

Учредитель журнала
ЦНИИЭП жилища

Журнал зарегистрирован
Министерством РФ по делам
печати, телерадиовещания
и средств массовой информации
№ 01038

Главный редактор
Юмашева Е.И.

Редакционный совет:

Николаев С.В.
(председатель)

Баринова Л.С.

Гагарин В.Г.

Заиграев А.С.

Звездов А.И.

Ильичев В.А.

Колчунов В.И.

Маркелов В.С.

Франивский А.А.

Авторы

опубликованных материалов
несут ответственность
за достоверность приведенных
сведений, точность данных
по цитируемой литературе
и за использование в статьях
данных, не подлежащих
открытой публикации

Редакция

может опубликовать статьи
в порядке обсуждения,
не разделяя точку зрения автора

Перепечатка

и воспроизведение статей,
рекламных
и иллюстративных материалов
возможны лишь с письменного
разрешения главного редактора

Редакция не несет
ответственности
за содержание рекламы
и объявлений

Адрес редакции:

Россия, 127434, Москва,
Дмитровское ш., д. 9, стр. 3

Тел./факс: (499) 976-22-08
(499) 976-20-36

E-mail: mail@rifsm.ru
gs-mag@mail.ru

http://www.rifsm.ru

СОДЕРЖАНИЕ

Подземное строительство

З.Г. ТЕР-МАРТИРОСЯН, А.З. ТЕР-МАРТИРОСЯН

Некоторые проблемы подземного строительства 2

И.Л. ГЛАДКОВ, А.А. ЖЕМЧУГОВ, Д.А. МАЛИНИН

Технология струйной цементации грунтов в условиях
плотной городской застройки 6

С.С. ЗУЕВ, О.А. МАКОВЕЦКИЙ, И.И. ХУСАИНОВ

Применение струйной цементации для устройства
подземных частей комплексов 10

А.Г. МАЛИНИН, И.А. САЛМИН

Расчет несущей способности армированной грунтоцементной сваи
по материалу 14

З.Г. ТЕР-МАРТИРОСЯН, В.В. СИДОРОВ, П.В. СТРУНИН

Расчет напряженно-деформированного состояния одиночной
сжимаемой барреты и сваи при взаимодействии с массивом грунта 18

Ю.А. ШИШКОВ

Повышение сейсмостойкости зданий и сооружений
с наклонными стенами подвалов 22

А.Г. МАЛИНИН

Влияние струйной цементации на диаметр грунтоцементных колонн 25

Экологическое строительство

И.С. РОДИОНОВСКАЯ, П.В. УПОРОВА

Экологизация примагистральной среды: архитектурные технологии 27

Расчет конструкций

Н.К. КАПУСТЯН, Г.Н. АНТОНОВСКАЯ, И.М. БАСАКИНА, И.В. ПУДОВА

Сейсмометрические методы определения состояния сооружений
и допустимых нагрузок от вибровоздействий 30

В.С. БЕЛЯЕВ

Теория угасания температурных колебаний
при прохождении их через наружные стеновые панели 34

А.М. ПРОТАСЕВИЧ, В.В. ЛЕШКЕВИЧ, А.Б. КРУТИЛИН

Влажностный режим наружных стен зданий
в условиях Республики Беларусь 37

Материалы и конструкции

А.Д. ЛОМАКИН

Натурные климатические испытания защитных покрытий на древесине 41

Крупнопанельное домостроение

Э.И. КИРЕЕВА

Крупнопанельные здания с петлевыми соединениями конструкций 47

УДК 624.151.6

*З.Г. ТЕР-МАРТИРОСЯН, д-р техн. наук, А.З. ТЕР-МАРТИРОСЯН, канд. техн. наук,
Московский государственный строительный университет*

Некоторые проблемы подземного строительства

Приведена количественная оценка взаимодействия подземной и надземной частей высотных зданий и сооружений повышенной ответственности с развитой подземной частью, возводимых в глубоких котлованах. Показано, что основной задачей при этом является количественная оценка напряженно-деформированного состояния, далее (НДС) массива грунта, вмещающего подземную часть с учетом их взаимодействия. Такая оценка необходима для определения равномерных и неравномерных осадок, а также НДС несущих конструкций подземной и высотной частей на всех этапах строительства. Она связана с решением комплекса вопросов, в том числе инженерных изысканий, архитектурно-конструкторских разработок и расчетно-теоретических исследований НДС системы «массив – подземная и надземная части», далее (система) с привлечением современных методов численного моделирования с помощью программных комплексов, в том числе Plaxis, Ansys, FLAC и др. Приведены примеры решения таких задач в ходе научного сопровождения проектов и строительства некоторых высотных зданий с развитой подземной частью, выполненные кафедрой механики грунтов, оснований и фундаментов МГСУ (МИСИ) за последние десятилетия.

Ключевые слова: научно-техническое сопровождение, подземное строительство, глубокие котлованы, геотехнические изыскания.

Мировой опыт строительства и эксплуатации крупномасштабных и тяжелых сооружений (ГЭС, АЭС, ТЭС и др.), а также высотных зданий с развитой подземной частью показывает, что во многих случаях негативные явления (чрезмерные и неравномерные осадки, крен и др.) связаны с недостаточной изученностью инженерно-геологических условий площадки строительства, геомеханических процессов и ошибочной оценкой расчетных параметров грунтов, слагающих рассматриваемый массив, необходимые для достоверной оценки его напряженно-деформированного состояния (НДС).

Отличительная особенность высотных зданий и комплексов с развитой подземной частью заключается в том, что они, как правило, возводятся в глубоких котлованах (до 30 м), имеют большую площадь опирания (более 50 тыс. м²) и передают значительные нагрузки (до 1000 кПа) на грунты основания. При этом во взаимодействие с подземной частью высотного здания вовлекаются огромные массивы грунта как под фундаментом, так и за ограждением котлована, объемом десятки тысяч кубометров.

При взаимодействии грунтового массива с вмещаемой подземной частью в них формируется сложное НДС, которое трансформируется в пространстве и во времени в период строительства и эксплуатации высотного здания и стабилизируется длительное время после завершения строительства и ввода в эксплуатацию здания.

В результате на контакте фундамента и основания возникают равномерные и неравномерные напряжения и осадки, а также осадки земной поверхности за ограждением котлована, включая дополнительные осадки окружающих застроек. Достоверность и точность количественной оценки этих перемещений определяют безопасность и нормальные условия эксплуатации надземной части здания. Она связана с многочисленными факторами, в том числе с:

- конструктивными особенностями здания, т. е. его габаритами (высота, площадь), а также с глубиной подземной части и технологией ее устройства;
- инженерно-геологическими (ИГ) и гидрогеологическими (ГГ) условиями площадки строительства;
- правильным выбором расчетной геомеханической модели при численном моделировании НДС массива, вмещающего подземную часть, т. е. с его размерами, граничными условиями, геологическим строением, исходным НДС, наличием в расчетной области карста и др.;
- правильным выбором и определением расчетных параметров физико-механических свойств грунтов, слагающих рассматриваемый массив, в том числе деформационные и прочностные в реальном диапазоне действующих (исходных) и дополнительных напряжений;
- использованием современных лабораторных и полевых методов испытания грунтов, в том числе компрессионного и трехосного сжатия, одноплоскостного среза в статическом и динамическом режимах нагружения с программным управлением;
- использованием современных численных методов математического моделирования НДС неоднородных массивов (МКЭ, МГЭ, МКР) с учетом взаимодействия подземной и высотной частей здания, а также поэтапности строительства, реализуемых с помощью программных комплексов Plaxis, Ansys, FLAC и др.

Следует отметить, что учет этих факторов в научных сопровождениях проектов и строительства высотных зданий в Москве, Санкт-Петербурге и Казани успешно осуществлялся в последние десятилетия сотрудниками кафедры «Механика грунтов, оснований и фундаментов» Московского государственного строительного университета. Возможности учета этих факторов еще больше расширились благодаря открытию в 2011 г. научно-образовательного центра (НОЦ)

«Геотехника» при Институте гидротехнического и энергетического строительства (ИГЭС) МГСУ под научным руководством д-ра техн. наук, профессора З.Г. Тер-Мартirosяна и д-ра техн. наук, профессора А.Д. Потапова. Руководителем центра назначен канд. техн. наук А.З. Тер-Мартirosян. Центр оборудован самыми современными приборами из Германии и России для испытания грунтов в условиях компрессионного и трехосного сжатия, в том числе несимметричного трехосного сжатия для испытания образцов кубической формы (10×10×10 см) и одноплоскостного среза с программным управлением испытания при широком диапазоне нагрузок, в том числе при ступенчатом, с заданной скоростью нагружения, а также при циклическом и вибрационном (от 0,01 до 100 Гц) воздействиях. Последние позволяют определить параметры виброползучести грунтов.

Ниже приведены анализ и оценка степени влияния некоторых упомянутых выше факторов, влияющих на результаты количественного прогноза взаимодействия массива грунта с подземной и надземной частями высотного здания на различных объектах строительства высотных зданий с развитой подземной частью.

Инженерно-геологические и гидрогеологические условия площадки строительства

Известно, что ИГ и ГГ условия площадки строительства являются основным и определяющим фактором при выборе конструкции подземной части и технологии ее устройства. Поэтому изыскателям следует обратить особое внимание на достоверную оценку геологического строения и гидрогеологических условий, на расчетную глубину активной зоны [1], определение расчетных параметров физико-механических свойств грунтов, слагающих рассматриваемый массив, с учетом истории его формирования, т. е. исходного НДС. При этом инженерно-геологические изыскания следует выполнять совместно с проектной организацией, чтобы учесть все особенности взаимодействия будущего сооружения с грунтовым основанием. А в особых случаях целесообразно привлекать геотехников, специализирующихся в области подземного строительства, в том числе строительства в глубоких котлованах.

На количественную оценку НДС грунтового массива, вмещающего подземную часть, существенное влияние оказывает история образования массива, т. е. исходное НДС. Оно характеризуется коэффициентом бокового давления в условиях естественного залегания, который колеблется от 0,5 до 1 в нормально уплотняемых грунтах в зависимости от плотности-влажности и от 1 до 1,5 в переуплотненных грунтах. Расчеты показывают, что учет исходного коэффициента бокового давления может до двух раз уменьшить прогнозируемую осадку основания [1].

В отчетах по ИГ изысканиям для высотного строительства часто приводится сводная таблица физико-механических свойств грунтов площадки строительства без учета особенностей высотного строительства. Испытания грунтов часто проводятся в пределах стандартных нагрузок до 300 кПа, независимо от глубины отбора образца, глубины котлована, нагрузки от сооружения. Такие испытания приводят к грубым ошибкам при определении деформационных параметров грунтов, т. е. к заниженным параметрам. Рассчитанные на этой основе осадки оказываются выше допустимых и поэтому проектировщики часто принимают оши-

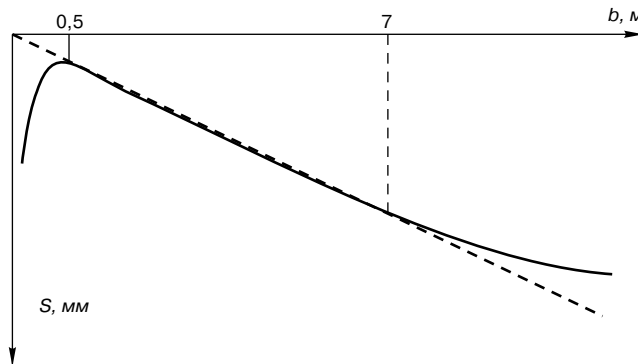


Рис. 1. Зависимость осадки S фундаментов от его ширины b

бочное решение в пользу дорогостоящего, технологически сложного свайно-плитного фундамента с огромным запасом по устойчивости и по осадкам. Между тем в современных программных комплексах возможно использование более совершенных нелинейных грунтовых моделей с учетом реологических свойств. Правильное их использование дает возможность более точно моделировать поведение грунтов основания, что в свою очередь может привести к значительной экономии и снижению запасов, т. е. в частном случае к замене плитно-свайного фундамента более экономичным и технологичным плитным фундаментом. Практика научного сопровождения МГСУ имеет многочисленные успешные решения по обоснованию изменения проектных решений в пользу плитных фундаментов или плитно-свайных с меньшим количеством свай. Однако, современные модели требуют специальных лабораторных исследований для определения расчетных параметров, входящих в эти модели. К сожалению, на данный момент нормативная литература не полностью отражает весь спектр специальных испытаний, поэтому лишь малый круг специальных лабораторий может выполнять такие испытания.

Из практики авторов только в Москве можно отметить ряд объектов повышенной ответственности, где было принято решение об отмене свайного основания. Наблюдения за осадками этих высотных зданий показывают, что фактические осадки фундаментов меньше прогнозируемых. В качестве примера можно привести высотное здание на Ленинградском просп. (38 этажей и 3 подземных); комплекс высотных зданий на ул. Маршала Рокоссовского (четыре высотных здания 34–38 эт. с тремя подземными этажами) и др. [1].

Отметим, что в процессе строительства здания на Ленинградском просп. под фундаментной плитой и в несущих конструкциях установлены высокочувствительные волоконно-оптические датчики для измерения контактных напряжений под плитным фундаментом и в несущих конструкциях [2]. Одновременно проводились геодезические наблюдения за осадками и креном плитного фундамента. Информация о НДС здания записывалась в специально оборудованном центре наблюдения, куда стекалась вся информация из установленных датчиков с помощью волоконно-оптических кабелей. В настоящее время центр функционирует более 10 лет: НДС здания в целом находится в удовлетворительном состоянии.

Следует отметить, что в некоторых случаях при количественной оценке НДС оснований высотных зданий авторами скорректированы расчетные модули деформации, полученные по результатам лабораторных испытаний. Такая коррекция обосновывается масштабным фактором, соглас-

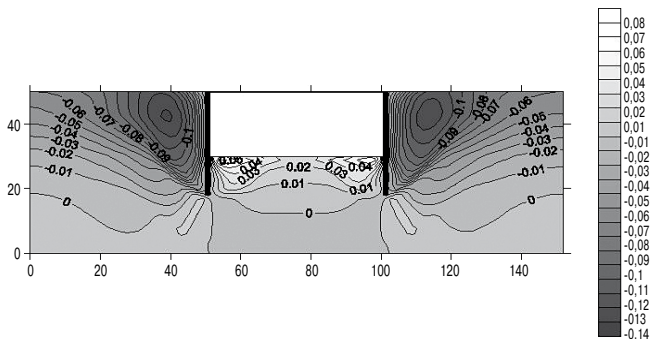


Рис. 2. Изолинии вертикальных перемещений массива грунта (м) при устройстве котлована и водопонижении

но которому с ростом площади фундамента осадка его растет не прямо пропорционально площади фундамента, а нелинейно (рис. 1).

Известно, что с ростом площадки фундамента растет глубина его влияния, следовательно, в расчет осадки вовлекаются глубокие слои, имеющие повышенный модуль деформации. Опыт научного сопровождения проектов строительства высотных зданий показывает, что расчетные модули деформаций под плитными фундаментами можно увеличить до двух и более раз [1]. Это подтверждается результатами измерения фактических осадок высотных зданий, построенных в Москве. Кроме того, осадка фундамента уменьшается с ростом глубины заложения. Например наблюдение за осадками фундаментов комплекса высотных зданий на ул. Маршала Рокоссовского в Москве (секция В) позволило установить, что прогнозируемая расчетная осадка четырех секций в среднем составляла 17 см, а фактическая – 9 см.

Особенности НДС подземной части высотных зданий и сооружений повышенной ответственности

Формирование НДС грунтового массива и подземных конструкций, взаимодействующих с ним, проходит в несколько этапов, основными из которых являются:

- устройство ограждающей конструкции и водопонижения внутри и за пределами котлованов (в случае необходимости);
- выемка грунта из котлована с закреплением стенок распорными конструкциями или анкерами на нескольких уровнях котлована с устройством распределительных поясов;
- строительство подземной части здания, в том числе плитного фундамента, несущих конструкций (колонны, стены и плиты межэтажных перекрытий, распределительной плиты) и начало строительства надземных этажей;
- возведение надземных этажей, устройство ограждающих стен и коммуникаций.

На всех этих этапах формирования НДС грунтового массива и подземных конструкций существуют особенности, которые следует количественно оценить и управлять (в случае необходимости) путем регулирования темпа строительства, а в некоторых случаях локальным изменением гидрогеологических условий, или локальным изменением свойств подстилающих грунтов под плитным фундаментом или адресно в заданную точку грунтового массива путем нагнетания цементного раствора.

Разумеется, на всех этих этапах следует организовать и провести режимные инструментальные наблюдения (мо-

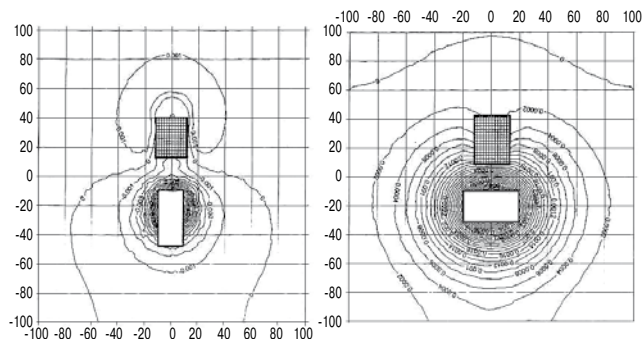


Рис. 3. Изолинии осадок поверхности земли вокруг котлована и расположенного вблизи него здания (м)

нитинг) за НДС подземной и надземной частей окружающих зданий, в том числе с использованием геодезических высокоточных приборов и специальных датчиков.

Количественная оценка НДС грунтового массива и подземных конструкций с учетом их взаимодействия поэтапно и непрерывно возможна только с использованием специальных программных комплексов Plaxis, Ansys Civil FM, FLAC и др. в линейной и нелинейной постановке и при любой неоднородности строения массива, включая образования карстовых полостей. Кроме того, эти программы позволяют определить компоненты напряжений, деформаций и перемещений в любой точке расчетной области и на каждом этапе формирования НДС массива в надземных конструкциях, в том числе в плитном фундаменте и ограждающей и несущей конструкциях. Многолетнее использование программного комплекса Plaxis 2d и 3d, в том числе последних версий в МГСУ, позволяло на высоком научном и практическом уровне осуществить научное сопровождение проектных решений и строительства на многих объектах высотного строительства в Москве. В том числе корректировать значения конечных осадок по данным мониторинга на различных этапах строительства путем пересчета реальных параметров грунтового основания.

С точки зрения устойчивости грунтов основания и влияния на окружающую застройку наиболее ответственными являются этапы строительного водопонижения и выемки грунта из котлована. В первом случае возможно образование депрессионной воронки, вследствие которого происходит оседание земной поверхности вокруг котлована и окружающих зданий и коммуникаций. Во втором случае оседание земной поверхности связано с нарушением равновесия внутри и за пределами котлована и может сопровождаться упругими деформациями подъема дна котлована, а в случае сравнительно слабых грунтов выпором этих грунтов и просадкой окружающих грунтов. В случае наличия на дне котлована водонепроницаемого слоя, подстилаемого водоносным напорным горизонтом, необходимо проверить условия выпора непроницаемого слоя.

