$$P_0 \sim (\sigma E / l_c)^{1/2} \quad (4)$$

Из этого выражения видно, что, понижая поверхностное натяжение, мы понижаем реальную прочность тела. Наибольшее понижение прочности возможно при максимальном уменьшении поверхностного натяжения, т.е. при контакте с родственной жидкостью. Таким способом можно понизить прочность до такой степени, что может наступить полное разрушение тела.



а) первоначальный кусок геля

б) разрушение геля через один час после погружения в жидкое стекло (хорошо видны потоки направленные вверх сопровождающие процесс разрушения геля)

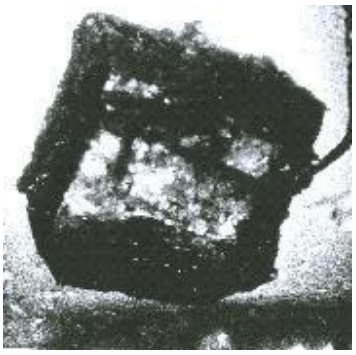
в) разрушение геля через полтора часа после погружения в жидкое стекло

Рисунок 5. Разрушение каркаса геля в жидком стекле

Ярко выраженная связь между понижением прочности тела и понижением поверхностной энергии наблюдается у пористых тел (рис. 5, 6), т.к. в пористых телах есть очевидные дефекты – поры. Кроме этого, смачивающие жидкости проникают внутрь тела в места дефектов и при помощи капиллярных сил облегчают разрушение пористого тела. На фотографии (рис. 5) видно, что гель разрушается, и через два часа его не стало, он полностью разрушился.

а) первоначальный кусок геля

б) изменения, произошедшие за полтора часа после погружения его в раствор $CaCl_2$



в) тот же образец, вынутый из раствора $CaCl_2$

Рисунок 6. Частичное разрушение каркаса геля в насыщенном растворе $CaCl_2$

На следующей фотографии (рис. 6) видно, что гель полностью не разрушился, но изменился показатель преломления в этом геле, связанный с диффузией $CaCl_2$ в него. Изменение показателя преломления, по всей видимости, связано с изменением размера пор.

Таким образом, мы получили реальный механизм воздействия на гель и этим воспользуемся.

а) образец, не подверженный ультразвуковому облучению

б) образец после ультразвукового облучения

Рисунок 7. Стимулирование центров зарождения кристаллов в гелях при помощи ультразвука

Для того чтобы установить роль поверхности геля, нами в трех пробирках был приготовлен одинаковый гель, сверху которого был залит 1 моль·л$^{-1}$ раствор хлористого кальция. За 30 дней кристаллы в геле прекратили зарождаться и расти. Целью данного эксперимента было, исключив все процессы, перевести поверхность геля из статического состояния в динамическое, т.е. искусственно вызвать дополнительное образование полостей внутри геля. Поэтому одну из пробирок поместили в ультразвуковую ванну на две минуты. Воздействие ультразвука вызвало массовое дополнительное зародышеобразование по всему столбу геля (рис. 7). Кроме этого оказалось, что если в пробирку на поверхность геля поместить гирьку в 10 грамм, это тоже приводит к дополнительному зародышеобразованию.

По результатам данных экспериментов можно сделать вывод, что в начальный момент времени, когда исходные реагенты разнесены в пространстве, на границе раздела гель–раствор возникает градиент концентраций. Он стимулирует встречную диффузию исходных реагентов в геле. В свою очередь, диффузия исходных реагентов приводит к изменению поверхностного натяжения в двухфазной системе, состоящей из двух или более компонентов (в геле), и тем самым приводит к эффекту Ребиндера. Благодаря эффекту Ребиндера статическая поверхность геля становится динамической, т.е. идет изменение площади раздела двух фаз, которая приводит к образованию полостей. Кроме того, изменение площади раздела двух фаз может перераспределять концентрацию исходных реагентов между поверхностной и объемной фазами таким образом, что в объемной фазе может наступить пересыщение раствора, и как следствие этого, происходит образование твердой фазы (кристалла).