На стадиях строительства подземной и высотной частей здания, начиная с момента устройства фундаментной плиты и до завершения строительства, происходят непрерывные изменения НДС в расчетной области, в том числе под плитным фундаментом. Контактные напряжения растут и трансформируются по мере роста подземных и надземных этажей, обусловленные ростом их пространственной жесткости. Поэтому при расчете фундаментных плит осадка контактные напряжения и коэффициенты постели следует определить с учетом жесткости подземной части зда-

ния, а нагрузку от подземной и надземной частей следует приложить на уровне 4–5-го этажа надземной части здания.

На рис. 2, 3 приведены примеры расчета НДС массива грунта за ограждением и внутри котлована на стадиях строительного водопонижения и в момент завершения выемки грунта из котлована.

В заключение отметим, что в рамках объема настоящей статьи трудно изложить степень влияния всех факторов, влияющих на НДС массива грунта и вмещенной подземной части высотного здания. К таким относятся влияние динамических воздействий различного происхождения в мегаполисах, вызывающих виброползучесть песчаных грунтов и разжижение мелкозернистых песчаных грунтов, наличие карсто-суффозионных процессов в грунтовой толще и др. Эти вопросы подробно изложены в [2–6].

Выводы

Строительство высотных зданий с развитой подземной частью в сложных инженерно-геологических условиях мегаполисов связано с решением задачи по количественной оценке взаимодействия надземной и подземной частей здания с окружающим грунтовым массивом на всех этапах строительства с учетом многочисленных факторов в линейной и нелинейной постановке. Такая оценка связана с расчетом НДС массива численными методами с использованием только специальных программных комплексов Plaxis, Ansys, FLAC и др. Основными и определяющими факторами, влияющими на достоверность количественной оценки НДС, являются оценка инженерно-геологических и гидрогеологических условий площадки строительства и расчет-

ные параметры грунтов, слагающих рассматриваемый массив, входящих в принятые расчетные модели грунтов. Количественная оценка НДС надземной части высотного здания без учета взаимодействия с подземной частью и окружающей ее грунтовым массивом приводит к грубым ошибкам, а порой к аварийной ситуации.

Список литературы

1. Тер-Мартirosян З.Г. Механика грунтов. М.: АСВ, 2009. 550 с.
2. Тер-Мартirosян З.Г., Егоров Ф.А., Поспелов В.И., Неугодников А.П. Мониторинг НДС многофункционального высотного комплекса волоконно-оптическими датчиками // Технологии строительства. 2007. № 2. С. 12–18.
3. Ильичев В.А., Коновалов П.А., Никифорова Н.С. Прогноз деформаций зданий вблизи котлованов в условиях плотной застройки Москвы // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2004. № 4. С. 17–21.
4. Тер-Мартirosян З.Г., Струнин П.В., Чинь Туан Вьет. Сжимаемость материала сваи при определении осадки в свайном фундаменте // Жилищное строительство. 2012. № 10. С. 13–15.
5. Тер-Мартirosян З.Г., Крыжановский А.Л. Решение задачи обеспечения геомеханической безопасности сооружений повышенной ответственности // Промышленное и гражданское строительство. 2007. № 2. С. 56–58.
6. Катценбах Р., Леипла Ш., Фоглер М., Дунаевский Р.А., Куттиг Х. Опыт оптимизации стоимости фундаментов высотных зданий // Жилищное строительство. 2010. № 5. С. 5–8.

23 – 26 ОКТЯБРЯ 2013, г. СОЧИ
Павильоны у Морпорта

SOCHI BUILD
XIII МЕЖДУНАРОДНЫЙ СТРОИТЕЛЬНЫЙ ФОРУМ

СПЕЦИАЛИЗИРОВАННЫЕ ВЫСТАВКИ

- АРХИТЕКТУРА. СТРОИТЕЛЬСТВО. БЛАГОУСТРОЙСТВО
- СТРОИТЕЛЬНЫЕ И ОТДЕЛОЧНЫЕ МАТЕРИАЛЫ, ОБОРУДОВАНИЕ
- КЛИМАТИЧЕСКИЕ СИСТЕМЫ. ТЕПЛО-, ГАЗО-, ВОДОСНАБЖЕНИЕ
- ЭНЕРГОСНАБЖЕНИЕ И ЭЛЕКТРОТЕХНИКА
- СТРОЙСПЕЦТЕХНИКА. ДОРОГА. ТОННЕЛЬ
- ДИЗАЙН ИНТЕРЬЕРА, ЭКСТЕРЬЕРА. ДЕКОР
- ЗАГОРОДНОЕ ДОМОСТРОЕНИЕ. ЛАНДШАФТНЫЙ ДИЗАЙН
- ЭКОЛОГИЯ. БЕЗОПАСНОСТЬ

Партнер:

Официальный партнер:

При поддержке:

Генеральный информационный спонсор:

Главный информационный партнер:

Специальный информационный партнер:

Региональный информационный партнер:

Выставочная компания «Сочи-Экспо ТПП г. Сочи», тел./факс: (862) 264-87-00, 264-23-33, 264-75-55, (495) 745-77-09, e-mail: m.lepikova@sochi-expo.ru; www.sochi-expo.ru

УДК 624.134.4

И.Л. ГЛАДКОВ, А.А. ЖЕМЧУГОВ, Д.А. МАЛИНИН, инженеры,
СК «ИнжПроектСтрой» (Пермь)

Технология струйной цементации грунтов в условиях плотной городской застройки

Приведен опыт устройства ограждения котлована и противодиффузионной завесы по технологии струйной цементации грунтов. Приведены результаты численных расчетов и геотехнического мониторинга. Рассмотрены вопросы, связанные с технологическими осадками окружающей застройки.

Ключевые слова: струйная цементация, грунтоцементная колонна, геотехнический мониторинг, грунтовые анкеры.

Описание участка строительства

Участок, отведенный под строительство общественного жилого комплекса, расположен в условиях плотной городской застройки центральной части Перми. Площадка строительства вплотную прилегает к старинному двухэтажному дому, а также к одноэтажным дворовым постройкам. В непосредственной близости расположено четырехэтажное административное здание. Вдоль всего периметра котлована проложено большое количество инженерных сетей (рис. 1).

В геологическом строении площадки принимают участие следующие инженерно-геологические элементы: ИГЭ-1 –

насыпные грунты, представленные преимущественно суглинистым грунтом текучепластичной консистенции; ИГЭ-2 – суглинки текучепластичные и текучие ($E = 2$ МПа; $c = 3$ кПа; $\varphi = 10^\circ$); ИГЭ-3 – суглинки мягкопластичные ($E = 10$ МПа; $c = 8$ кПа; $\varphi = 13^\circ$). Гидрогеологические условия участка характеризуются наличием порово-грунтовых вод, вскрытых на глубине 2 м от поверхности. Водовмещающими грунтами являются суглинки и насыпные грунты.

Техническое решение и геотехнические расчеты

Проектное решение предусматривает устройство одноуровневой подземной парковки на всей площади участка

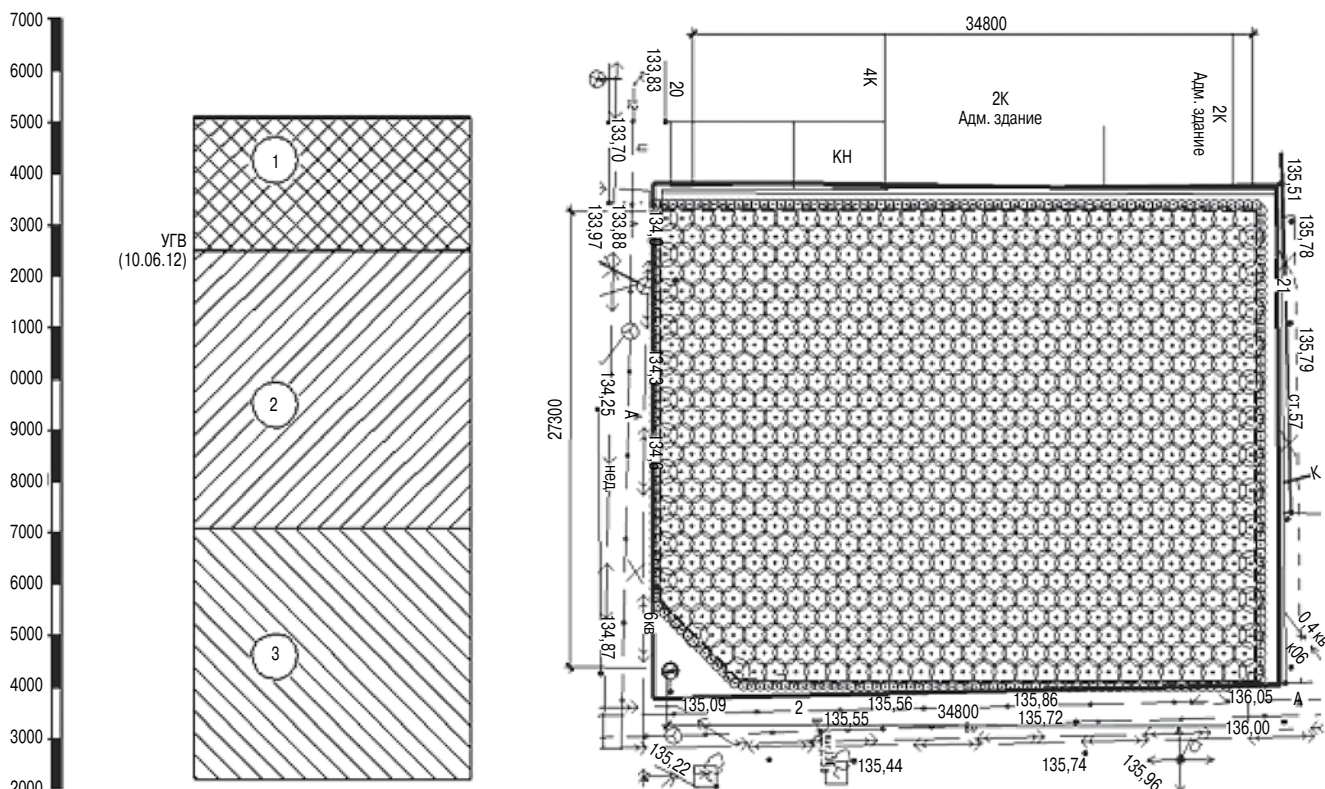


Рис. 1. Схема устройства ограждения котлована

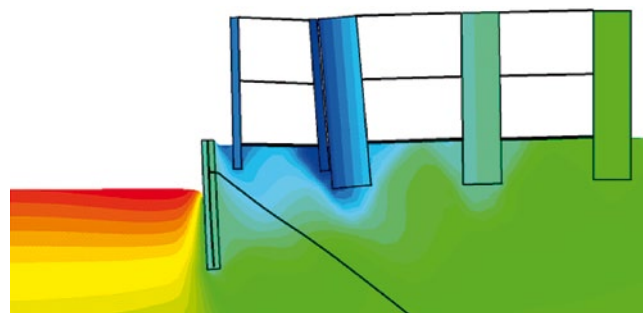
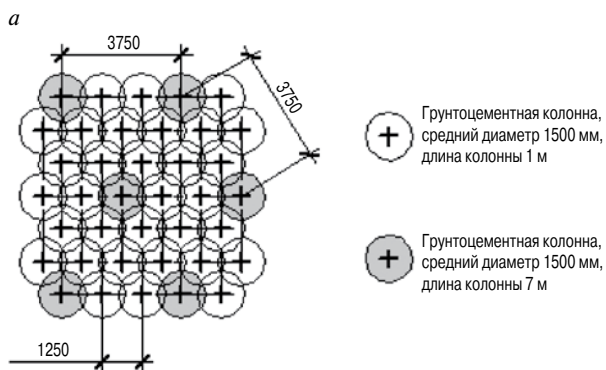


Рис. 2. Вертикальные перемещения

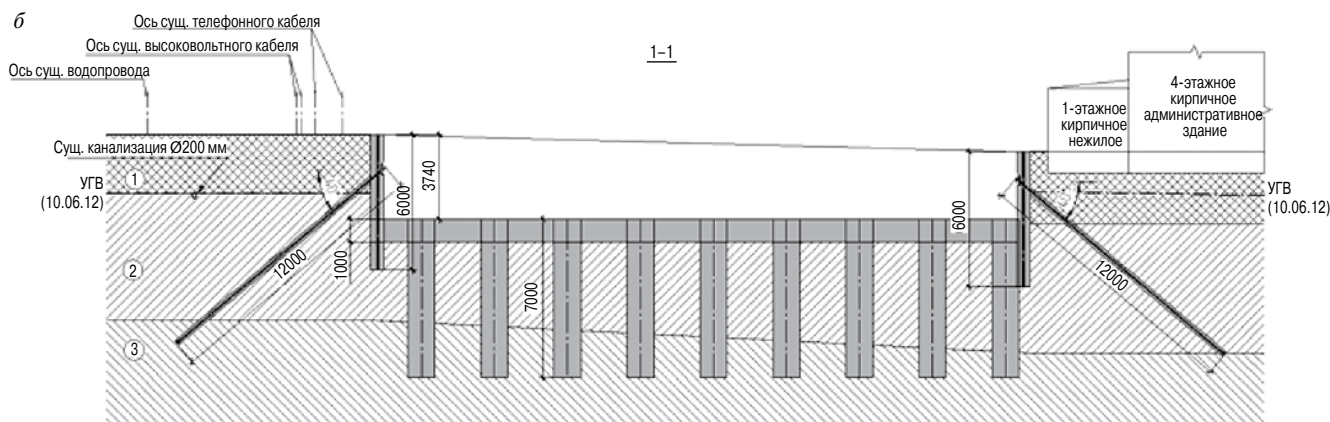


Рис. 3. Схема ПФЗ (а) и устройства ограждения котлована (б)

строительства. Глубина котлована составляет 3,5–5 м. Фундамент здания – монолитная железобетонная плита толщиной 600 мм.

Применение технологии струйной цементации грунтов позволило решить целый ряд задач, связанных с устройством подземной части здания, таких как устройство ограждения котлована, предотвращение поступления грунтовых вод в котлован, а также снижение осадок фундамента строящегося здания [1].

Основными проблемами при проектировании котлована на данной площадке являлись наличие очень слабых текучих суглинков в основании проектируемого здания и высокий уровень грунтовых вод.

Проектное решение ограждения котлована состояло в устройстве стены из пересекающихся грунтоцементных колонн диаметром 600 мм с шагом 500 мм. Глубина ограждения изменялась в пределах от 6 до 8 м. Колонны армировали металлическими трубами. Вертикальное ограждение выполняло функцию временной подпорной стены, а также предотвращало приток грунтовых вод из бортов котлована. Для увеличения устойчивости ограждения и снижения горизонтальных перемещений предусмотрено устройство грунтовых анкеров «Атлант» [2, 3] диаметром 57 мм, длиной 12 м. Шаг анкеров на различных участках составлял от 1,5 до 3 м. Анкеры были объединены металлическим обвязочным поясом.

Результаты расчетов, направленных на оценку влияния устройства котлована на окружающую застройку, показали необходимость дополнительных мероприятий по укреплению здания, находящегося на расстоянии менее 1 м от борта котлована. Расчетные значения осадок фундамен-

тов зданий, расположенных рядом с котлованом, составляли более 16 см. Основными причинами являлись существенные горизонтальные перемещения ограждения и значительные деформации текучего грунта в котловане (рис. 2). Расчеты были выполнены в программном комплексе ALTERRA.

Стоит отметить, что увеличение длины ограждения не снижало дополнительных осадок фундаментов существенным образом.

Для снижения осадок до безопасных значений принято решение выполнить горизонтальную противодиффузионную завесу (ПФЗ) в днище котлована, которая бы выполняла несколько задач. На момент откопки котлована ПФЗ является нижним распорным элементом, который минимизирует горизонтальные смещения заделки и соответственно стены в целом, а также снизит деформации («выпор») дна котлована. При устройстве монолитной фундаментной плиты ПФЗ предотвратит поступление грунтовых вод в котлован, а также будет являться жестким основанием для работы землеройной техники.

На данном объекте принято решение выполнить ПФЗ толщиной 1–2,5 м. Кроме того, в теле ПФЗ часть колонн выполняли длиной 7 м. Данные колонны выполняли функцию анкерных свай для предотвращения всплытия ПФЗ и одновременно являлись укреплением грунтов основания фундаментной плиты будущего здания (рис. 3).

Проверочные расчеты показали снижение дополнительной осадки фундаментов окружающей застройки до приемлемых значений. Кроме того, такая схема устройства ПФЗ в основании фундаментной плиты будущего здания позволила снизить расчетные осадки с 23 см до 6,5 см [4].

Выполнение работ и геотехнический мониторинг

После устройства ограждения котлована из вертикальных колонн выполнен контроль качества взаимного пересечения колонн. Для этого было предусмотрено армирование колонны трубой диаметром 89 мм, низ которой был заглушен пробкой.

После устройства ограждения в каждую пару труб соседних колонн опущены приемник и передатчик ультразвукового сигнала СНУМ. По результатам прохождения сигнала (степени его затухания) определены зоны расположения дефектов (отсутствие пересечения колонн, включение строительного мусора и т. д.). На этих участках были устроены колонны-дублиеры.

Кроме того, в процессе выполнения работ производился геотехнический мониторинг за состоянием окружающей

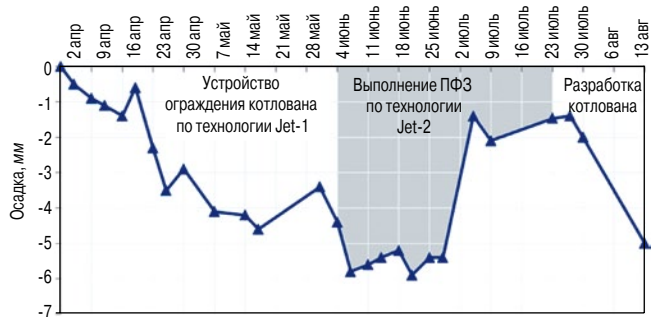


Рис. 4. График осадки репера, расположенного на внешней стене здания



Рис. 5. Выполненное ограждение котлована

Реклама



АНКЕРНЫЕ СИСТЕМЫ

Винтовые анкера
АТЛАНТ






(495) 226-18-37
(342) 219-61-56

info@anker-system.ru
www.anker-system.ru



Рис. 6. Устройство подземной части здания

застройки. Результаты геотехнического мониторинга приведены на рис. 4.

Мониторинг выполняли с целью определения технологических осадок фундаментов в процессе производства работ и определения фактической осадки здания после откопки котлована.

В ходе производства работ наблюдались как осадки, так и подъем здания.

После окончания разработки грунта в котловане установленная осадка здания, примыкающего к борту котлована, не превысила 5 мм.

В настоящее время ведется устройство фундаментной плиты и подземной автостоянки (рис. 5, 6).

Выводы

Технология струйной цементации грунтов позволила комплексно решить задачу устройства подземной части здания в сложных условиях плотной городской застройки.

Выполненные геотехнические расчеты позволили подобрать оптимальную конструкцию ограждения котлована, что позволило избежать аварийных осадок зданий, расположенных в непосредственной близости от котлована.

Список литературы

1. *Малинин А.Г.* Струйная цементация грунтов. М.: Стройиздат, 2010. 226 с.
2. *Малинин А.Г., Малинин Д.А.* Анкерные сваи «Атлант» // *Жилищное строительство*. 2010. № 5. С. 60–62.
3. *Малинин Д.А.* Несущая способность винтовых анкеров «Атлант» // *Жилищное строительство*. 2012. № 9. С. 46–49.
4. *Малинин А.Г., Гладков И.Л., Жемчугов А.А., Салмин И.А.* Экспериментальные исследования деформативности грунтового основания, укрепленного грунтоцементными колоннами // *Жилищное строительство*. 2012. № 9. С. 29–31.