Таким образом, исходя из предложенной модели, все три вида коррозии по В.М. Москвину можно объединить в единый процесс, и первопричиной разрушения двухфазной системы, состоящей из двух или более компонентов, можно считать не химические реакции, а эффект Ребиндера. Тогда можно считать, что нанесение защитного слоя на внешнюю поверхность бетона устраняет встречную диффузию, но не устраняет градиент концентрации на границе раздела «бетон — окружающая среда», Следовательно, любое нарушение

защитного слоя может привести к началу процесса разрушения бетона. Дополнительным способом понизить этот градиент концентраций может стать внедрение эффективных климатических систем.

Представляет интерес с позиций этой модели рассмотреть процесс обрушения крыши «Трансвааль-парка» из пористого бетона. Если при изготовлении крыши использовался химико-технологический процесс гидратационного твердения кальцийалюмосиликатных и других цементов, который используется в производстве строительных материалов**,** тогда можно предположить, что ошибки в проекте системы вентиляции или в ее эксплуатации вызвали на границе раздела «бетон - внутренний воздух здания» большой градиент концентраций. Встречная диффузия изменила поверхностное натяжение в батоне и вызвала эффект Ребиндера, который привел к образованию полостей в куполе, что могло привести к потере прочности конструкции, а это, в свою очередь, к изменению горизонтальных нагрузок на колонну. А скопившийся снег на крыше только ускорил процесс разрушения крыши с последующим ее обрушением. Следует отметить, что образование полостей в геле идет без изменения формы и объема геля. Время образования полостей зависит от самого медленного процесса – диффузии. Следовательно, срок эксплуатации сооружения - два года – был вполне достаточен для разрушения бетона при высоком градиенте концентраций. Поэтому нет ничего удивительного в том, что свидетели обрушения говорили, что бетон крошился в руках.

Следует отметить, что предложенная модель не противоречит представлению о коррозийных процессах в бетоне по В.М. Москвину, а только дополняет это представление и показывает, что это направление еще очень мало изучено.

Если в этой модели учесть такие процессы как сорбция, катализ, деструкция твердого вещества, то можно ожидать, что в помещениях с недостаточным воздухообменом должны фиксироваться химические соединения, которых нет в приточном воздухе, изначально нет в строительных и отделочных материалах, не выделяются людьми, мебелью и т.д. Другими словами, химическое соединение фиксируется, а источник его не известен. Профессор Энно Абель (Высшая Техническая Школа Чалмеш, Гётеборг, Швеция) в личной беседе подтвердил, что такие случаи имели место.

Следует отметить, что метод выращивания кристаллов в гелях рассматривает образование кристаллов не только в гелях на основе метасиликата натрия, но и в других средах. И этот процесс имеет множество других отрицательных последствий.

Например, существует проблема с запахами от «неправильно обслуживаемого кондиционера», что связано не с поступлением дурнопахнущих веществ в кондиционер, а именно с их образованием в процессе химических и биологических процессов в гидрогеле, который образуется в процессе эксплуатации в поддоне кондиционера. Для устранения причин появления запахов дополнительно в систему автоматизации кондиционеров вводятся специальные технологические режимы просушки и бактерицидной обработки, теплообменных поверхностей и поддонов. Разработаны и при квалифицированном обслуживании применяются специальные технологии обработки внутренних поверхностей оборудования.

Среди нежелательных проявлений процесса образования кристаллов является случайный их рост в пищевых и технических продуктах, например, льда в мороженом, тартратов в сыре, серы в резине, солей цинка в сухих элементах. Об образовании биоминералов в организме человека мы говорили в предыдущих статьях.