21–24 января 2014 | Красноярск

ВЕДУЩИЙ СТРОИТЕЛЬНЫЙ ПРОЕКТ НА ТЕРРИТОРИИ СИБИРИ И ДАЛЬНЕГО ВОСТОКА



XXII СПЕЦИАЛИЗИРОВАННАЯ ВЫСТАВКА

СТРОИТЕЛЬСТВО АРХИТЕКТУРА

МАТЕРИАЛЫ И ОБОРУДОВАНИЕ ДЛЯ ВОЗВЕДЕНИЯ, ОТДЕЛКИ И ЭКСПЛУАТАЦИИ ЗДАНИЙ

В 2013 году выставка собрала 352 экспонентов из 8 стран, 22 регионов России и 20076 посетителей, среди которых специалисты 1956 предприятий России и зарубежья.

В ДЕЛОВОЙ ПРОГРАММЕ:

- Архитектурно-строительный форум Сибири
- Сибирский фестиваль архитектуры
- Конкурс архитектурных проектов «Ордер воплощения»

Организатор – ВК «Красноярская ярмарка»

Официальная поддержка:



г. Красноярск, ул. Авиаторов, 19, МВДЦ «Сибирь»
тел.: (391) 22-88-405, 22-88-611 (круглосуточно)
build@krasfair.ru
www.krasfair.ru

0+

УДК 624.131

С.С. ЗУЕВ, зам. ген. директора (s.zuev@inbox.ru), ОАО «НьюГраунд» (Пермь);
О.А. МАКОВЕЦКИЙ, канд. техн. наук (oleg-mak@inbox.ru),
И.И. ХУСАИНОВ, инженер (ihi888@mail.ru.),
Пермский национальный исследовательский политехнический университет

Применение струйной цементации для устройства подземных частей комплексов

На основе метода улучшения геотехнического основания, закрепленного струйной цементацией, выбрана наиболее простая, приближенная к реальности адекватная математическая модель для расчета. Определены оптимальные параметры технологического процесса для обеспечения гарантированного диаметра jet-элемента не менее 1200 мм.

Ключевые слова: jet-grouting, деформация оснований, геомассив.

Струйная геотехнология, известная как Jet-grouting method, имеет существенное отличие от других строительных технологий благодаря используемому в ней специфическому механическому процессам. С помощью данной технологии возможно выполнять различные технические задачи: закрепление грунтов на месте их залегания; устройство подземных несущих конструкций и противофильтрационных завес.

Применение струйной цементации грунта позволяет выполнить однородное грунтовое основание с проектируемыми физико-механическими характеристиками, обеспечивающее высокую эксплуатационную надежность. При этом по сравнению с традиционными проектными решениями (применением буронабивных свай) сокращаются сроки проведения работ и снижается стоимость подготовки основания.

Применение этой технологии для строительства крупных спортивных сооружений – стадионов выполнялось на объектах в России и Европе.

Одним из таких примеров является строительство нового стадиона футбольного клуба «Краснодар». Размеры стадиона в плане 230,5×90,4 м, высота 28,8 м, подземная часть глубиной 8,3 м. Несущие конструкции – монолитный железобетонный каркас с ядрами жесткости; фундамент – монолитная железобетонная плита. Предельные величины осадок фундаментов 15 см. Уровень ответственности сооружения повышенный.

Площадка строительства расположена в Краснодаре по ул. Восточно-Кругликовской. Рельеф участка строительства относительно ровный. Абсолютные отметки поверхности земли колеблются от 27,2 до 28,4 м.

В пределах изученной в ходе инженерно-геологических изысканий толщи грунтов (до глубины 40 м) выделено семь инженерно-геологических элементов: ИГЭ-1 – суглинок твердый, просадочный (модуль деформации $E=12,4$ МПа); ИГЭ-2 – суглинок полутвердый ($E=16,5$ МПа); ИГЭ-3 – песок пылеватый, плотный ($E=28$ МПа); ИГЭ-4 – глина полутвердая ($E=14,9$ МПа); ИГЭ-5 – суглинок тугопластичный ($E=12$ МПа); ИГЭ-6 – песок средней крупности, плотный ($E=34$ МПа); ИГЭ-7 – песок гравелистый, плотный ($E=41$ МПа).

Гидрогеологические условия площадки изысканий характеризуются наличием двух водоносных горизонтов подземных вод. Первый горизонт подземных вод установился на глубине 2,2–3,2 м, циркулирует в эолово-делювиальных суглинках, и аллювиальных песках. Второй водоносный горизонт подземных вод вскрыт на глубине 15–17,5 м и устанавливается на глубине 7,4–9,2 м от поверхности земли. Этот горизонт циркулирует в аллювиальных песках средней крупности и гравелистых, суглинках и глинах, горизонт напорный, развит ниже водоупорных глин.

В соответствии с рекомендациями по применению карт ОСР-97 спор-

тивные сооружения относятся к объектам повышенной ответственности, сейсмичность которых определяется по карте ОСР-97В. Сейсмичность площадки по карте ОСР-97В в соответствии с грунтовыми условиями составляет 8 баллов.

Изучение инженерно-геологических условий площадки и научно-технического отчета по сейсмичности участка показывает, что основной проблемой площадки является возможность виброразжижения и виброползучести слоя плотных пылеватых песков ИГЭ-3, а также высокая пористость слоя бурых глин ИГЭ-4 при воздействии землетрясения силой 8 баллов.

На этапе анализа документации по возведению стадиона выявлены следующие основные особенности его конструктивной схемы: существенная

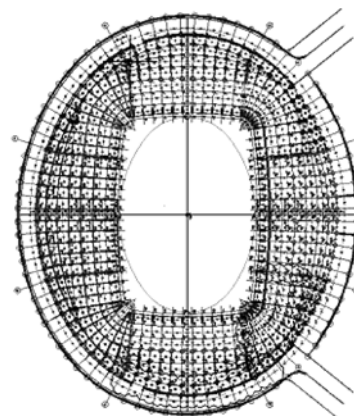


Рис. 1. Схема закрепления основания

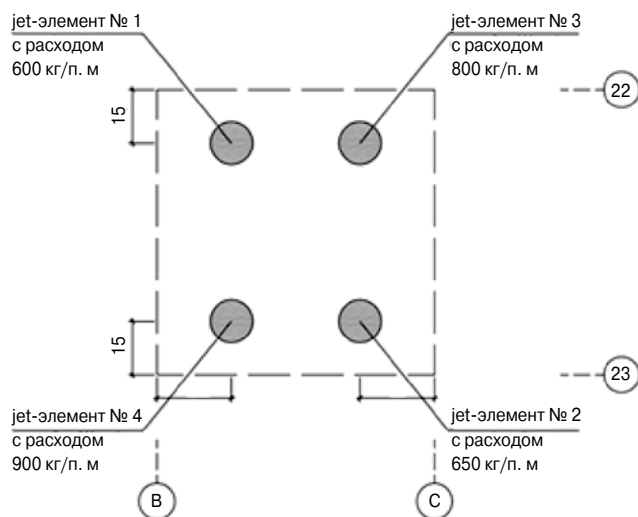


Рис. 2. Схема и общий вид опытной площадки

неоднородность нагрузок, передаваемых на основание, и то, что допустимая разница осадок между блоками стадиона должна составлять не более 2,5 см.

Таким образом, необходимость закрепления основания обусловлена потенциальной возможностью вибро-разжижения и виброползучести слоев ИГЭ-3 и ИГЭ-4, а также необходимостью обеспечения жесткостных характеристик основания, отвечающих требованиям, предъявляемым к конструкциям стадиона по относительной разности осадок.

Рассматривались два варианта обеспечения эксплуатационной надежности основания фундаментной плиты в условиях сейсмических воздействий:

- устройство свайного основания из буронабивных элементов длиной 15–20 м;
- закрепление слоев ИГЭ-3 (водонасыщенные пески) и ИГЭ-4 (полутвердые глины) по технологии струйной цементации.

Вариант применения струйной цементации грунта является более предпочтительным. Устройством закрепления по регулярной сетке по всему пятну фундаментной плиты достигается большая однородность и сейсмическая жесткость, чем в случае применения локальных (в местах расположения несущих элементов) железобетонных свайных элементов.

Улучшение физико-механических характеристик грунта основания выполнено по методу геомассива с устройством в основании плиты грун-

тоцементных армирующих элементов диаметром 1,3–1,5 м с шагом осей 2,5–2,8 м. В этом случае грунтоцементные элементы работают в едином массиве с окружающим грунтом, под всей поверхностью плиты и не рассматриваются как свайный элемент, передающий острием нагрузку на нижележащие слои. Физико-механические характеристики грунтоцементного элемента: плотность материала 23–25 кН/м³; расчетное сопротивление сжатию $R=3,5–4$ МПа; модуль деформации $E=1,5–3,5$ ГПа.

Приведенные деформативные характеристики такого геомассива становятся значительно более высокими и достигают значений: модуль общих деформаций $E=60–80$ МПа по сравнению с природными значениями 15–25 МПа. Технология производства работ по струйной цементации грунта позволяет контролировать зоны уплотнения основания и модифицировать его свойства на оптимальную глубину [1].

Другой задачей армирования основания является повышение его сейсмической жесткости.

Устройство регулярной сетки армирующих элементов с более высокой по отношению к естественному грунту скоростью прохождения поперечной сейсмической волны (V_s) приводит к тому, что в них рассеивается значительная часть энергии сейсмической волны и ее воздействие на грунт, защищенный элементами, становится минимальным.

В соответствии с анализом за «средний» грунт приняты грунты, пред-

ставленные суглинистыми отложениями, характеризующимися для верхней десятиметровой толщи следующими средними параметрами: плотность $\rho_c=1,95$ т/м³; скорость распространения поперечных волн $V_s=250$ м/с; коэффициент крепости по М.М. Протодьяконову $f_{крс}=0,75$.

Расчеты приращений $\Delta J_{ж}$ по средним значениям сейсмических жесткостей ($V \cdot \rho$) для верхней десятиметровой толщи выполнены в соответствии с зависимостью С.В. Медведева (Г.Н. Назаров, В.А. Шемшурин. «Использование инженерно-геологических характеристик при сейсмическом микрорайонировании. Сейсмическое микрорайонирование». М.: Наука, 1977):

$$\Delta J_{ж} = 1,67g (V_c \cdot \rho_c / V_n \cdot \rho_n),$$

где $V_c \cdot \rho_c$ – сейсмическая жесткость «среднего» грунта; $V_n \cdot \rho_n$ – сейсмическая жесткость грунта в исследуемом пункте.

Величины скоростей V_s определены по значениям $f_{кр}$ по графикам, которые представляют собой детализированные для исследуемого района фрагменты, позволяющие определить скорости упругих волн в грунтовых слоях по геологическим данным (значения коэффициента крепости, глубина залегания, обводненность и плотность или степень трещиноватости).

Приращения сейсмичности, обусловленные обводненностью в грунте $\Delta J_{в}$ на глубинах h до 10 м ($\Delta J_{в}$), определялись по зависимости С.В. Медведева:

$$\Delta J_B = e^{-0,04h} \cdot \kappa,$$

где h – глубина уровня грунтовых вод;
 κ – понижающий коэффициент для
твердых, полутвердых и тугопластич-
ных глин и суглинков и крупнообло-
мочных грунтов, принимаемый 0,5.

Были определены значения скоро-
стей V_s для различных инженерно-
геологических элементов. По вели-
чинам V_s и ρ рассчитаны приращения
сейсмичности, обусловленные сей-
смической жесткостью грунтов $\Delta J_{ж}$, а
также их обводненностью ΔJ_B . По этим
данным определены расчетные значе-
ния сейсмичности $J_{расч}$ изменяющиеся
от 8,1 до 8,2 балла, и уточненный балл
 $J_{уточ} = 8$.

Также был выполнен расчет про-
гнозируемой сейсмичности для кон-
струкций стадиона, фундамент кото-
рых будет размещаться на грунтах за-
крепленной толщи, представленной
ИГЭ-3 мощностью 4 м, ИГЭ-4 мощ-
ностью 3 м и ИГЭ-5 мощностью 3 м.
При этом прогнозируемая расчетная
сейсмичность определяется равной
8,1 балла, а уточненная – 8 баллам.

На прогнозируемой глубине устра-
иваются армирующие элементы со
значениями $V_s \approx 400$ м/с и $\rho \approx 2100$ кг/м³.
В этом случае приращения сейсмич-
ности за счет увеличения приведен-
ной жесткости грунтов окажутся отри-
цательными, ($J_{ж} \approx -0,5$ балла). Таким об-
разом, устройство армирования осно-
вания может привести к некоторому
снижению сейсмического воздействия
на сооружение.

Вместе с тем устройство таких
вертикальных армирующих элементов
приводит к эффекту обжатия грунта и
ограничению возможности и абсолют-
ной величины его объемных дефор-
маций при воздействии сейсмической
волны. В этих условиях не возникает
явлений «виброразжижения» и «виб-
роуплотнения».

Таким образом, устройство грун-
тоцементных армирующих элемен-
тов значительно повышает эксплуа-
ционную надежность основания за
счет повышения его деформацион-
ных характеристик и активной защи-
ты грунтов от воздействия сейсмиче-
ских колебаний и обеспечивает без-
опасную эксплуатацию спортивного
сооружения.

Мероприятия по уменьшению де-
формаций оснований и влияния их на
сооружения регламентируются требо-
ваниями СП 22.13330.2011 «Основа-



Рис. 3. Общий вид элемента и выбуренных кернов

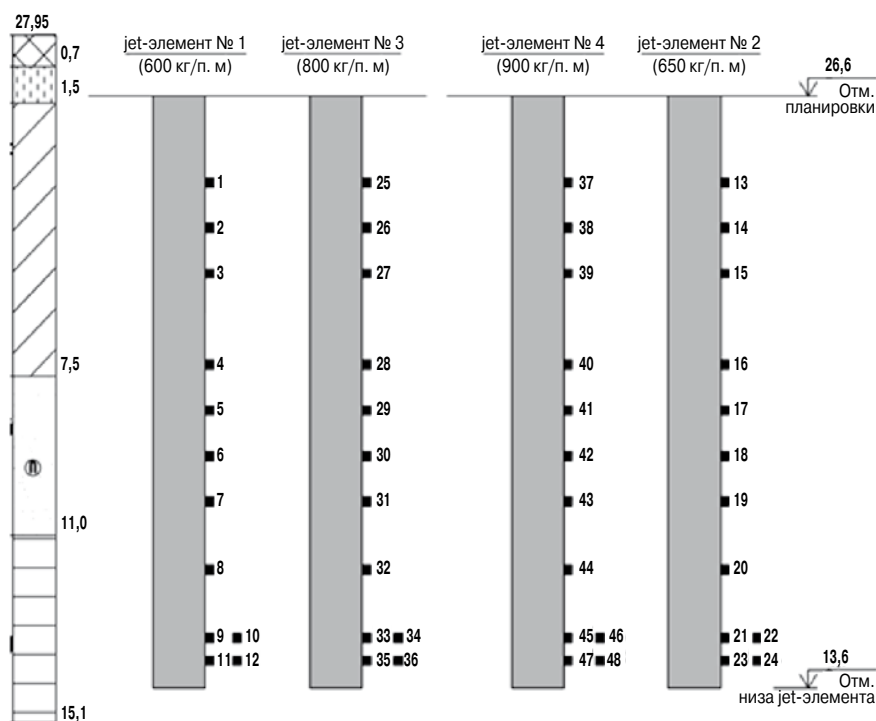


Рис. 4. Схема отбора проб грунта по глубине

ния зданий и сооружений». Технологи-
я производства работ по струйной
цементации грунта позволяет контро-
лировать зоны уплотнения основания
и модифицировать его свойства на
оптимальную глубину.

При производстве работ на объ-
екте приняты следующие обязатель-
ные контролируемые параметры: ди-
аметр элементов не менее 1,2 м; пре-
дел прочности при сжатии на 28-е сут
4 МПа.

Была составлена программа кон-
троля качества jet-элементов при уси-
лении основания.

Цель опытных работ – определе-
ние оптимальных параметров техноло-
гического процесса для обеспечения
гарантированного диаметра элемента
не менее 1200 мм во всех инженерно-
геологических элементах и определе-
ние физико-механических характери-
стик получаемого при этом материала
(грунтоцемента).

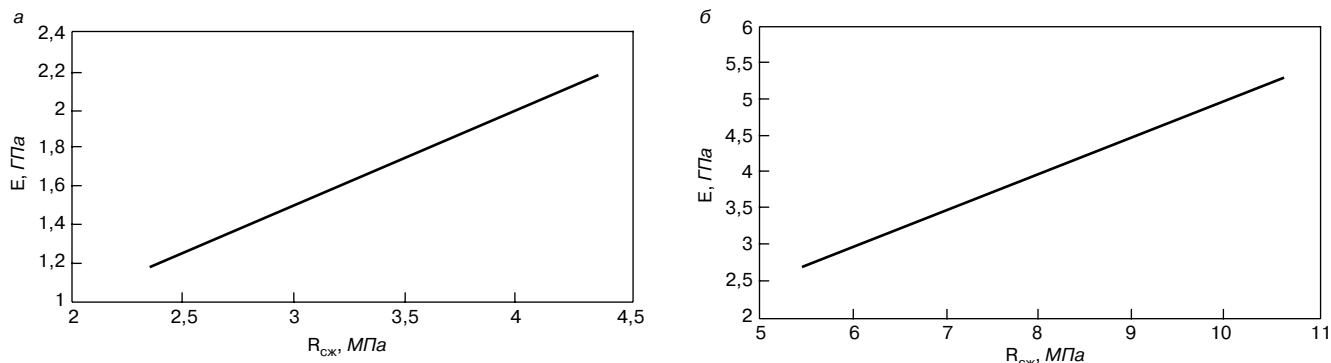


Рис. 5. Зависимость модуля деформации от предела прочности при сжатии: а – ИГЭ-2 (суглинок полутвердый), зависимость $E=f(G)$; б – ИГЭ-3 (песок пылеватый), зависимость $E=f(G)$

Технологические параметры цементации

Наименование	Ед. изм.	∅1200
Расход цемента	кг/п. м	600, 650, 800, 900
Расход воды	л/п. м	600, 650, 800, 900
Давление нагнетания раствора	кПа	45000
Давление нагнетания воздуха	кПа	800
Количество / диаметр форсунок	шт./мм	2/3
Скорость вращения буровой штанги	об/мин	32
Количество шагов при подъеме	шаг/п. м	25
Длина шага	см	4
Время инъецирования	с/шаг	4,8

Программа выполнения работ включала в себя устройство четырех грунтоцементных элементов, располагающихся на участке строящегося объекта. Грунтоцементные элементы выполнялись по технологии Jet-2 с поверхности грунта (абсолютная отметка 26,6 м) на глубину 13 м. Глубина проходки определялась исходя из инженерно-геологических условий площадки строительства.

Грунтоцементные элементы выполнялись с расходом 600, 650, 800 и 900 кг цемента на 1 п. м закрепляемого грунта.

После набора прочности грунтобетона возраст 7 сут выполнено обуривание со всех сторон выполненных элементов для определения фактического диаметра. По результатам обуривания и визуального осмотра установлено, что фактический диаметр элементов во всех инженерно-геологических элементах гарантированно превышает 1200 мм при выполнении работ с расходом цемента 650, 800, 900 кг/п. м. При расходе 600 кг/п. м диаметр составляет 1000–1200 мм, что недостаточно обеспечивает требуемые параметры элемента для армирования грунта.

Затем выполнено контрольное бурение опытных грунтобетонных элементов с отбором кернов для последующих лабораторных испытаний. С каждого элемента отобрано по 12 проб грунтобетона с глубин: 2; 3; 4; 6; 7; 8; 9; 10,5; 12; 12,5 м от поверхности грунта.

Отобранные образцы закрепленного грунта (грунтобетона) испытаны на сжатие в возрасте твердения 7 сут и в возрасте 14 сут. Определение предела прочности на сжатие ($R_{сж}$) и модуля общих деформации (E) выполнялось на универсальной испытательной машине Zwick 2-250 согласно требованиям ГОСТ 21153.2–84 «Породы горные. Методы определения предела прочности при одноосном сжатии» и ГОСТ 28985–91 «Породы горные. Метод определения деформационных характеристик при одноосном сжатии». Статистическая обработка результатов испытаний позволила определить средние величины предела прочности на сжатие и модуля деформации грунтоцемента, реализуемые в каждом инженерно-геологическом элементе при различных расходах цемента на 1 п. м.

В ходе проведенных опытных работ по закреплению грунта по техноло-

гии струйной цементации на площадке с характерными для данного объекта инженерно-геологическими условиями получены следующие экспериментальные данные:

- гарантированный диаметр элемента 1200 мм во всех инженерно-геологических элементах при данных технологических параметрах процесса струйной цементации (Jet-2) при расходе цемента 650 кг и выше на 1 п. м закрепления грунта;
- предел прочности при сжатии грунтобетона $R_{сж}$ находится в диапазоне: 3,2–5,3 МПа для ИГЭ-2 (суглинок); 8–9 МПа для ИГЭ-3 (песок); 3,4–3,8 МПа для ИГЭ-4 (глина);
- модуль деформации грунтобетона (E) находится в диапазоне: 1,5–2 ГПа для ИГЭ-2 (суглинок); 4–4,4 ГПа для ИГЭ-3 (песок); 1,5–2 ГПа для ИГЭ-4 (глина).

Полученные в ходе исследований на опытной площадке характеристики грунта использованы для разработки проектного решения и контроля качества проводимых работ. После выполнения работ по закреплению грунта основания на восьми участках пятна застройки выполнен контроль геометрических характеристик армирующих элементов и отбор более 90 проб материала (грунтобетона).

Результаты анализа подтвердили правильность проектного решения.

Литература

1. Маковецкий О.А., Зуев С.С. Обеспечение эксплуатационной надежности подземной части комплексов жилых зданий // Жилищное строительство. 2012. № 9. С. 38–41.

УДК 624.138.26

А.Г. МАЛИНИН, СК «ИнжПроектСтрой» (Пермь); И.А. САЛМИН,
Пермский научно-исследовательский политехнический университет

Расчет несущей способности армированной грунтоцементной сваи по материалу

Приведен расчет несущей способности армированных грунтоцементных свай с учетом различной жесткости и прочности грунтоцемента и материала армирующего сердечника. Приведено выражение для определения несущей способности армированной грунтоцементной сваи по материалу при заданных жесткостных и прочностных параметрах, а также приведена система для определения действующих напряжений в грунтоцементе и армирующем сердечнике в зависимости от приложенной нагрузки на сваю. Выполнен анализ влияния параметров задачи на значения напряжений в грунтоцементе и стальном сердечнике.

Ключевые слова: струйная цементация грунтов, jet-grouting, несущая способность по материалу, армированная грунтоцементная свая, расчет.

В настоящее время технология струйной цементации грунтов применяется, как при новом строительстве, так и при реконструкции существующих зданий и сооружений. Важным вопросом проектирования фундаментов с применением грунтоцементных свай является определение несущей способности колонн. При расчете выделяют несущую способность по грунту (геотехническая несущая способность), несущую способность по материалу (конструкционная несущая способность) [1].

Особенность проектирования грунтоцементных свай заключается в том, что большая площадь контакта с грунтом и высокое сопротивление на боковой поверхности свай, приводят к высоким значениям несущей способности по грунту, в то время, как низкая прочность материала сваи приводит к относительно невысоким значениям прочности сваи по материалу. Для повышения конструкционной несущей способности применяют армирование сваи прочным железобетонным или стальным сердечником.

Расчет несущей способности армированной грунтоцементной сваи зависит от жесткости материала сердечника и деформируемости грунтоцемента. Конструкционная несущая способность должна быть обеспечена как по материалу тела сваи, так и по материалу сердечника, то есть напряжения в любой точке конструкции не должны превышать предельных значений. Таким образом, должны выполняться условия:

$$\begin{cases} \sigma_c < R_b \\ \sigma_s < R_s, \end{cases} \quad (1)$$

где σ_c и σ_s – значения действующих напряжений в грунтоцементе и армирующем сердечнике; R_b и R_s – предельные значения напряжений в материалах конструкции, для грунтоцемента – прочность на одноосное сжатие, для металлического сердечника – предел текучести.

Значения действующих напряжений в конструкции можно определить, приняв ряд гипотез и составив систему уравнений. Первое уравнение системы – уравнение равновесия сил в проекции на вертикальную ось:

$$N = \sigma_s A_s + \sigma_c A_c, \quad (2)$$

где A_c и A_s – площадь сечения грунтоцемента и армирующего сердечника соответственно; N – нагрузка, передаваемая на армированную грунтоцементную сваю.

Примем в качестве рабочей гипотезу плоских сечений – предполагаем одинаковыми осевые деформации грунтоцемента и армирующего сердечника по всей длине сваи. Предположим, что конструкция должна работать только в зоне упругих деформаций, поэтому в качестве физических соотношений принимаем линейную зависимость напряжений от деформаций.

$$\varepsilon = \sigma_c / E_c = \sigma_s / E_s. \quad (3)$$

Уравнения (2) и (3) образуют замкнутую систему уравнений, неизвестными в которой выступают напряжения в грунтоцементе σ_c и в армирующем сердечнике σ_s :

$$\begin{cases} \sigma_s A_s + \sigma_c A_c = N \\ \sigma_c = \sigma_s \cdot E_c / E_s. \end{cases} \quad (4)$$

Подставляя второе уравнение в первое уравнение системы (4) получим:

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{N}{(A_s + A_c \cdot E_c / E_s)} \\ \sigma_c = \sigma_s \cdot E_c / E_s. \end{cases} \quad (5)$$

Система уравнений (5) позволяет определить значения напряжений, действующих в грунтоцементе и армирующем сердечнике при заданной нагрузке на сваю.

При анализе несущей способности важно оценить, какую часть расчетной нагрузки N воспринимает грунтоцемент $n_s = \frac{\sigma_c A_c}{N}$, а какую – армирующий сердечник $n_s = \frac{\sigma_s A_s}{N}$. Из (2) и (5) следует, что эти величины остаются постоянными при любых значениях N :

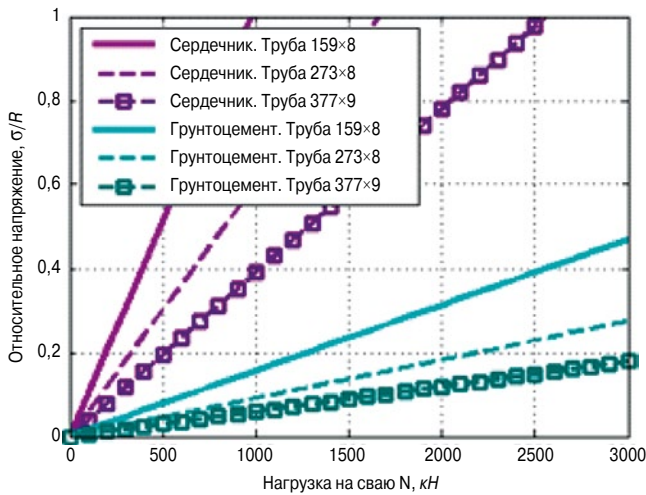


Рис. 1. Зависимость относительных напряжений в грунтоцементе и армирующей трубе от приложенной нагрузки (свая Ø600 мм, E_c=200 МПа)

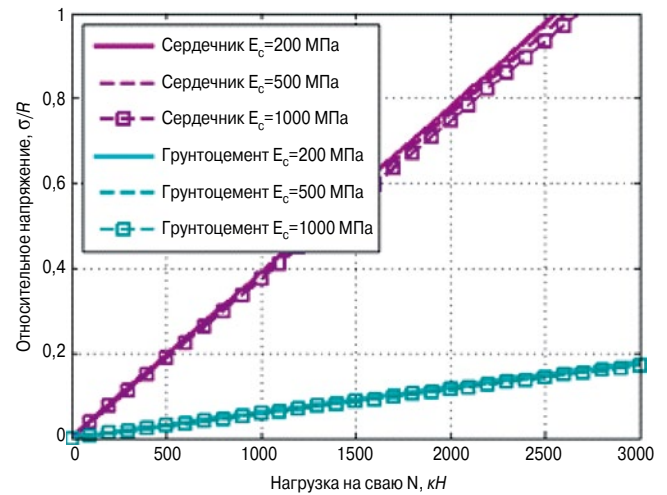


Рис. 2. Зависимость относительных напряжений в грунтоцементе и армирующей трубе от приложенной нагрузки (свая Ø600 мм, армирующая труба Ø377×9)

$$\begin{cases} n_s = \frac{A_s}{(A_s + A_c \cdot E_c / E_s)} \\ n_s = 1 - \frac{\sigma_s A_s}{N} = \frac{A_c \cdot E_c}{(A_s + A_c \cdot E_c / E_s)} \\ n_s + n_c = 1 \end{cases} \quad (6)$$

На практике удобнее представить систему (5) в ином виде, упрощающим определение максимально допустимой нагрузки, при которой свая еще продолжает работать в области упругих деформаций.

Из уравнения (3) и системы ограничений (1) можно получить систему условий для определения действующих напряжений в материале тела сваи и сердечника в момент достижения предельных напряжений в любом из материалов.

$$\begin{cases} \frac{R_s}{E_s} \leq \frac{R_c}{E_c}, \Rightarrow \sigma_s = R_s, \sigma_c = R_s \frac{E_c}{E_s} \\ \frac{R_c}{E_c} < \frac{R_s}{E_s}, \Rightarrow \sigma_c = R_c, \sigma_s = R_c \frac{E_s}{E_c} \end{cases} \quad (7)$$

Отношения $\varepsilon_s = \frac{R_s}{E_s}$ и $\varepsilon_c = \frac{R_c}{E_c}$ определяют предельные упругие деформации в сердечнике и материале тела сваи и позволяют оценить, в каком из материалов начнется разрушение в первую очередь. Определим конструкционную несущую способность армированной грунтоцементной сваи, подставив уравнение (2) в систему неравенств (7):

$$N = \begin{cases} R_s(A_s + \frac{E_c}{E_s} A_c), \varepsilon_s \leq \varepsilon_c \\ R_c(A_c + \frac{E_s}{E_c} A_s), \varepsilon_s > \varepsilon_c \end{cases} \quad (8)$$

Система (8) позволяет определить конструкционную несущую способность армированной грунтоцементной сваи с учетом различной жесткости и прочности тела сваи и армирующего сердечника.

Выполним оценку предельных упругих деформаций ε_s и ε_c для стали, бетона и грунтоцемента. Предел текучести стали изменяется в диапазоне $R_s = 200-600$ МПа, а модуль деформации стали составляет $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа.

$$\varepsilon_s = \frac{(2 \div 6) \cdot 10^2}{2 \cdot 10^5} = (1 \div 3) \cdot 10^{-3} \quad (9)$$

Оценка предельных упругих деформаций ε_c для бетонов согласно СНиП 2.03.01-84* «Бетонные и железобетонные конструкции» приводит к следующим результатам:

$$\varepsilon_c = (0,05 \div 0,8) \cdot 10^{-3} \quad (10)$$

Из (9) и (10) следует, что в рамках рассматриваемого подхода, разрушение железобетонной сваи начнется с разрушения бетона. Несущая способность железобетонной сваи определяется первым уравнением системы (8), так как $\varepsilon_s \leq \varepsilon_c$.

Оценка предельных деформаций для грунтоцемента уже не является такой очевидной, как это было для стали и для бетона (9), (10). Характеристики грунтоцемента изменяются в широком диапазоне: $R_c = 1-20$ МПа, $E_c = 100-10000$ МПа и зависят от большого числа параметров: свойства закрепляемого грунта, технологические параметры производства работ, возраста грунтоцемента и т. д.

$$\varepsilon_c = \frac{1-20}{(1 \div 100) \cdot 10^2} = \frac{10 \div 200}{1 \div 100} \cdot 10^{-3} \quad (11)$$

Для частных случаев можно выполнить оценку, зная кривые деформирования грунтоцемента. Например, для прочности грунтоцемента, устроенного в глинах, с примесью органических веществ существует зависимость $E_c = [500 \div 700] \cdot R_c$.

$$\varepsilon_c = \frac{1}{500 \div 700} = (1,4 \div 2) \cdot 10^{-3} \quad (12)$$

Анализ (9) и (11, 12) показывает невозможность однозначного сравнения предельных упругих деформаций ε_c и ε_s стали и грунтоцемента, так как диапазоны их значений практически одинаковы. В этом случае для расчета несущей способности армированной грунтоцементной сваи необходимо пользоваться системой (8).

Существует упрощенный подход к определению конструкционной несущей способности армированной сваи [1]. При этом подходе предполагается, что в каждой точке конструкции достигнуто предельное состояние. В этом случае вместо системы уравнений (8) используется уравнение (13):

$$N = R_s A_s + R_c A_c \quad (13)$$

где $N_s = R_s A_s$ – максимальная нагрузка, которую способен воспринять армирующий сердечник; $N_c = R_c A_c$ – мак-

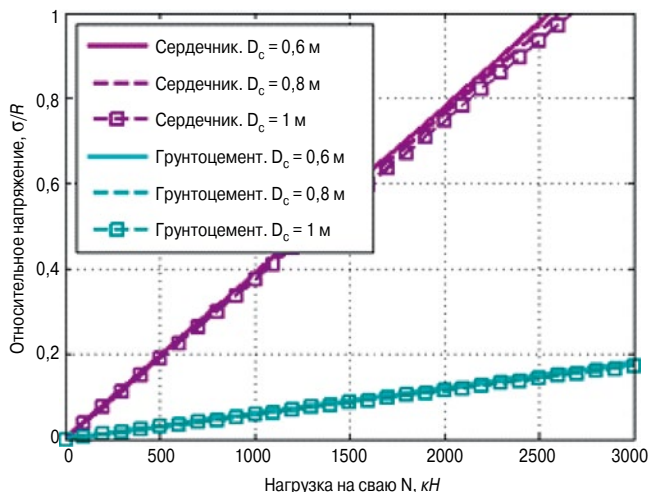


Рис. 3. Зависимость относительных напряжений в грунтоцементе и армирующей трубе от приложенной нагрузки ($E_c = 200$ МПа, армирующая труба $\varnothing 377 \times 9$)

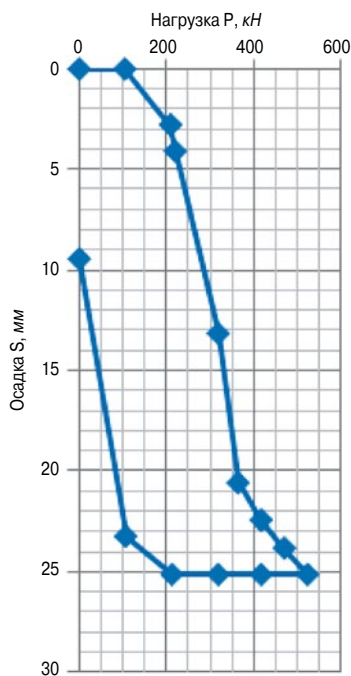


Рис. 4. Зависимость осадки оголовка сваи от нагрузки $s=f(P)$

При расчете необходимо учесть тот факт, что несущая способность сваи не может быть меньше любого из значений N_s – несущей способности армирующего сердечника и N_c – несущей способности материала тела сваи. Поэтому в качестве «нижней оценки» можно рассматривать $N = \max[N_s, N_c]$.

Получив значение несущей способности из системы (8), его необходимо сравнить со значениями N_s и N_c и выбрать максимальное значение из трех. Окончательно выражение для определения несущей способности принимает вид:

$$N^* = \max \left[R_s A_s, R_c A_c \begin{cases} R_s (A_s + \frac{E_c}{E_s} A_c), \varepsilon_s \leq \varepsilon_c \\ R_c (A_c + \frac{E_s}{E_c} A_s), \varepsilon_s > \varepsilon_c \end{cases} \right]. \quad (14)$$

Рассмотрим применение методики расчета на конкретных примерах. В качестве параметров расчетной схемы принимаем следующие: диаметр грунтоцементной сваи 600 мм, армирующий сердечник из стальной трубы $\varnothing 377 \times 9$ мм, модуль деформации грунтоцемента $E_c = 200$ МПа, модуль деформации стали 210 000 МПа, предел текучести для стали $R_s = 240$ МПа, предел прочности грунтоцемента на одноосное сжатие $R_c = 1,5$ МПа.

Для опорных параметров расчетной схемы в соответствии с (6) определим перераспределение нагрузки между грунтоцементом и армирующим сердечником.

$$\begin{cases} n_s = \frac{0,0104}{(0,0104 + 0,2827 \cdot \frac{200}{210\,000})} = 0,97 \\ n_c = 1 - n_s = 0,03. \end{cases}$$

Построим для грунтоцемента и стали зависимости относительных напряжений σ/R (т. е. отношение значения действующего напряжения к значению предельного напряжения) от приложенной нагрузки. Рассмотрим зависимости $\sigma/R = f(N)$ при различных армирующих сердечниках (рис. 1), различных модулях деформации грунтоцемента (рис. 2) и различных диаметрах свай (рис. 3). Напряжения определяются из решения системы (5).

Из расчетов видно, что наибольшее влияние на распределение напряжений оказывает площадь сечения армирующей трубы. На результаты расчета практически не повлияли изменение модуля деформации грунтоцемента и диаметр грунтоцементной сваи. Это объясняется тем, что армирующий сердечник воспринимает 97% нагрузки, а грунтоцемент всего 3% ($n_s = 0,97$; $n_c = 0,03$).

Определим несущую способность для параметров расчетной схемы по формуле (8). Для начала проведем оценку предельных упругих деформаций:

$$\varepsilon_s = 1,14 \cdot 10^{-3}, \quad \varepsilon_c = \frac{1,5}{200} = 7,5 \cdot 10^{-3}.$$

Так как из вычислений $\varepsilon_s \leq \varepsilon_c$, то:

$$N = 2,56 \cdot 10^6 \text{ Н.}$$

Проверка подтверждает, что результат находится в допустимом диапазоне.

Данный подход к расчету применялся при проектировании армированных грунтоцементных свай на одном из объектов в Ярославле. Диаметр грунтоцементных свай 600 мм, армирование трубой $89 \times 6,5$ мм с пределом текучести $R_s = 390$ МПа. Модуль деформации грунтоцемента $E_c = 500$ МПа, предел прочности грунтоцемента на одноосное сжатие $R_c = 2$ МПа.