Литература

1. Волженский А.В., Буров Ю.С., Колокольников В.С. Минеральные вяжущие вещества: (технология и свойства). Учебник для вузов. М., 1979.
2. Щукин Е.Д., Перцов А.В., Амелина Е.А. Коллоидная химия. М., 1982.
3. Гошка Л.Л. Климатические системы: влияние воздуха на организм человека // Инженерно-строительный журнал, №1/2009. СПб, 2009.
4. Алесковский В.Б. Стехиометрия и синтез твердых соединений. Л.,1976.
5. Гошка Л.Л. Климатические системы и образование патогенных биоминералов в организме человека // Инженерно-строительный журнал, №2/2009. СПб, 2009.
6. Гениш Г. Выращивание кристаллов в гелях. М., 1973.
7. Гошка Л.Л., Рузов В.П. Исследование процессов роста кристаллов в гелях. Сыктывкар, 1983.

**Леонид Леонидович Гошка, ООО «Кола», г. Сыктывкар*

Тел. раб.: (8212) 29-10-24, факс: (8212) 24-44-10

Эл. почта: tookola@mail.ru

Подготовка бизнес-плана инвестиционно-строительного проекта на основе экономико-математических моделей

Магистр ГОУ СПбГПУ О.В. Чулгаева,
директор по экономике УК СХ «Эталон-ЛенСпецСМУ» В.С. Чулгаева

Задачей науки об экономике предприятия является содействие принятию решений. Это означает, что модели принятия решения по целям и средствам должны разрабатываться как основа рекомендаций для действий по решению практических проблем. Здесь в качестве базиса незаменимы разъяснительные модели.

Отдельные разработки по теории финансов велись еще до второй мировой войны. В частности, широкую известность получили исследования Дж. Уильямса, разработавшего модель оценки стоимости финансового актива. Тем не менее, принято считать, что начало этому процессу было положено в первой половине пятидесятых годов работами Г. Марковица, заложившего основы современной теории портфеля. В этих работах, по сути, была изложена методология принятия решений в области инвестирования в финансовые активы и предложен соответствующий научный инструментарий. Во второй половине пятидесятых годов проводились интенсивные исследования по теории структуры капитала и цены источников финансирования, а также по выбору инвестиционной политики. Является общепризнанным, что основной вклад по данному разделу был сделан Ф. Модильяни и М. Миллером. На разработку стандарта о сетевых моделях большое влияние оказал американский ученый Ч. Бахман. Модели принятия решений могут лишь ограниченно отразить действительность не только из-за дефицита данных и несовершенства теорий, но прежде всего ввиду огромного разнообразия явлений и связей в реальной хозяйственной жизни. Многие исследователи видят в этом их существенный недостаток и повод для критики. Для них предпосылки моделирования равнозначны далекой от практики науке. В этой связи В.Р. Бретцке противопоставил пониманию модели, основанному на теоретическом отображении реалий, «конструктивистское» понимание. По его мнению, снижение сложности в модели принятия решений - это не неизбежное зло, а объективная необходимость, т.к. только структурирование расплывчатой проблемы по предпосылкам обозначает контуры и тем самым сужает сферу поиска решения. «Неполнота сведений является не конструкционным недостатком, а конструкционным принципом» [1].

Конструкционный принцип, т.е. возможность абстрагироваться в интересах точного анализа от «мешающих величин», существующих в реальности, делает модели принятия решений открытыми для совершенствования. Они ни в коем случае не отнимают инициативы у лиц, ответственных за решения. Таким образом, задачей, поставленной в данном исследовании, является оценка рентабельности инвестиционно-строительного проекта перед началом строительства, при наличии лишь нескольких параметров для расчета, и разработка модели построения графиков производства работ в зависимости от площади освоения.

Как известно, для работы с инвесторами и кредиторами требуется подготовка документации, которая должна наглядно и аргументированно демонстрировать потенциал проекта и являться базовым документом при проведении переговоров по привлечению финансирования.

Для прогноза финансового результата на основе имитационной модели был произведен экономический анализ будущего инвестиционно-строительного проекта. Машинная имитация – это эксперимент, но не в реальных, а в искусственных условиях. По результатам этого эксперимента отбирается один или несколько вариантов, являющихся базовыми для принятия окончательного решения на основе дополнительных формальных и неформальных критериев. Примером такого имитационного моделирования с помощью жестко детерминированных моделей является прогнозирование одной из форм бухгалтерской отчетности – отчета о прибыли и убытках [2]. Опираясь на метод имитационного моделирования, мы построили модели подготовки бизнес-плана. Выбор метода имитационного моделирования обусловлен рядом причин:

- имеющиеся аналитические методы довольно сложны и трудоемки, а имитационное моделирование дает более простой способ предварительного решения задачи;
- имитационное моделирование позволяет провести оценку параметров модели;
- постановка экспериментов в реальных условиях трудновыполнима.