После оценки распределения нагрузки между грунтоцементом и армирующим сердечником:

$$\begin{cases} n_s = 0,06 \\ n_c = 1 - n_s = 0,94. \end{cases}$$

Воспользуемся системой (8) для определения конструктивной несущей способности. Так как из вычислений $\varepsilon_s < \varepsilon_c$, то:

$$N = 604 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

Результат находится в допустимом диапазоне.

На данном объекте проведены полевые испытания грунтоцементных свай статическими вдавливающими нагрузками. График нагрузка-осадка представлен на рис. 4. В результате полевых испытаний нагрузка была доведена до значения 570 кН. Осадка при такой нагрузке составила 25 мм.

Вывод

В настоящей работе предложена методика расчета несущей способности грунтоцементных свай с армирующим элементом (по материалу).

Построены аналитические зависимости для расчета напряжений в грунтоцементном теле сваи и в армирующем сердечнике, с помощью которых, зная прочностные и де-

формационные характеристики материалов сваи, можно установить наиболее «слабый» элемент, с которого начнется разрушение.

Предложенный подход является основой для рационального проектирования сваи – подбора необходимого диаметра сваи, прочности грунтоцемента, типоразмера армирующей трубы из условия равнопрочности ее элементов, т. е. когда коэффициенты запаса по прочности грунтоцемента и металла будут примерно равными, что позволит в конечном итоге существенно снизить стоимость сваи.

Список литературы

1. *Малинин А.Г.* Струйная цементация грунтов. М.: «Стройиздат», 2010. 226 с.

В издательстве «Стройматериалы» Вы можете приобрести специальную литературу



Книга «Клееные деревянные конструкции с узлами на клеенных стержнях в современном строительстве (система ЦНИИСК)»
Авторы – д-р техн. наук С.Б. Турковский, канд. техн. наук А.А. Погорельцев, канд. техн. наук И.П. Преображенская

Книга содержит примеры из опыта применения различных типов конструкций в современном строительстве. Особенность применяемой системы состоит в использовании нового вида соединений в узловых сопряжениях и стыках конструкций, открывающего новые возможности клееной древесины. Система позволяет получить большепролетные сборные конструкции повышенной надежности, в том числе уникальные. Кроме того, теперь имеется возможность на основе серийно изготавливаемых унифицированных элементов создавать самые различные конструктивные системы – как по форме, так и по размерам. Система создана на основании длительных исследований (с 1974 г.), проводимых сотрудниками лаборатории деревянных конструкций ЦНИИСК, а также опыта проектирования, изготовления и применения клееных деревянных конструкций за последние 15–20 лет. Книга содержит материалы, рекомендуемые работникам проектных организаций, студентам, аспирантам, инженерам-строителям и др.



Альбом «Малозэтажные дома. Примеры проектных решений»

Авторы – академик РААСН Л.В. Хихлуха, канд. архитектуры Н.М. Согомонян, архитекторы Ю.В. Лопаткин, И.Л. Хихлуха

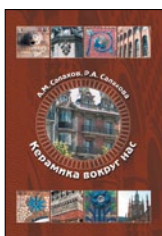
Альбом включает разделы: «Односемейные жилые дома», «Многосемейные жилые дома», «Эстетические качества жилища», «Градостроительные группы». Предназначен для архитекторов, специалистов, занятых вопросами жилищного строительства, для органов исполнительной власти в области архитектуры и строительства, а также для частных застройщиков; может быть использован как методическое пособие для студентов вузов.



Книга «Отечественный опыт возведения зданий с наружными стенами из облегченной кладки»

Автор – канд. техн. наук М.К. Ищук

На конкретных примерах зданий, возведенных в конце 1990-х гг. рассмотрены различные дефекты наружных стен с лицевым слоем из кирпичной кладки. Приведены результаты экспериментальных и расчетно-теоретических исследований наружных облегченных стен, инженерные методы расчета различных воздействий на наружные многослойные стены с учетом поэтапности и длительности возведения, включая температурно-влажностные, а также конструктивные требования по назначению расстояния между горизонтальными и вертикальными швами, к конструкциям гибких связей и армированию кладки. Книга предназначена для работников проектных и контролирующих качество строительства организаций.



Книга «Керамика вокруг нас»

Авторы – канд. техн. наук А.М. Салахов, Р.А. Салахова

Керамика представлена как искусство и как продукт тонкой технологии. Показано, что свойства керамических изделий определяются химическим, минералогическим и гранулометрическим составом исходных компонентов, а также технологическими параметрами их переработки. Подробно рассмотрены глинистые минералы как основа керамического сырья. Проведено сравнение микроструктуры и минералогического состава различных видов обожженных керамических изделий, изготовленных как несколько веков назад, так и в наши дни.

Книга предназначена специалистам предприятий, производящих керамические материалы, ученым-материаловедам, преподавателям, аспирантам и студентам вузов технологических и архитектурно-строительных специальностей. Будет полезна архитекторам и проектировщикам, работающим в области жилищного и гражданского строительства.

**Для приобретения специальной литературы обращайтесь в издательство «Стройматериалы»
Тел./факс: (499) 976-22-08, 976-20-36 E-mail: mail@rifsm.ru www.rifsm.ru**

УДК 624.151.6

З.Г. ТЕР-МАРТИРОСЯН, д-р техн. наук,
В.В. СИДОРОВ (vitsid@mail.ru), П.В. СТРУНИН (spv-dpm03@mail.ru), инженеры,
Московский государственный строительный университет

Расчет напряженно-деформированного состояния одиночной сжимаемой барреты и сваи при взаимодействии с массивом грунта

Приведено описание аналитического метода определения осадки одиночного несущего элемента фундамента глубокого заложения (ФГЗ) конечной жесткости (сваи и барреты). Решение данной задачи основывается на рассмотрении взаимодействия ФГЗ с массивом грунта, обладающим упругопластическими свойствами и на основании модернизации упругого решения. С ростом нагрузки касательные силы трения вызывают сдвиговые деформации, приводящие к возникновению напряжений в окружающем грунте. При этом данные касательные напряжения могут развиваться до определенного предельного значения, вызывающего переход грунта из упругого состояния в пластическое. Предлагаемый алгоритм учитывает накопление осадки на всех стадиях нагружения ФГЗ с учетом перехода грунта из упругого в пластическое состояние.

Ключевые слова: фундамент глубокого заложения, касательные напряжения, осадка, несущая способность, свая, барретта.

В настоящее время вопрос определения напряженно-деформированного состояния (НДС) при взаимодействии элемента фундамента глубокого заложения (ФГЗ) (свай, баррет) с упруго-пластическим грунтом остается актуальным для многих ученых-геотехников. Однако, решение данной задачи вызывает большие трудности, которые заставляют принимать определенные допущения. Например, принимается допущение о том, что напряжение на уровне пяты сваи равно нулю, что значительно упрощает решение, но применимо только для абсолютно жестких свай в условиях морского строительства [1]. Известно решение, основанное на заранее определенной величине перемещения сваи, при котором возникают предельные касательные напряжения до определенной глубины [2]. Еще одним примером является допущение, что элемент ФГЗ работает упруго до полного исчерпания несущей способности по всей длине, а после вся нагрузка передается только на основание (СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01–83*. ОАО «НИЦ «Строительство»). Это решение не рассматривает случаи, когда не по всей длине сваи или барреты возникает предельное напряженное состояние, к тому же свая принята абсолютно жесткой, что не всегда имеет место.

Поэтому, существующие методы решения данной задачи несовершенны и требуют некоторых дополнений.

Предлагаемый авторами алгоритм решения задачи о взаимодействии одиночного элемента ФГЗ (сваи и барреты) с окружающим грунтом, обладающим прочностью, основан на рассмотрении нескольких типов расчетных схем, описывающих распределение внешней нагрузки между боковой поверхностью ФГЗ и его пятой.

С ростом внешней нагрузки в окружающем ФГЗ грунте происходят сдвиговые деформации, вызывающие рост касательных напряжений по его боковой поверхности – τ_{mob} . При этом касательные напряжения могут развиваться до определенного предельного значения – τ^* , вызывающего переход грунта из упругого состояния в пластическое. При этом дальнейший рост касательных напряжений сверх τ^* невозможен, поэтому нагрузка будет передаваться только на участки боковой поверхности ФГЗ, где предел прочности еще не достигнут, либо на пяту элемента.

Процесс перераспределения напряжений между боковой поверхностью элемента ФГЗ и его пятой удобно представить в графическом виде (расчетной схемы). Для составления схемы необходимо решить задачу взаимодействия одиночного элемента с окружающим грунтом в упругой постановке [3], а затем привести ее результаты в соответствие с известным законом изменения прочности грунта по глубине массива грунта, в основе которого лежит известный закон Кулона:

$$\tau^* = \sigma(z) \cdot \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (1)$$

где φ – угол внутреннего трения грунта, град;

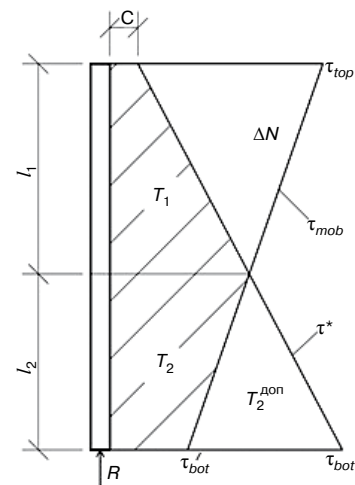


Рис. 1. Расчетная схема взаимодействия одиночного элемента ФГЗ с упругопластическим грунтом

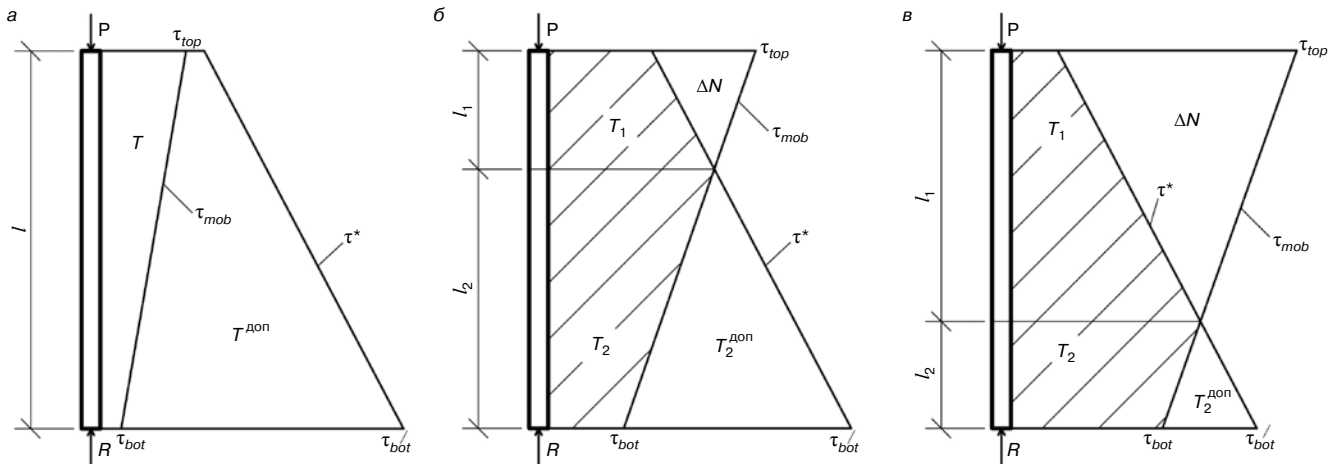


Рис. 2. Варианты расчетных схем при различных внешних нагрузках (пояснение в тексте)

c – сцепление грунта, кПа; τ^* – предельное касательное напряжение, кПа; $\sigma(z)$ – боковое напряжение в грунте на определенной глубине z , кПа.

Полученный из упругого решения закон распределения мобилизованного касательного напряжения (τ_{mob}) является линейным. Совместив эпюры τ_{mob} и τ^* , получим расчетную схему (рис. 1). При пересечении этих эпюр выделяются участки напряжений, которые способна выдерживать боковая поверхность ФГЗ (T_1 и T_2), участок напряжений, который не может воспринять верхняя часть элемента длиной $l_1 - \Delta N$ и «резервную» часть нагрузки, которая не мобилизовалась на нижней части элемента длиной $l_2 - T_2^{\text{доп}}$. При этом возникает реакция на уровне пяты ФГЗ – R .

В зависимости от прилагаемой внешней нагрузки P на элемент ФГЗ характер перераспределения нагрузок по боковой поверхности и пяте меняется. Авторами предлагаются три варианта расчетных схем, представленных на рис. 2. Особенности схем в следующем:

1. При низком уровне внешней нагрузки вся боковая поверхность работает в упругом режиме, ни в одной точке не наблюдается достижения предельного касательного напряжения τ^* . В этом случае не выделяются нагрузки ΔN , $T_2^{\text{доп}}$, а сила по боковой поверхности элемента обозначается как T (рис. 2, а).
2. При среднем уровне нагрузки на элемент ФГЗ, при условии $\Delta N \leq T_2^{\text{доп}}$, вся дополнительная нагрузка воспринимается оставшейся боковой поверхностью сваи и на основании дополнительная нагрузка не передается. (рис. 2, б).
3. При высоком уровне нагрузки на элемент ФГЗ, при условии $\Delta N > T_2^{\text{доп}}$, на всей боковой поверхности сваи возникает предельная несущая способность и вся дополнительная нагрузка передается на основание (рис. 2, в).

Важным допущением в приведенных расчетных схемах является, что основание ФГЗ является упругим. Предельное состояние грунта допускается только на боковой поверхности элемента ФГЗ.

Рассматривая полученные расчетные схемы, можно для каждого случая определить осадку элемента S , и конечную реакцию на уровне пяты после реализации схемы R , кПа. Для этого необходимо рассмотреть передачу внешней на-

грузки на части элемента ФГЗ в соответствии со схемой, которой соответствует внешняя нагрузка.

В условиях высотного строительства наиболее используемой схемой будет третья, т. е. с высоким уровнем внешней нагрузки на сваю или баррету. Коротко рассмотрим процесс передачи нагрузки по элементу и алгоритм определения ее осадки (в соответствии с рис. 2, в).

1) Определяется осадка S_1 от боковых усилий T_1 и T_2 . Данная осадка возникает во время возникновения на боковой поверхности касательных напряжений, не выходящих за пределы прочности грунта (упругая часть осадки). Перемещение барреты (сваи) произойдет от суммы величин T_1 и T_2 . Эти нагрузки есть сумма касательных напряжений по длине элемента ФГЗ.

2) Осадка S_2 , возникает при передаче нагрузки ΔN на нижележащую часть ствола. Ее можно найти, приложив нагрузку ΔN на нижнюю часть барреты длиной l_2 и решив упругую задачу в соответствии с [3]. Необходимо заметить, что во время передачи нагрузки ΔN на нижнюю часть элемента, происходит не только увеличение значения τ от τ_{bot} до τ'_{bot} , но и увеличение давления по пяте элемента ФГЗ от R до R' .

3) Так как «резервная» часть нагрузки $\Delta N > T_2^{\text{доп}}$, то величина, соответствующая их разнице будет передаваться только на уровень пяты ФГЗ. При этом касательное напряжение по всей боковой поверхности не будет увеличиваться, так как оно достигло своего предельного значения τ^* .

Осадку S_3 можно определить по формуле для жесткого штампа с учетом его формы и глубины заложения от поверхности [4].

4) Осадка S_4 определяется сжатием ствола сваи или барреты, которая может быть определена исходя из закона Гука по формуле:

$$\Delta l = \frac{l \cdot \Delta \sigma}{E_{\text{мат}}}, \quad (2)$$

где l – длина сваи или барреты; $\Delta \sigma$ – разница напряжений на оголовке сваи (барреты) и пяте; $E_{\text{мат}}$ – модуль деформации материала сваи (барреты).

Таким образом, осадку элемента ФГЗ можно определить с помощью суммирования найденных осадок:

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4. \quad (3)$$

Необходимо отметить, что осадка от сжимаемости ФГЗ в разной степени сказывается на общей осадке сваи или барреты и зависит от жесткости материала. На практике для фундамен-

тов высотных зданий, передающих большие нагрузки на основание используют длинные барреты из тяжелого железобетона с высоким процентом армирования. В этом случае модули деформации грунта и материала барреты различаются на три порядка. В свою очередь для усиления оснований менее нагруженных фундаментов, находят применение грунтоцементные сваи (ГЦС), выполненные по технологии струйной цементации грунтов [5]. Данные сваи являются примером ФГЗ с жесткостью, сопоставимой с жесткостью грунта.

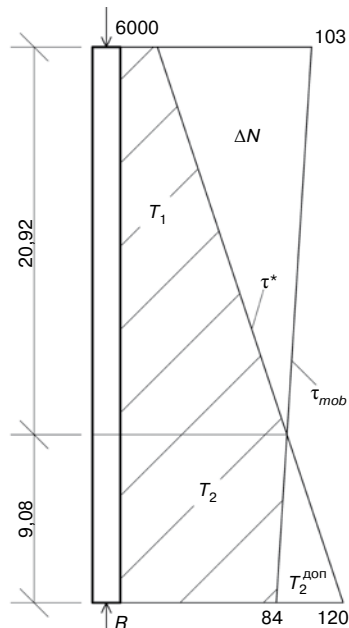


Рис. 3. Расчетная схема определения НДС одиночной барреты при нагрузке 6000 кПа

Приведем результаты решения по предложенному аналитическому методу и сопоставим их с численным решением в Plaxis 3D.

В качестве исходных параметров для барреты примем следующие: размеры поперечного сечения барреты 1,5×3 м; размеры массива грунта 9×18 м; коэффициент Пуассона грунта $\nu = 0,3$; длина барреты $l = 30$ м; коэффициент влияния формы барреты $\omega = 1,22$ (соответствует отношению сторон барреты 1:2); внешняя нагрузка $P = 3000, 4500, 6000, 7000$ кПа; $E_{\text{грунта}} = 30$ МПа; удельное сцепление грунта $c = 20$ кПа; угол внутреннего трения $\phi = 15^\circ$; модуль деформации ствола барреты $E_{\text{барреты}} = 30000$ МПа (железобетон); коэффициент влияния глубины нахождения пяты барреты $k(l) = 0,675$ (зависит от соотношений $m = b/h$ и $n = b/a$).

Рассмотрим расчетную схему для нагрузки в 6000 кПа (рис. 3).

Определим значения ΔN и $T_2^{\text{доп}}$: $\Delta N = 1743$ кПа, $T_2^{\text{доп}} = 327$ кПа. Как видно из сопоставления этих нагрузок $\Delta N > T_2^{\text{доп}}$ на всей боковой поверхности сваи возникает предельная несущая способность и вся дополнительная нагрузка передается на основание. Дальнейший ход решения проводим по описанному выше алгоритму:

1. Находим значение касательной нагрузки $T_1 + T_2 = 4081$ кПа и величину осадки от нее $S_1(T_1 + T_2) = 9,6$ мм. При этом фиксируем значение упругой реакции $R_1 = 256$ кПа, возникающей при вычислении осадки S_1 .
2. Определяем значение осадки от нагрузки $S_2(T_2^{\text{доп}}) = 2,83$ мм. При этом также фиксируем значение упругой реакции $R_2 = 75,6$ кПа, возникающей при вычислении осадки S_2 .

3. Так как $\Delta N > T_2^{\text{доп}}$ дополнительно находим величину $N^{\text{доп}}$ передающуюся на нижнее основание и определяем от нее осадку. Усиление находится из условия равновесия сил:

$$N = T + R, \quad (4)$$

где N – нагрузка передающаяся на сваю; T – нагрузка, на боковой поверхности сваи; R – реакция в уровне пяты сваи.

4. В итоге дополнительная нагрузка на основание сваи будет определяться следующим образом:

$$N^{\text{доп}} = N - T_1 - T_2 - R_1 - R_2 - T_2^{\text{доп}}. \quad (5)$$

После нахождения данной нагрузки $N^{\text{доп}} = 681,4$ кПа, определяем от нее осадку $S_3(N^{\text{доп}})$ как осадку жесткого штампа: $S_3(N^{\text{доп}}) = 25,5$ мм.

5. Находим осадку сжатия ствола барреты в соответствии с выражением (2): $S_4 = 3,1$ мм.

Итоговое значение осадки также будем определять суммированием найденных величин осадок:

$$S_{\Sigma} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 41 \text{ мм}. \quad (6)$$

Результаты сопоставления аналитического метода с численным решением для остального диапазона нагрузок приведены на рис. 4.

Результаты проведенного расчета показали, что величины осадок, полученные по предложенному в этой статье алгоритму и по PLAXIS 3D имеют хорошую сходимость с максимальным расхождением результатов до 15% при очень больших нагрузках (для данного поперечного сечения 7000 кПа соответствуют точечной нагрузке 3150 т).

В приведенном выше примере рассматривалась сжимаемая баррета, в которой отношение жесткости барреты к жесткости грунта составляло порядка 1000. В качестве дополнительного сравнения рассмотрим расчет НДС одиночной ГЦС, обладающей жесткостью, сопоставимой с жесткостью грунта.

Рассмотрим НДС вокруг грунтоцементной сваи.

Расчетные параметры сваи и грунта были приняты следующими: длина $l_{\text{сваи}} = 10$ м; модуль деформации $E_{\text{сваи}} = 3000$ МПа; модуль деформации грунта $E_{\text{грунта}} = 10$ МПа;

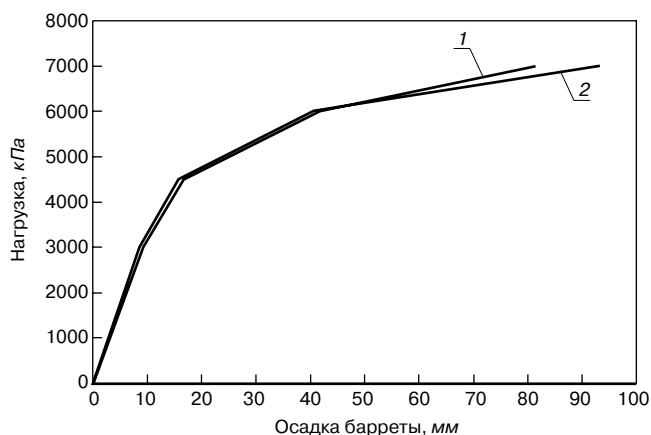


Рис. 4. Сравнение графиков осадок одиночной барреты, взаимодействующей с массивом грунта, обладающим упругоупругими свойствами, полученных аналитическим и численным методами: 1 – S_{plaxis} ; 2 – $S_{\text{аналит}}$

внешняя нагрузка на сваю $P = 1000, 2000, 4000, 6000$ кПа; диаметр свай принимался одинаковым $0,6$ м, диаметр массива грунта составляет $3,6$ м, $v_{\text{грунта}} = 0,35$; $v_{\text{сваи}} = 0,2$; коэффициент влияния формы сваи $\omega = 0,79$; удельное сцепление грунта $c = 20$ кПа; угол внутреннего трения $\varphi = 15^\circ$; коэффициент влияния глубины нахождения пяты сваи $k(l) = 0,472$.

Рассмотрим расчетную схему для нагрузки, равной 4000 кПа (рис. 4).

Определим значения ΔN и $T_2^{\text{доп}}$. Аналогично расчету для барреты получаем следующие значения: $\Delta N = 1448,7$ кПа, $T_2^{\text{доп}} = 160,7$ кПа. Как видно из сопоставления этих нагрузок $\Delta N > T_2^{\text{доп}}$ на всей боковой поверхности сваи возникает предельная несущая способность и вся дополнительная нагрузка передается на основание. Дальнейший ход решения проводим по описанному выше алгоритму:

1. Находим значение касательной нагрузки $T_1 + T_2 = 2281,2$ кПа и величину осадки от нее $S_1(T_1 + T_2) = 6,8$ мм. При этом фиксируем значение упругой реакции $R_1 = 153$ кПа, возникающей при вычислении осадки S_1 .
2. Определяем значение осадки от нагрузки $S_2(T_2^{\text{доп}}) = 1,6$ мм. При этом также фиксируем значение упругой реакции $R_2 = 746$ кПа, возникающей при вычислении осадки S_2 .
3. Так как $\Delta N > T_2^{\text{доп}}$ дополнительно находим величину $N^{\text{доп}}$ передающуюся на нижнее основание и определяем от нее осадку. Усилие находится из условия (5). В итоге дополнительная нагрузка на основание сваи $N^{\text{доп}}$ будет равняться $1331,1$ кПа. Значение осадки $S_3(N^{\text{доп}})$ как от осадки жесткого штампа будет составлять 26 мм.
4. Находим осадку сжатия ствола сваи в соответствии с выражением (2): $S_4 = 12,6$ мм.

Итоговое значение осадки сваи будет равняться $S_{\Sigma} = 47$ мм. Результаты сопоставления аналитического метода с численным решением для остального диапазона нагрузок приведены на рис. 6.

Как видно из результатов при нагрузках до 4000 кПа сходимость решений является достаточно хорошей, однако дальнейшее увеличение нагрузки приводит к большому расхождению. При этом стоит отметить, что максимальная разность результатов не превышает 27% при нагрузке в 6000 кПа (для данного поперечного сечения соответствует сосредоточенной нагрузке 170 т), которая является предельной для прочности сваи по материалу (грунтоцемент).

Соответственно с достаточной для инженерных расчетов точностью данный метод показал хорошую сходимость.

Выводы

1. Предложенный алгоритм решения задачи о взаимодействии одиночного элемента ФГЗ (сваи, барреты) с массивом грунта, обладающим упругопластическими свойствами, учитывает размеры массива грунта, жесткость ствола элемента

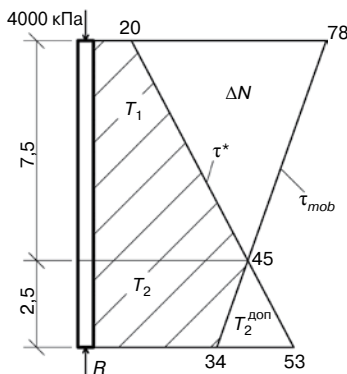


Рис. 5. Расчетная схема определения НДС одиночной грунтоцементной сваи при нагрузке 4000 кПа

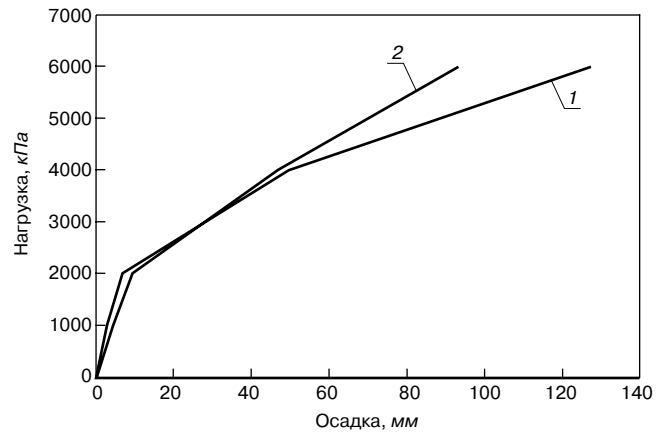


Рис. 6. Сравнение графиков осадок одиночной грунтоцементной сваи, взаимодействующей с массивом грунта, обладающим упругопластическими свойствами, полученных аналитическим и численным методами: 1 – S_{plaxis} ; 2 – $S_{\text{аналит}}$

и не требует трудноопределимых параметров для проведения расчета.

2. Алгоритм пригоден для всего диапазона нагрузок, действующих на элемент ФГЗ и учитывает возможность достижения предельного состояния по части ствола элемента, что отсутствует в предложенном методе расчета в нормативных документах (СП 22.13330.2011).

3. Результаты аналитического решения как для сильно сжимаемого ГЦС, так и для мало сжимаемой барреты хорошо согласуются с результатами упруго-пластического расчета в ПК PLAXIS 3D.

4. Основным допущением этого метода является принятие того, что грунт под подошвой работает линейно, в то время как по боковой поверхности он обладает упругопластическими свойствами. Это допущение связано со сложностью описания упругопластического поведения грунта под подошвой. Однако, при проектировании длинных свай и баррет (длиной свыше 20 м) часто под подошвой оказываются очень прочные и малодеформируемые грунты. С учетом того, что нагрузка доходящая до пяты относительно небольшая [6], то модель работы грунта в основании допускается принимать упругой.

Список литературы

1. Verruijt A. Offshore soil mechanics. Delft University of Technology, 2006. Pp. 68–81.
2. Yi-Chuan Chou Yun-Mei Hsiung. A normalized equation of axially loaded piles in elasto-plastic soil // Journal of GeoEngineering. 2009. Vol. 4. № 1. Pp. 1–7.
3. Тер-Мартirosян З.Г. Струнин П.В. Чин Туан Вьет. Сжимаемость материала сваи при определении осадки в свайном фундаменте // Жилищное строительство. 2012. № 10. С. 13–16.
4. Дорошкевич Н.М., Знаменский В.В., Кудинов В.И. Инженерные методы расчета свайных фундаментов при различных схемах их нагружения // Вестник МГСУ. 2006. № 1. С. 119–132.
5. Малинин А.Г. Струйная цементация грунтов. М.: Стройиздат, 2010. 226 с.
6. Тер-Мартirosян З.Г. Механика грунтов. М.: АСВ, 2009, 550 с.

УДК 699.841

Ю.А. ШИШКОВ, главный конструктор,
ООО «Новосибирский государственный проектный институт»

Повышение сейсмостойкости зданий и сооружений с наклонными стенами подвалов

Рассмотрены варианты сейсмозащиты объектов, обеспечиваемой совместно принятыми объемно-планировочными и конструктивными решениями с заменой традиционно вертикальных стен подвалов наклонными откосами с учетом рекомендуемых условий применения.

Показана возможность оптимального проектирования зданий с многоэтажными подземными пространствами, а также расширение области использования предлагаемых технических решений в различных инженерно-геологических условиях, включая вечномерзлые грунты.

Предусмотрено обеспечение максимального снижения материалоемкости и энергоресурсов, стоимости и трудоемкости строительства за счет исключения подпорного давления на стены и снижения сейсмических воздействий на здания; повышения их надежности конструктивно за счет универсальности сейсмозащиты согласно рекомендуемым решениям, а также пожарной безопасности и ремонтпригодности; применения наружных колонн обтекаемых сечений в подвальной части, а также использования геосинтетических материалов в составе облицовки откосов для гидроизоляции и частичной сейсмозащиты. Как вариант имеется возможность включения в работу плит отмоксти в качестве гибких опор, повышающих устойчивость зданий (что особенно важно для многоэтажных объектов или построенных вообще без учета сейсмических требований и т. д.). Показано, что исключение необходимости выполнения монтажных проемов в стенах подвалов с целью подключения коммуникаций в любом месте очень важно при реконструкции, а также для объектов с «гибкой технологией». Принципиальное решение защищено авторским свидетельством, внедрено на практике.

Ключевые слова: оптимальные проектные решения, гибкая технология, подвальные этажи, наклонные стены-откосы, снижение сейсмических воздействий, универсальность сейсмозащиты, надежность.

Обсуждаемое в технической литературе обеспечение сейсмозащиты объектов в проектных организациях никогда не решалось односторонне, в том числе и в настоящее время [1–2].

В первую очередь практически всегда принималось во внимание назначение объектов и предъявляемые к ним технологические требования, от которых, в свою очередь, зависели принятые объемно-планировочные и конструктивные решения. Прочность и надежность строительных конструкций, а также безопасность были безусловно учитываемыми факторами, в том числе в сложных инженерно-геологических условиях, при высоком уровне сейсмичности и т. д.

По проектам Новосибирского государственного проектного института (НГПИ) – крупнейшего за Уралом отраслевого проектного института оборонной промышленности за 50 лет построены сотни крупных объектов, в основном предприятий радиоэлектроники, а также других отраслей промышленности, почти во всех сейсмических районах страны, от Кишинева (Республика Молдова) до Петропавловска-на-Камчатке. За этот период произошли сильные землетрясения в Средней Азии, на Кавказе, в Восточной Сибири и на Дальнем Востоке, в Молдавии и других регионах.

Необходимо отметить, что все объекты отрасли до декабря 1988 г. благополучно перенесли воздействие землетрясений, даже в Ташкенте в 1966 г. Во многих случаях с контрольной проверкой после землетрясений выезжали специалисты НГПИ. Официальная информация подтверждалась

обследованиями, что характеризует с положительной стороны уровень действующих в то время нормативных и других требований по обеспечению сейсмозащиты.

Большее значение при проектировании объектов имело применение оптимальных проектных решений, принимаемых конструктивно по соответствующим пособиям, указанным типовых серий и т. д. Например, симметричности зданий в плане, расстановке связей жесткости, этажности и других.

С целью оказания проектной помощи строительству и его контроля непосредственно в регионах создавались группы постоянного авторского надзора с привлечением в их составе местных специалистов, а также комплексные отделы и даже филиалы института в отдельных регионах. Необходимо подчеркнуть, что в тот период институт имел тесные творческие контакты по вопросам проектирования и обеспечению сейсмостойкости со многими научно-исследовательскими и ведущими территориальными проектными организациями союзных республик, а также Государственным СССР, что давало свои результаты.

Переломным стало землетрясение в Армении 7 декабря 1988 г. Из пяти предприятий отрасли, запроектированных НГПИ только в Армении, четыре перенесли землетрясение благополучно, в том числе строящийся завод в Кироваване с административным корпусом повышенной этажности. При проектировании этого предприятия по инициативе НГПИ расчетная сейсмичность площадки с учетом гидрогеологических условий была повышена на 1 балл в сравне-

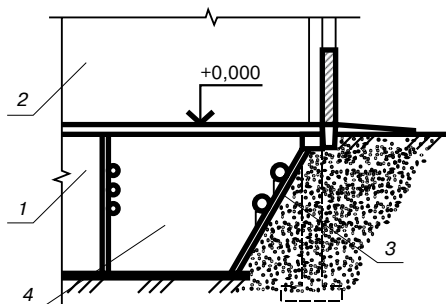


Рис. 1. Замена вертикальных стен подвала сейсмостойкого здания наклонными откосами: 1 – подвал; 2 – надземная часть; 3 – наклонные стены подвала; 4 – коммуникационный коридор

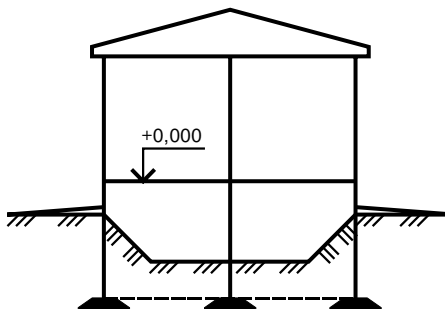


Рис. 2. Сейсмостойкое здание с неотпливаемым подпольем при строительстве в вечномёрзлых грунтах

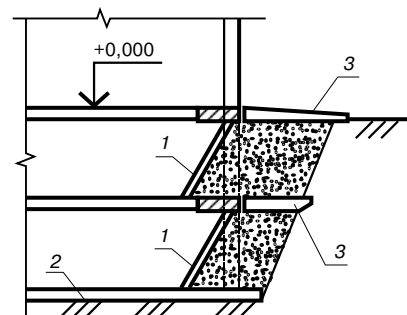


Рис. 3. Сейсмостойкое здание с двухэтажным подвалом: 1 – наклонная стена подвала; 2 – монолитная плита; 3 – плиты-экраны (авторское свидетельство СССР № 1673722)

нии с нормируемой по СНИПу, что по результатам обследования реально повысило сейсмостойкость зданий, если не сказать больше – спасло их от обрушения.

Более сильным разрушениям подвергся строящийся завод в Ленинкане, в частности сборочный корпус предприятия. В подземной части этого здания размещался подвал гражданской обороны, который не подвергся каким-либо разрушениям, в то время как надземная каркасная часть его представляла собой обвал.

Причины разрушения объектов в Ленинкане, в том числе и надземной части сборочного корпуса, были изложены в журнале «Жилищное строительство» (Ю.А. Шишков. «Читая Ваш журнал (О причинах разрушения зданий в Ленинкане 7.12.1988 г.)» // Жилищное строительство. 1996. № 6. С. 26. Ю.А. Шишков. «О причинах разрушения зданий при землетрясениях от кручения» // Жилищное строительство. 1999. № 11. С. 26–28). Кроме того, по уточнению заказчика, по площадке в непосредственной близости от корпуса проходил старый сейсмический разлом (трещина по территории после землетрясения наблюдалась даже визуально).

Рассматривая в целом проблему сейсмостойкости зданий и сооружений, необходимо также подчеркнуть, что с конца 1980-х гг. одним из главных направлений проектирования и строительства предприятий отрасли стало применение одноэтажных (для завода «Алгоритм» в Ташкенте двухэтажных) корпусов из легких металлических конструкций (ЛМК) комплектной поставки, что обеспечило максимальное ускорение их строительства и сейсмозащиту в размере 9 баллов.

Заметим, что во всех сейсмических районах ни один объект отрасли, запроектированный из ЛМК с пространственными жесткими структурными покрытиями, не подвергся обрушению при землетрясениях в ходе длительной эксплуатации.

Снижение стоимости и максимального обеспечения при этом требования надежности – задача очень важная. Используем имеющийся опыт прошлых лет: рассмотрим одно из рекомендуемых решений, касающееся применения подвальных этажей зданий и сооружений, причем с учетом возможных вариантов, что позволит расширить область его использования.

Практика проектирования и строительства каркасных зданий, в том числе и в несейсмических районах, в случаях, когда полезные площади подвалов используются нерационально, показывает, что иногда с целью ускорения СМР и снижения материалоемкости целесообразна замена вертикальных наружных стен подвалов наклонными откосами.

При необходимости в составе облицовки откосов может быть предусмотрена надежная гидроизоляция. Такое решение наиболее эффективно при строительстве широких корпусов; наличии высоких подвалов, в местах перепада рельефа. С целью повышения надежности откосов в их составе может быть предусмотрено устройство экранов из геосинтетических материалов.

Имеются и другие преимущества. Например, возможность подключения коммуникаций практически в любом месте по контуру здания, что особенно важно для объектов с так называемой «гибкой технологией», а также при реконструкции; отпадает необходимость выполнения в стенах подвалов монтажных проемов.

На наклонных стенах могут быть размещены коммуникации, для обслуживания которых предусматриваются специально выгороженные коридоры.