Управляющие параметры модели экспресс-оценки рентабельности типового ИСП для Санкт-Петербурга следующие:

1) возводимые площади (жилые, офисы, паркинг);
2) предполагаемый р-н застройки (центральный, спальный);
3) приобретение проекта (передача строящихся площадей, плата за инфраструктуру).

В модели анализируются три прогноза оценки рентабельности ИСП: оптимистический, реалистический, пессимистический.

Построены графики зависимости рентабельности ИСП от передачи строящихся площадей за приобретение проекта для центральных районов (рис. 1) и для спальных районов (рис. 2). Если же в моделировании учитывается плата за инфраструктуру, тогда за основу берётся курс доллара и устанавливается прогноз процента его роста за квартал для трёх вариантов. Основанием для расчета являются расходная часть на строительство и доходная часть от продажи площадей.

Исходные данные:

Строительство	Продажи
1. Базовая стоимость строительства – жилые площади, руб/м^2 (СМР, проектные работы, инженерное обеспечение); 2. Коэффициенты стоимости строительства на паркинг, торговые помещения относительно базовой стоимости строительства жилых площадей; 3. Прогнозы инфляции на строительном рынке; 4. Планируемые объемы освоения по годам в процентах.	1. Сроки продаж; 2. Стартовые цены на рынке продаж руб/м^2; 3. Прогноз изменения цены продаж; 4. Планируемые объемы продаж по годам в процентах.