Рассматриваемое решение особенно целесообразно для объектов, расположенных в сейсмических районах. Сейсмические волны при землетрясениях не встречают стен здания (так как они в виде наклонных откосов в этом случае специально шарнирно примыкают к перекрытиям, а также в уровне пола и выполняют роль «сдвигающихся» поверхностей), благодаря чему горизонтальные сейсмические нагрузки, действующие на стены, снижаются в 10–15 раз (авторское свидетельство СССР № 1673722. Сейсмостойкое здание или сооружение / Ю.А. Шишков, В.Д. Борисов и др. // Заявл. 18.12.89. Опубл. 30.08.91. Бюл. № 32).

Принципиальное техническое решение с заменой вертикальных стен подвала наклонными откосами поясняется схематическим чертежом (рис. 1).

При высоких подвалах в некоторых конкретных случаях целесообразно компромиссное решение, заключающееся в подрезке нижней зоны откоса устройством небольшой подпорной стенки (не показано), что позволяет увеличить при необходимости ширину коммуникационного коридора.

Конструкции здания работают следующим образом. Сейсмические волны при землетрясениях гасятся в грунте обратной засыпки и практически слабо или совсем не оказывают воздействия на колонны подвала, а следовательно, и на каркас здания-сооружения.

Их воздействие в качестве горизонтальных нагрузок значительно снижается, причем этот результат имеет место при любом угле наклона подхода сейсмических волн к боковой поверхности подвальной части зданий.

Сейсмические волны как бы проходят через подвальные этажи здания, воздействуя только на перекрытия и на-

ружные колонны, грузовая площадь которых на фронте волны при пролетах 6 м составляет ориентировочно 1/10 и при пролетах 9 м – 1/15 от площади стен в этих пролетах (ширина колонны принята с запасом условно размером 0,6 м).

Кроме того, с целью повышения надежности колонны наружных рядов, как правило, рекомендуется конструктивно принять круглыми (обтекаемыми) в сечении. Колонны подвала можно принять и традиционно квадратного или прямоугольного сечений. В этом случае при смонтированном каркасе оптимальность решений может быть обеспечена устройством защитных оболочек вокруг колонн, например из двух железобетонных или металлических полуколец, соединенных в трубу в виде отдельных по высоте звеньев, расположенных снаружи с зазором между колоннами по их периметру.

Благодаря универсальности изложенного решения сейсмозащиты целесообразность его использования очевидна, а эффективность проверена на практике, например при осуществлении строительства производственного корпуса Казахского радиотехнического завода в Алма-Ате, построенного более 20 лет тому назад, в 1991 г. Еще ранее оно использовалось в проектах НГПИ для объектов в несейсмических районах.

Решение подвальных помещений с наклонными откосами может быть использовано и в других условиях, например при строительстве на вечномерзлых грунтах. Вместо открытых проветриваемых продухов, рекомендованных СНиП 2.02.04–88 «Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах», предлагается более оптимальное и надежное в эксплуатации решение с устройством закрытых техподполий, подвалов (или цокольных этажей), что из архитектурных соображений также является более приемлемым при строительстве в городах и других населенных пунктах. Такие варианты в принципе также предусматриваются с ограничениями и рекомендациями согласно СП 25.13330.2012 «Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах. Актуализированная редакция» СНиП 2.02.04–88.

Эскиз принципиального проектного решения сейсмостойкого здания с неотапливаемым (холодным) техническим подпольем, подвалом (или цокольным этажом) под надземной частью при строительстве на вечномерзлых грунтах показан на рис. 2.

Техническое решение фундамента и каркаса здания практически полностью аналогично рис. 1. Отличие состоит в том, что в цокольной части здания по его периметру предусмотрены проемы, открываемые при отрицательной температуре наружного воздуха и, наоборот, закрываемые заглушками при положительных температурах.

Следует отметить, что после землетрясения в 2003 г. в Горном Алтае успешно выполнены малозаглубленные сейсмостойкие ленточные фундаменты с распорками зданий школ при строительстве на вечномерзлых грунтах, например в Бельтире и Ортолыке. Применение в дальнейшем фундаментов этого типа для других объектов совместно с вариантом техподполий (вместо открытого проветриваемого пространства под зданием) является более надежным при эксплуатации с учетом требований пожарной безопасности, обеспечения свободного доступа к коммуникациям и их ремонту, а также существенного снижения теплопотерь малозэтажных зданий за счет регулирования температуры воздуха в техподполье, что немаловажно.

Подвалы и цокольные этажи зданий в зависимости от глубины залегания вечномерзлых грунтов могут быть

и отапливаемыми при условии сохранения грунтов от их оттаивания (или промерзания), для чего под полом подвала, а также по контуру стен с его внутренней стороны можно предусмотреть утепление. Причем устройство под фундаментами сейсмоизолированных оснований из противупучинистых материалов (гравия, щебня, песка) может исключить необходимость утепления полов, а также оснований фундаментов.

Вариант принципиального решения, например двухэтажного подвала сейсмостойкого здания с включением в работу плит экранов в уровне отмостки и перекрытия, показан на рис. 3.

Решение наружных стен подвала в виде наклонных откосов аналогично принятым по рис. 1 для одноэтажного здания. В качестве варианта отмостка выполнена в виде плит-экранов, шарнирно соединенных с перекрытием. Фундаменты, перекрытия и колонны, а также плиты-экраны подвальных этажей показаны схематично.

Для ограничения возможных перемещений отмостки плиты выполнены с упором (не показано). Зазор между перекрытием и плитой-экраном заполнен демпфирующими прокладками из сжимаемого материала, выполняющими роль демпфера. Возможно применение различных материалов на отдельных участках плиты-экрана, что обеспечивает гашение резонансных сейсмических колебаний.

Аналогичные решения при устройстве подвалов многоэтажных зданий и сооружений повышенной сейсмостойкости возможны (Ю.А. Шишков. «Технические решения фундаментов и подвалов зданий повышенной сейсмостойкости» // Известия вузов. 1998. № 10. С. 138–141):

- при конкретном проектировании рассмотренные решения нельзя понимать как обязательную рекомендацию применения всего комплекса их один к одному. Опытные проектировщики выберут из него необходимые решения, дополнив известными другими с учетом целесообразности. Например, в одних случаях достаточным окажется использование основной идеи – наклонного откоса, в других – плит-экранов отмостки, в третьих – обоих приемов в различных вариантах и т. д.;
- необходимо возродить практику экспериментального строительства объектов. С этой целью, учитывая выборочную эффективность их сейсмозащиты на построенных объектах;
- изложенные в статье решения являются простыми, понятными и доступными при любом технологическом уровне строительства. Проектирование объектов может осуществляться с привлечением также любой квалифицированной проектной организации, располагающей соответствующим опытом.

Список литературы

1. *Айзенберг Я.М.* Сейсмоизоляция. Теория и реальное поведение при землетрясениях // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2006. № 4. С. 28–33.
2. *Смирнов С.Б.* Формы сейсмических разрушений зданий как надежный источник информации о реальном разрушительном волновом импульсном воздействии // Жилищное строительство. 2012. № 1. С. 39–41.

УДК 624.131

*А.Г. МАЛИНИН, технический директор,
СК «ИнжПроектСтрой» (Пермь)*

Влияние струйной цементации на диаметр грунтоцементных колонн

Приведены результаты эксперимента по устройству грунтоцементных колонн по технологии Jet-2 с использованием цементировочных форсунок различного диаметра. Выполнен анализ влияния количества форсунок и их суммарной площади сечения на диаметр грунтоцементной колонны.

Ключевые слова: струйная цементация, технология Jet-2, грунтоцементная колонна, натурный эксперимент, цементировочная форсунка, однофорсуночный / двухфорсуночный монитор.

Технология струйной цементации нашла широкое распространение в различных областях подземного строительства – устройстве ограждений глубоких котлованов, строительстве новых и укреплении аварийных фундаментов зданий и сооружений.

Между тем существует отдельный класс задач, в которых экономическая эффективность струйной технологии существенно зависит от диаметра грунтоцементных колонн.

Известно, что колонны большого диаметра могут быть получены при использовании двухкомпонентной технологии Jet-2, когда для снижения бокового трения струи по грунтовому массиву формируется воздушная рубашка, создаваемая подачей сжатого воздуха через дополнительную воздушную магистраль.

Подробное описание технологии и ее различных режимов приведено в [1]. Очевиден факт, что чем больше рас-

ход цементного раствора, истекающего через сопло, тем больше диаметр полученных колонн. В настоящее время в России с помощью технологии Jet-2 устраиваются колонны диаметром 1,2–1,8 м.

В настоящей работе приведены результаты устройства колонн с помощью технологии Jet-2 для различных площадей сечения цементировочных форсунок.

Все эксперименты были выполнены при одинаковом давлении, поэтому можно считать, что площадь сечения цементировочной форсунки прямым образом определяет расход цементного раствора.

Эксперимент был выполнен в полевых условиях в рамках проведения опытных работ при устройстве ограждения глубокого котлована на одном из объектов Москвы. Грунты на площадке были представлены обводненным песком различной степени крупности, от мелкозернистого до крупнозернистого.

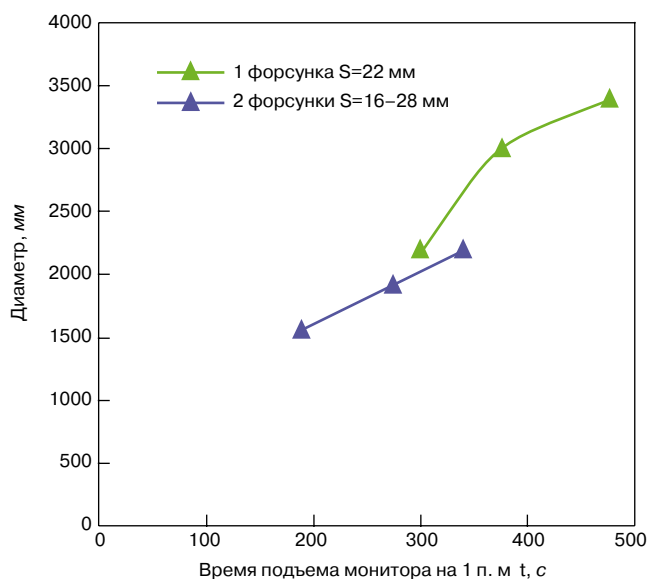


Рис. 1. Результаты натурного эксперимента



Рис. 2. Грунтоцементная колонна диаметром 3,5 м

На опытной площадке выполнено десять колонн с различными режимами струйной цементации:

- давление нагнетания 45 МПа;
- В/Ц цементного раствора 1:1;
- время подъема монитора на 1 п. м скважины от 150 до 500 с;
- расход цемента (в сухом состоянии) варьировали от 600 до 2000 кг на 1 п. м скважины.

Важной особенностью натуральных испытаний являлось применение мониторов с одной или двумя форсунками. При использовании одной форсунки ее площадь составляла 22 мм². Общая площадь проходного сечения форсунок при использовании монитора с двумя форсунками составляла 16–28 мм².

Результаты эксперимента приведены на рис. 1.

Анализ графика показывает, что в случае использования монитора, оснащенного двумя форсунками, диаметр колонн практически не зависит от общего диаметра форсунок. Зависимость диаметра колонн от расхода цемента является линейной и не зависит от площади форсунок. Максимальный диаметр колонн составил в этом случае 2250 мм.

При использовании однофорсуночного монитора диаметр колонн получился гораздо больше – от 2 до 3,5 м, хотя площадь одной форсунки была намного ниже, чем суммарная площадь двух форсунок в предыдущем эксперименте (рис. 2).

Это объясняется известным фактом – при одинаковой площади форсунок периметр струи однофорсуночного монитора гораздо меньше, чем суммарный периметр струй двухфорсуночного монитора, что значительно снижает потери энергии струи при ее трении об окружающий грунт. Полученные результаты являются основой для построения теории размыва грунтов с помощью применения форсунок большого диаметра.

Список литературы

1. *Малинин А.Г.* Струйная цементация грунтов. М.: Стройиздат, 2010. 226 с.
2. *Малинин А.Г., Малинин Д.А.* Способ контроля сплошности ограждений из грунтоцементных свай вокруг глубоких котлованов // *Жилищное строительство*. 2013. № 2. С. 21–23.





ИНЖ
ПРОЕКТ
СТРОЙ

СОВРЕМЕННЫЕ ГЕОТЕХНОЛОГИИ

- УКРЕПЛЕНИЕ ГРУНТОВ
- ОГРАЖДЕНИЕ КОТЛОВАНОВ
- ПОВЫШЕНИЕ УСТОЙЧИВОСТИ ОТКОСОВ
- ПРОТИВОФИЛЬТРАЦИОННЫЕ ЗАВЕСЫ
- УСИЛЕНИЕ ФУНДАМЕНТОВ
- ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ

(499) 951 – 03 – 21
www.jet-grouting.ru

Реклама

УДК 69.036

*И.С. РОДИОНОВСКАЯ, канд. архитектуры,
Московский государственный строительный университет;
П.В. УПОРОВА, инженер-строитель (magickey@inbox.ru),
ООО «Генпланпроект» (Москва)*

Экологизация примагистральной среды: архитектурные технологии

Рассмотрены существующие в настоящее время архитектурно-планировочные приемы для защиты территорий крупных транспортных магистралей от негативного воздействия транспортных потоков. Предложены альтернативные методы улучшения экологической ситуации примагистральных территорий.

Ключевые слова: экологизация примагистральных территорий, архитектурные технологии, шумозащитные экраны, прогулочные и рекреационные пространства.

При современном темпе развития урбанизированных территорий жизнь людей в мегаполисе с каждым годом становится более сложной, менее комфортной и даже опасной для здоровья.

В современных крупных городах наиболее острой проблемой, оказывающей серьезное воздействие на экологию, является проблема шумового и воздушного загрязнения городским транспортом. Ситуация приобретает наиболее критичный характер в местах его наибольшего ежедневного скопления, а именно на городских транспортных магистралях. В настоящее время известно множество архитектурно-планировочных при-

емов для защиты примагистральных территорий от негативного воздействия транспортных потоков. К ним относятся:

- соблюдение достаточного расстояния до жилых и общественных зданий (с учетом характера распространения звуковых волн) и создание озелененных шумозащитных полос (рис. 1) [1];
- частичное (полное) заглубление магистрали или проектирование противозумных насыпей вдоль дорог (рис. 2–4) [1];
- устройство шумозащитной застройки вдоль магистралей (рис. 5) [1];

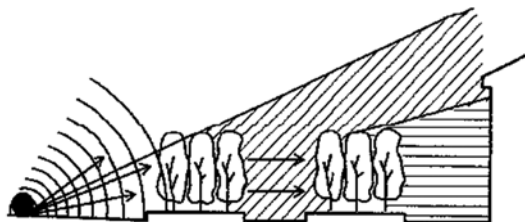


Рис. 1. Двухполосный экран из зеленых насаждений

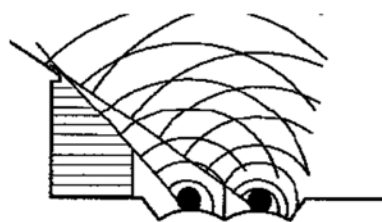


Рис. 2. Прокладка магистрали в неглубокой выемке

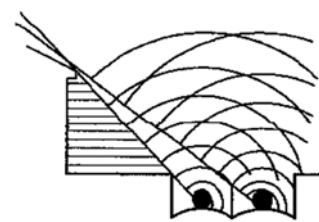


Рис. 3. Прокладка магистрали в глубокой выемке

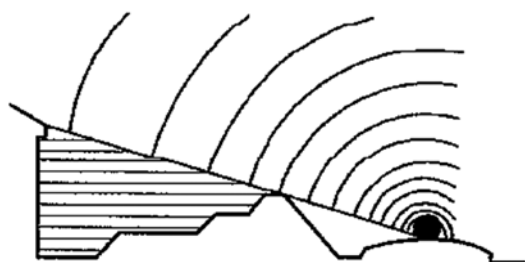


Рис. 4. Устройство противозумных насыпей вдоль магистрали

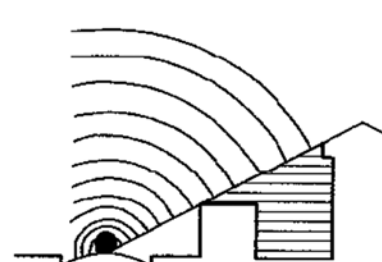


Рис. 5. Экранирующее сооружение (одно- или двухэтажный дом, используемый как магазин или офис)

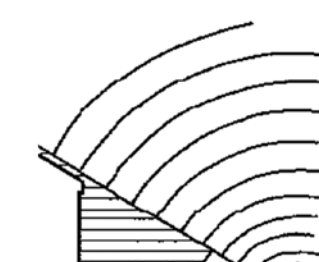


Рис. 6. Экран вдоль магистрали



Рис. 7. Проект The New York City

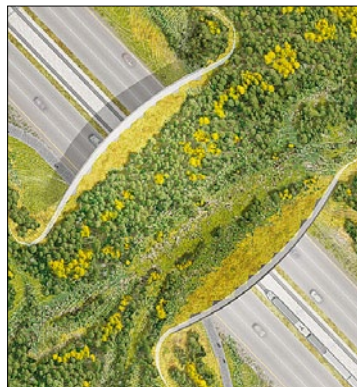


Рис. 8. Проект студии OLIN



Рис. 9. Предложение компании Balmori: пешеходные платформы: а – вдоль магистрали; б – поперек магистрали



- строительство шумозащищенных жилых зданий (строительно-акустические методы – расположение на стороне фасада здания коридоров, галерей, лестнично-лифтовых узлов и т. д.);
- применение различных звукоизолирующих экранов (рис. 6) [1].

Проблема негативного воздействия транспортных потоков на примагистральные территории остается актуальной и при реконструкции крупных городов. Известные способы экологизации часто решают ее лишь частично. Примером такого неполного устранения проблемы могут служить пластиковые окна. Отличаясь хорошей герметичностью, они защищают от шума, но препятствуют естественной вентиляции помещений, вследствие чего возникает необходимость их периодического открывания. При открытых окнах вредные вещества и шум вновь проникают в помещение. Похожим образом ситуация складывается при применении шумозащитных экранов. Частично или полностью они решают проблему шума, но загрязнение воздуха вредными веществами остается. Нерешенными остаются вопросы комфортности передвижения пешеходов. В связи с увеличением площади магистральных территорий, неорганизованной парковки автомобилей на тротуарах для нормального передвижения пешеходов просто не остается места. Пешеход то и дело вынужден выходить за пределы тротуара, обходя беспорядочно припаркованные автомобили, что создает опасные ситуации для его жизни. При новом проектировании магистральных территорий и реконструкции существующих улиц с крупными дорогами нельзя за-

бывать об организации комфортного и безопасного передвижения пешеходов, необходимо искать место и проектировать трассы пешеходного движения, по которым человек при желании сможет передвигаться, не пользуясь общественным транспортом; такая прогулка не должна наносить вред его здоровью. Таким образом, в основе проектирования и реконструкции примагистральных территорий должны лежать главные критерии качества этого пространства – функциональная целесообразность, экологическая и физическая безопасность. В данном случае перед проектировщиками стоит задача комплексной экологизации примагистральных территорий планировочными методами.

В настоящее время в мире происходит активная разработка проектов экожиля, экопарков, экомаршрутов.

Например, американская организация Terreform предлагает проект по преобразованию Нью-Йорка в экологичный город путем интенсивного озеленения, использования экологичного транспорта и инновационных инженерных систем (рис. 7).