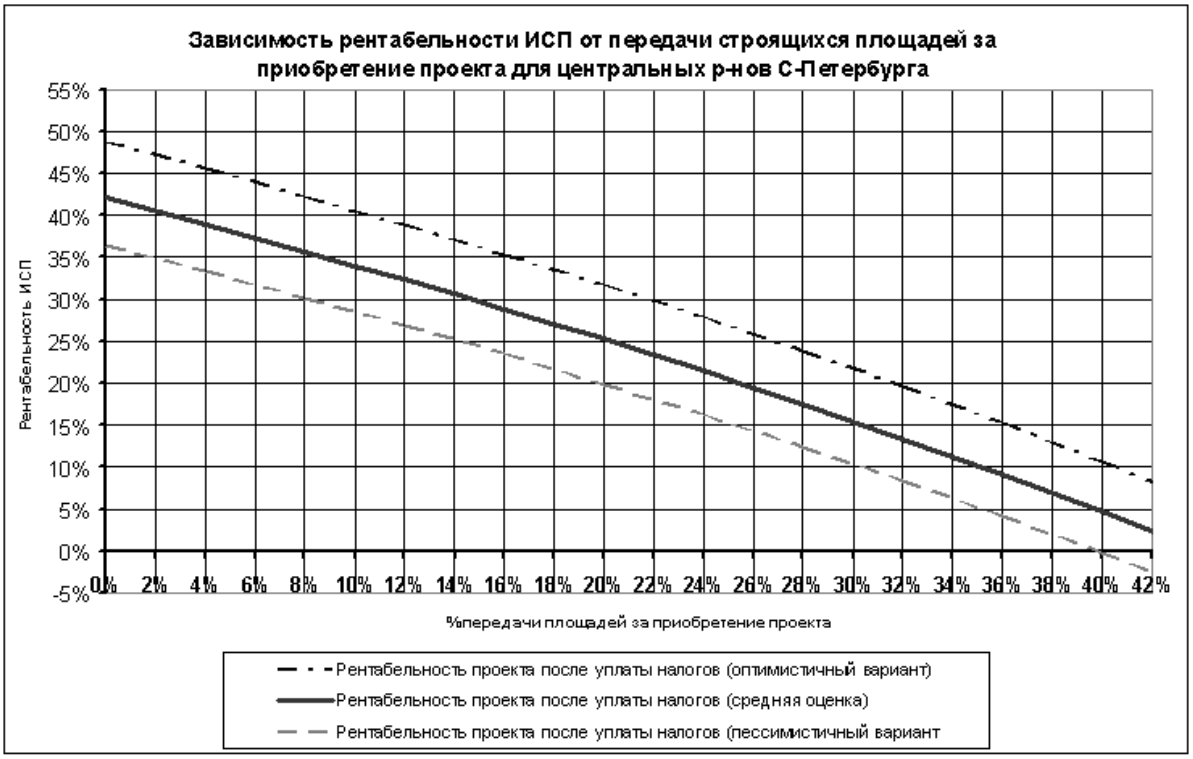


Рисунок 1. Передача строящихся площадей для центрального района

В результате, с учетом НДС и налога на прибыль производится раскладка по девяти комбинациям соотношения вариантов прогнозов.

Ошибочный прогноз в отношении целесообразности приобретения того или иного объема активов может вызвать неприятные последствия двух типов:

1) ошибка в инвестировании в сторону занижения чревата неполучением возможного в принципе дохода;
2) излишнее инвестирование приведет к неполной загрузке мощностей.

Эффективность капиталовложений включает в себя также своевременность и разумное качество требуемых основных средств. Иными словами, производственные мощности должны быть смонтированы не только в нужном объеме, но и в нужное время. В определенной степени это достигается разработкой детализированного плана-графика для фазы инвестирования [3].

Календарное планирование является неотъемлемым элементом организации строительного производства на всех его этапах и уровнях. Нормальный ход строительства возможен только тогда, когда заблаговременно продумано, в какой последовательности будут вестись работы, какое количество рабочих,

машин, механизмов и прочих ресурсов потребуется для каждой работы. Недооценка этого влечет за собой несогласованность действий исполнителей, перебои в их работе, затягивание сроков и, естественно, удорожание строительства. Для предотвращения таких ситуаций и составляется календарный план, который выполняет функцию расписания работ в рамках принятой продолжительности строительства. Очевидно, что изменчивая обстановка на стройке может потребовать существенной корректировки такого плана, тем не менее, при любых ситуациях руководитель строительства должен четко представлять, что нужно делать в ближайшие дни, недели, месяцы.

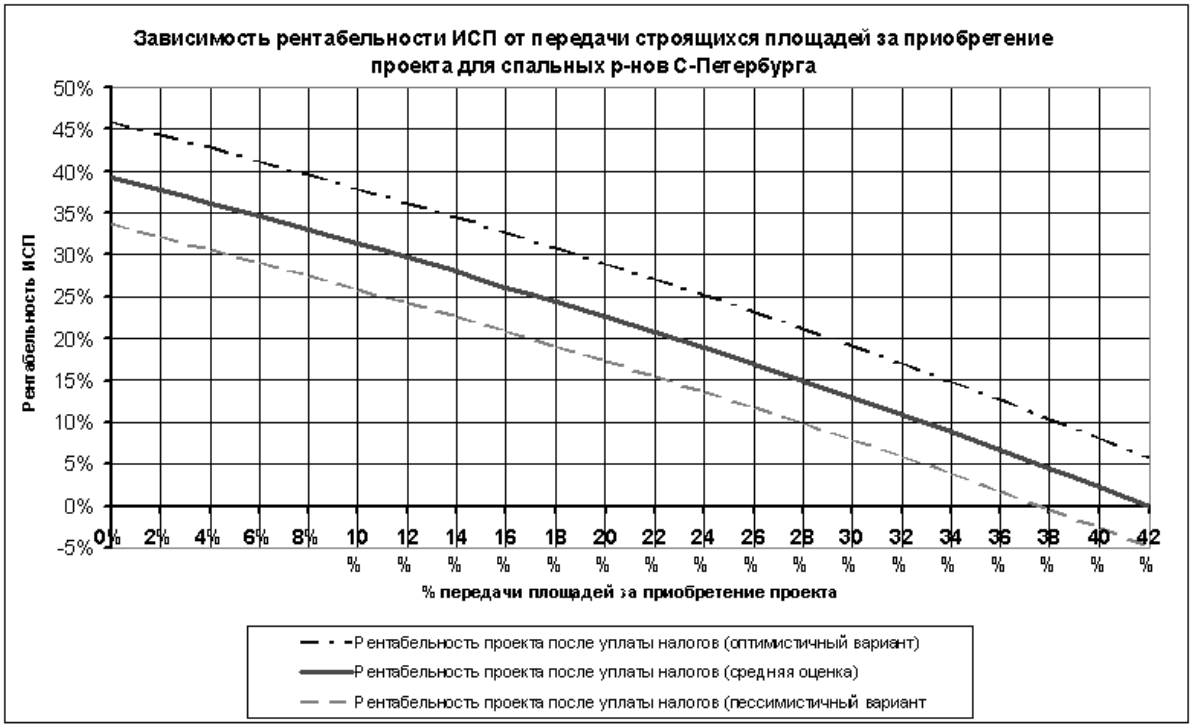


Рисунок 2. Передача строящихся площадей для спальных районов

Продолжительность строительства назначается, как правило, по нормам (СНиП 1.04.03-85* Нормы продолжительности строительства) в зависимости от величины и сложности строящихся объектов, например, площади гидромелиоративных систем, виды и мощности промышленных предприятий и т.д. В отдельных случаях продолжительность строительства может планироваться отличной от нормативной (чаще всего в сторону ужесточения сроков), если того требуют нужды производства, специальные условия, природоохранные программы и прочее. Для объектов, возводимых в сложных природных условиях, допустимо увеличение продолжительности строительства, но это всегда должно быть надлежащим образом обосновано.

В строительной практике часто применяются упрощенные методы планирования, когда, например, составляется лишь перечень работ со сроками их выполнения без должной оптимизации. Однако такое планирование допустимо лишь при решении небольших текущих задач в ходе строительства. При планировании же больших объектов работ на весь период строительства нужна тщательная работа по выбору наиболее целесообразной последовательности СМР, их продолжительности, числа участников, необходим учет множества факторов, о которых упоминалось выше. По этим причинам в строительстве находят применение различные формы календарного планирования, позволяющие по-своему оптимизировать планируемый ход работ, возможность маневров и т.д. [4]

Для установления последовательности и сроков выполнения работ с максимально возможным их совмещением, составляется календарный график производства работ.

График разрабатывают на основные виды строительно-монтажных и специализированных работ, взятых из объектной ведомости, начиная с подготовительных работ и кончая работами по благоустройству территории.

График производства работ должен обеспечить решение следующих задач в управление строительными проектами:

- соблюдение директивных сроков завершения проекта;
- рациональное распределение материальных ресурсов и исполнителей между задачами проекта, а также во времени;
- своевременная коррекция исходного плана в соответствии с реальным положением дел.

Эти три задачи тесно связаны между собой, и недостаточное внимание к одной из них неизбежно приведет к проблемам по двум другим направлениям.

Календарный график производства работ включает в себя:

- календарный план производства работ по объекту (виду работ)
- планово-расчетную стоимость на одно машинное место и всего по каждому виду работ
- график финансирования

Для модели графика финансирования были прослежены закономерности изменения сроков выполнения работ в зависимости от объемов освоения, путем сравнительного анализа уже построенных объектов. Эти поведенческие взаимосвязи можно математически структурировать и интегрировать в динамическую имитационную модель. Были построены типовые модели распределения объемов работ по сроку строительства здания до 30 тыс. м^2, до 45 тыс. м^2, до 65 тыс. м^2.

Зная дату начала строительства и площадь планируемого объекта, можно получить график финансирования по месяцам на период строительства. Рассмотрим на примере одной из моделей исходные параметры.

1. Жилая недвижимость.
2. Черновая отделка. Навесной вентилируемый фасад.
3. Строк строительства: 2-3 года.
4. Площадь: до 30 тыс. м^2.

Рисунок 3. График поступления денег на период строительства

По среднестатистическим данным выведены процентные соотношения выполнения всех видов работ по месяцам за период строительства, которые являются основой для построения графика финансирования и производства работ (рис. 3).

Предложенные модели позволяют более точно теоретически исследовать эффективность оценки рентабельности инвестиционно-строительного проекта до начала реализации, прогнозировать объемы работ и потребность в финансировании. А также генерировать различные варианты бизнес-планов в зависимости от нескольких параметров, позволяющие выбрать рациональный подход к реализации проекта.

Литература:

1. Bretzke W.-R. Der Problembezug von Rentsch – eidungsmodellen. Tubingen, 1980.
2. Баркалов С.А., Бакунец О.Н., Гуреева И.В., Колпачев В.Н., Руссман И.Б. Оптимизационные модели распределения инвестиций на предприятии по видам деятельности. М., 2002.
3. Ковалев В.В. Методы оценки инвестиционных проектов. М., 2002.
4. Новицкий Н.И., Горностай Л.Ч., Горюшкин А.А. Организация, планирование и управление призводством. Практикум (курсовое проектирование). Учебное пособие. М., 2006.

**Ольга Владимировна Чулгаева, Санкт-Петербургский государственный политехнический университет*

Тел. моб.: +7(921)343-05-35; эл. почта: chulgaeva_@mail.ru

Государственное образовательное учреждение высшего профессионального образования
«Санкт-Петербургский государственный политехнический университет»
Инженерно-строительный факультет
Отделение повышения квалификации и профессиональной переподготовки

Профессиональная переподготовка специалистов

Программа предназначена для специалистов строительных и проектных организаций, не имеющих базового строительного образования, а также для лиц, желающих получить дополнительное образование по направлению «Строительство».
Форма обучения вечерняя. По окончании обучения выдается диплом о переподготовке государственного образца с правом на ведение нового вида профессиональной деятельности. Программа рассчитана на 500 ак. часов, обучение проводится в течение одного учебного семестра.
Стоимость обучения 46000 рублей.
Переподготовка ведется по четырем направлениям:

Строительство зданий и сооружений	Экономика и управление в строительстве
▪ *Строительные конструкции и материалы* ▪ *Выполнение строительно-монтажных работ* ▪ *Контроль качества строительно-монтажных работ* ▪ *Управление строительной организацией* ▪ *Функции участников инвестиционно-строительного проекта* ▪ *Основы расчета строительных конструкций*	▪ *Основы строительного дела* ▪ *Технология и контроль качества строительно-монтажных работ* ▪ *Основные функции участников инвестиционно-строительного проекта* ▪ *Функции заказчика-застройщика* ▪ *Управление строительной организацией* ▪ *Сметное дело в строительстве* ▪ *Календарное и сетевое планирование в строительстве*
Проектирование и конструирование зданий и сооружений	**Инженерные системы зданий и сооружений**
▪ *Основы сопротивления материалов и механики стержневых систем* ▪ *Проектирование и расчет оснований и фундаментов зданий и сооружений* ▪ *Проектирование и расчет железобетонных конструкций.* ▪ *Проектирование и расчет металлических конструкций* ▪ *Проектирование зданий и сооружений с использованием AutoCAD* ▪ *Расчет строительных конструкций с использованием SCAD Office*	▪ *Основные понятия механики жидкости и газа* ▪ *Системы вентиляции и кондиционирования. Проектирование, монтаж и эксплуатация* ▪ *Системы отопления. Проектирование, монтаж и эксплуатация* ▪ *Системы водоснабжения и водоотведения. Проектирование, монтаж и эксплуатация* ▪ *Проектирование инженерных сетей и систем с использованием современных программных продуктов*

Контакты

195251, Санкт-Петербург, ул. Политехническая, д. 29, Гидрокорпус-2, ауд. 301
552-94-60, 535-79-92
stroikursi@mail.ru
www.stroikursi.spb.ru