Но этот проект не может быть применим ко всем градостроительным ситуациям. Такой способ улучшения экологии городских улиц требует наличия больших площадей под зеленые насаждения и возможен лишь в районах с низкой интенсивностью движения автомобильного транспорта.

В настоящее время существует много интереснейших проектов на тему создания различных фитосооружений [2]. В одном из конкурсов, посвященном озеленению мостов над транспортными магистралями, были предложены идеи создания настоящих природных оазисов, в которых за счет озеленения и большой высоты до минимума снижен шум от автомобилей (рис. 8).

Одни из самых последних инновационных идей по экологизации транспортных магистралей крупных городов принадлежат компании Balmori (рис. 9). В своих предложениях архитекторы компании демонстрируют рациональные и высококонструктивные меры для повышения качества жизни людей в мегаполисах. Они предлагают создание специальных платформ вдоль и поперек магистралей. Данные платформы помогут решить проблемы недостаточного пространства для организации комфортного передвижения пешеходов, озеленения улиц и экологизации примагистральных территорий.

Идея создания прогулочно-рекреационных пространств на платформах становится особенно актуальной в условиях реконструкции районов, где преобладает застройка старого типа и резко возросло количество автомобилей. Только путем эффективного разделения транспортного и пешеходного потоков можно добиться снижения уровня

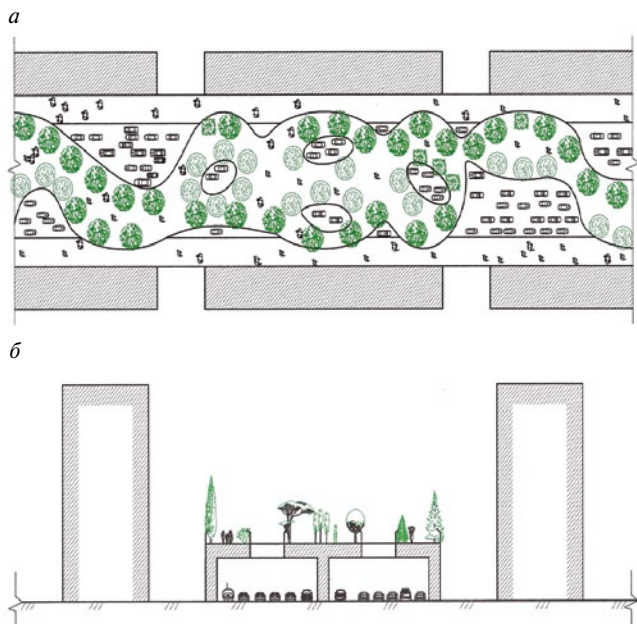


Рис. 10. Схема разделения транспортного и пешеходного движения: а – план; б – профиль

шума и загазованности от автомобильного транспорта до допустимых значений. Этот градостроительный прием может принципиально решить проблему или радикально ослабить ее (рис. 10).

В каждом конкретном случае необходим профессиональный поиск градостроительных средств решения этой задачи. Но поскольку она выступает пока на уровне социального заказа, этот поиск должен иметь четкую градостроительную идею.

Пешеходная улица – градостроительная ось территории должна стать фактором, организующим комфортную жизнь населения. На ней могут находиться все объекты местной инфраструктуры: торговые, развлекательные и обслуживающие, общественные учреждения. Такие пешеходные трассы должны быть подключены к системе общественного транспорта, его остановочным пунктам.

Организация такого пространства, сосредоточивающего во всей полноте жизненные функции населения микрорайона или квартала, позволит экологически полноценно организовать не только систему пешеходного движения, но и всю систему градостроительного пространства.

Примером разделения транспортно-пешеходных потоков служат подземные и надземные пешеходные переходы, тоннели, различные экранирующие сооружения и полосы зеленых насаждений [3]. Но все известные сегодня методы требуют нового рассмотрения с целью их более эффективного использования.

Список литературы

1. Маслов Н.В. Градостроительная экология. М.: Высшая школа, 2003. 143 с.
2. Горохов В.А. Зеленая природа города. М.: Архитектура-С, 2012. 528 с.
3. Владимиров В.В., Давидянц Г.Н., Расторгуев О.С., Шафран В.Л. Инженерная подготовка и благоустройство городских территорий. М.: Архитектура-С, 2004. 240 с.



Обзор последних новинок:
Innovations@DOMOTEX!

Реклама

Весь мир ковров и напольных покрытий на одной площадке

Посетите DOMOTEX и ознакомьтесь с последними трендами ведущих международных поставщиков.

Не упустите Ваш шанс узнать последние ноу-хау отрасли, встретиться с деловыми партнерами и профессионалами индустрии.

DOMOTEX

The World of Flooring

Hannover
11–14 Jan. 2014

ООО „Дойче Мессе РВС“ · Tel. +7 495 697 41 42 · info-moscow@messe.de

Deutsche Messe
Hannover · Germany

domotex.de

УДК 553.34

*Н.К. КАПУСТЯН, д-р физ.-мат. наук, Институт физики Земли РАН (Москва);
Г.Н. АНТОНОВСКАЯ, И.М. БАСАКИНА, кандидаты техн. наук, И.В. ПУДОВА, физик,
Институт экологических проблем Севера УрО РАН (Архангельск)*

Сейсмометрические методы определения состояния сооружений и допустимых нагрузок от вибровоздействий

Представлены результаты применения сейсмометрических методов при оценке состояния южной стены (прясла) Спасо-Прилуцкого монастыря (г. Вологда), расположенного в непосредственной близости от железнодорожной линии. Определена вибронагрузка на сооружение от воздействия проходящего поезда.

Ключевые слова: техногенные вибрации, сейсмометрические методы, акселерограмма, расчетная модель, скоростная модель грунтов основания.

Развитие экономики страны зависит от скорости и объемов перевозок. Любой вид транспорта является источником механических колебаний, которые через грунтовую среду передаются на расположенные вблизи магистралей сооружения, вызывая их вибрацию. Проблема определения уровня транспортных вибраций и их воздействий на техническое состояние зданий является актуальной, при этом важна индивидуальная ситуация. Отклик среды на вибрационные воздействия может усиливаться или снижаться в зависимости от физико-механических свойств и строения грунтов, от состояния фундамента и его сочленения со зданием, от несущей способности элементов конструкции и других факторов.

В настоящее время для оценки внешних воздействий широко применяются методы компьютерного моделирования путем приложения соответствующих нагрузок (стати-

ческих или динамических) к конечно-элементным моделям сооружения и грунтов [1, 2]. Преобразования внешних воздействий при переходе из грунта в тело сооружения требуют задания ряда коэффициентов, описывающих физико-механические свойства самого сооружения, зоны контакта сооружения с грунтами основания. В ряде случаев значения коэффициентов могут изменяться в широком диапазоне, что требует подбора величин, на основе дополнительных натурных определений в конкретной задаче. Решение о необходимости установки виброзащиты должно подтверждаться как теоретическим расчетом, так и экспериментальными измерениями уровня воздействий, что является индивидуальным для каждого сооружения или памятника архитектуры.

В настоящее время при решении проблемы диагностики состояния зданий и сооружений все большее внимание



Рис. 1. Вид Спасо-Прилуцкого Димитриев монастыря со стороны железнодорожного полотна



Рис. 2. Южная стена монастыря с внутренней стороны

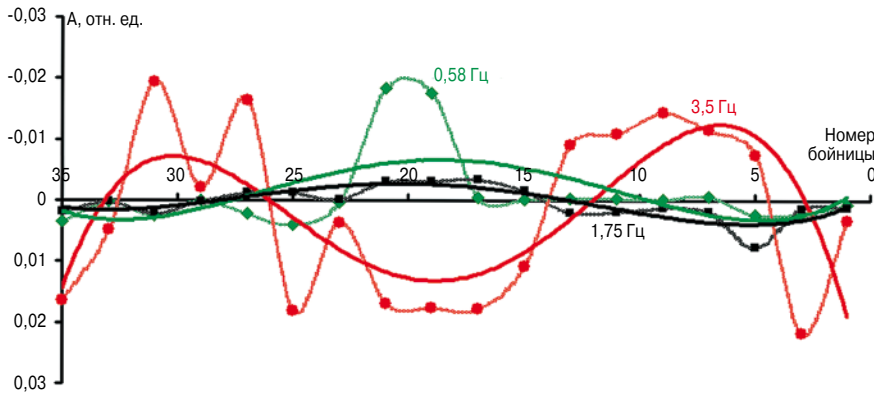


Рис. 3. Экспериментальные формы собственных колебаний на частотах 0,58, 1,75 и 3,5 Гц. Линии с точками – профиль формы по точкам наблюдений, сплошная – полиномиальное сглаживание. Перемещения показаны в зависимости от номера бойницы, 0 – башня у реки

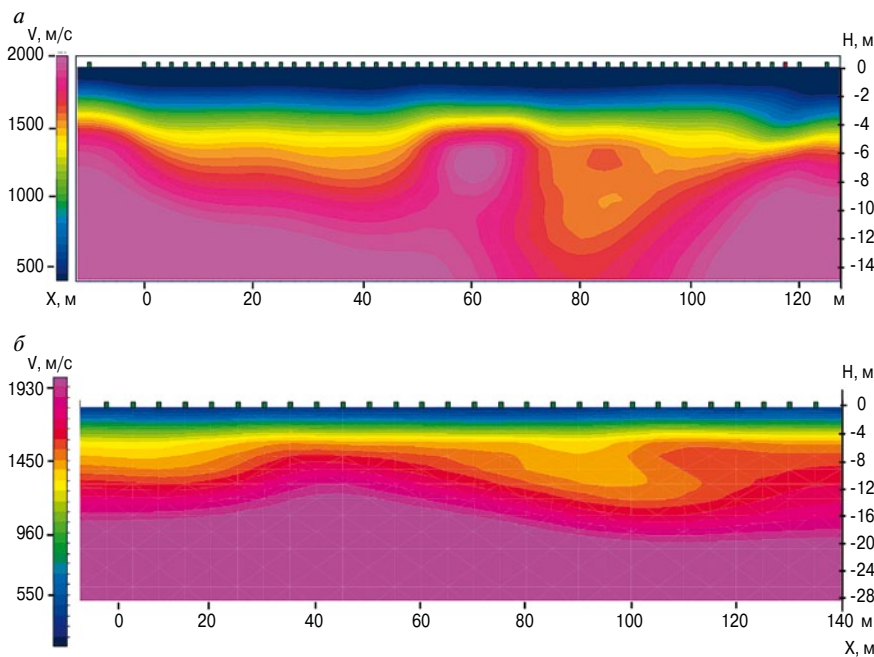


Рис. 4. Вертикальный скоростной разрез среды по профилю, расположенному с внешней стороны стены (а); с внутренней стороны стены (б)

уделяется сейсмометрическим обследованиям [1]. Представленные в данной работе исследования включают: сейсмометрические наблюдения динамики обследуемого объекта (построение основных форм собственных колебаний), обследования грунтов оснований, создание расчетной схемы по результатам инструментальных наблюдений, проведение записи акселерограмм техногенных воздействий и отклика сооружения, расчет отклика модели на вибровоздействие. Анализ динамики сооружения необходим для оценки параметров, характеризующих движение точек объекта при собственных колебаниях или вследствие воздействий (динамических характеристик). Их определение является отображением состояния сооружения и необходимо для создания методом подпора расчетной модели, наиболее приближенной к действительности. Расчетная модель позволяет оценить вклад тех или иных воздействий на сооружение, в нашем примере вибраций от железнодорожного транспорта, а также разрабатывать те или иные ретраивационные мероприятия (Сотников С.Н., Симагин В.Г.,

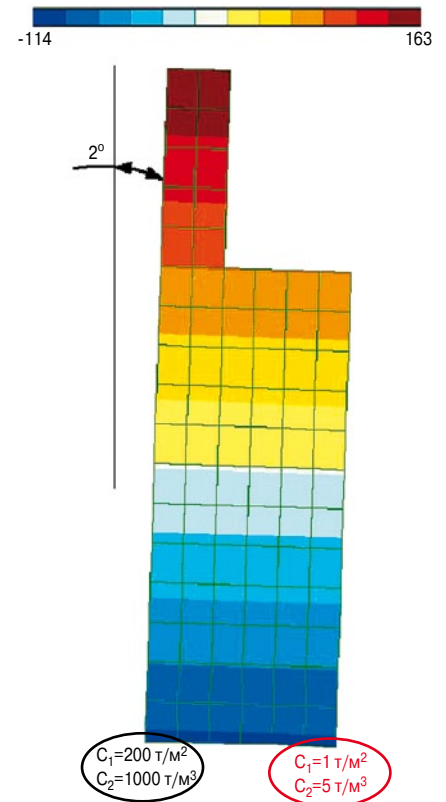


Рис. 5. Решение статической задачи перемещения стены при ослабленном грунте

Вершинин В.П. Проектирование и возведение фундаментов вблизи существующих сооружений: Опыт строительства в условиях Северо-Запада СССР / Под ред. С.Н. Сотникова. М.: Стройиздат, 1986. 96 с.).

Объект исследований, который иллюстрирует данную проблему, – стена Спасо-Прилуцкого Димитриева монастыря [3].

Цель работ: выяснение причин разрушения южной стены монастыря и оценка вклада вибрации от транспорта в ее состоянии.

Спасо-Прилуцкий действующий мужской монастырь расположен на окраине Вологды (рис. 1). Он представляет собой красивейший архитектурный ансамбль Древней Руси (основан в 1371 г.). Южное прясло (стена) монастыря имеет сильный крен в сторону внутреннего двора и серию крупных трещин, расположенных близко к башням (рис. 2). Предполагается, что стену поддерживают пять существующих контрфорсов, находящихся в неудовлетворительном состоянии. На расстоянии порядка 170 м от прясла проходит магистраль Северной железной дороги. Вдоль западной стены монастыря протекает река Вологда. Вибрации от проходящих пассажирских и товарных поездов ощутимы даже без специальных средств измерений, особенно с южной стороны монастыря. Возможно, они усиливаются вибрациями конструкции железнодорожного моста через р. Вологду.

Инженерно-сейсмометрические обследования. Измерения собственных колебаний стены и вибрационных воздей-

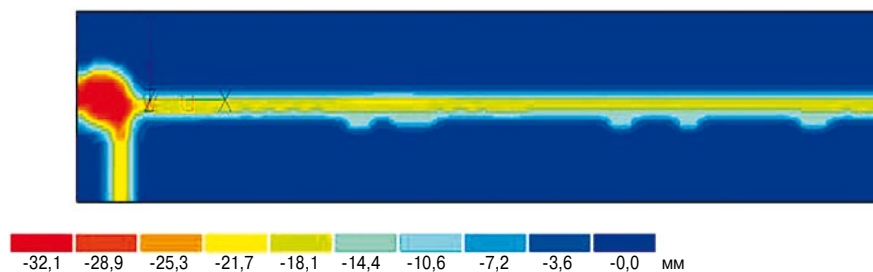


Рис. 6. Поле деформации основания (расчет)

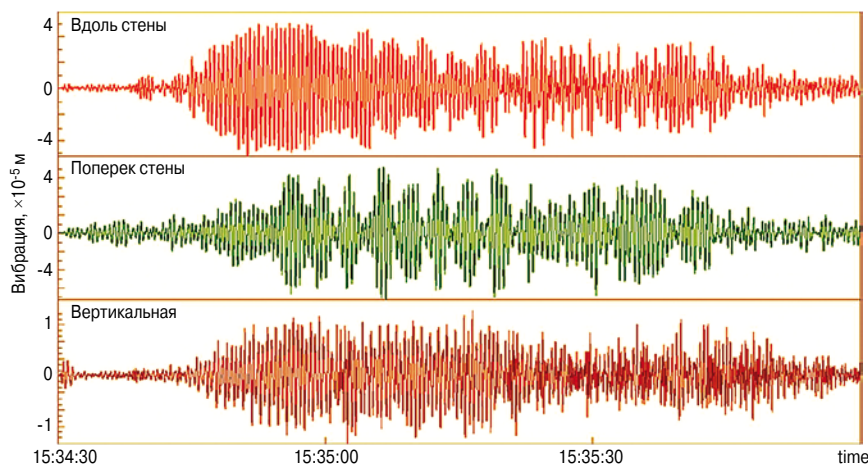


Рис. 8. Акселерограмма вибрации от поезда по компонентам: вверху – вдоль стены; в середине – поперек стены; внизу – вертикальная

ствий от проходящих поездов проводились с использованием акселерометров и велосиметров. Наблюдения велись: на доступном верхнем уровне стены (галерее) монастыря, включая заход в башни; на нижних бойницах и на грунте по компонентам X, Y, Z [3]. Длина прясла составляет 140 м; датчики устанавливались на галерее практически у каждой бойницы, шаг 3,5 м.

По полученным записям микросейсм, согласно методике анализа собственных колебаний [3, 4], в каждой точке наблюдений для каждой из частот определены амплитуды и фазы колебаний и построены экспериментальные профили форм колебаний (рис. 3). Анализ форм собственных колебаний показывает следующее. Наибольшие перемещения фиксируются на частоте 3,5 Гц; наблюдается более изрезанный вид формы в левой части графика (бойницы 20–35), чем в правой (1–19 бойницы), что говорит о большей целостности правой части прясла. «Раскрепление» прясла от башен не доходит до основания стены, так как в точках у башен (1-я и 35-я бойницы) для первых форм перемещения близки к нулевым, что также соответствует видимым трещинам. На первой наблюдаемой форме – частота 0,58 Гц (зеленая кривая на рис. 3), максимум амплитуд собственных колебаний соотносится с ослаблением конструкции большими воротами в стене (заложены в настоящее время кирпичом). Данные профили форм являются исходными для выбора модели стены из совокупности расчетных моделей, наиболее полно соответствующей эксперименту.

Для обследования грунтов основания стены выполнены сейсморазведочные работы методом преломленных волн. Обработка сейсмического материала проведена в програм-

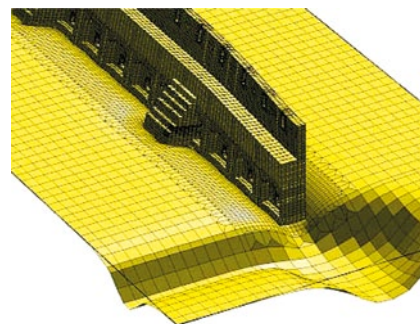


Рис. 7. Деформация основания в районе башни, статическая задача

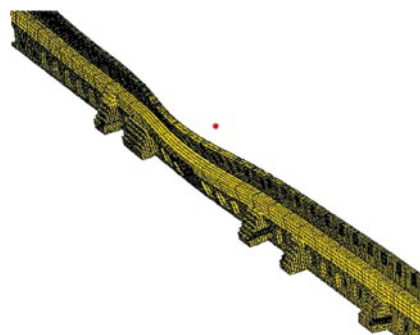


Рис. 9. Динамическая картина перемещений при воздействии вибраций от поезда (без учета собственного веса стены)

мах RadExPro и ZondST2D, получены скоростные разрезы для каждой из линий пройденных профилей. Результаты представлены скоростными вертикальными срезами среды по профилям с внешней и внутренней сторон стены монастыря (рис. 4, 5).

Первая преломляющая граница вдоль внешней стороны стены имеет выраженный наклон к реке и отделяет техногенный слой (скорости до 500 м/с) от супесей. Под супесями предполагаем глинистые грунты: отложения суглинка (зелено-голубой цвет на рис. 4) с неравномерными зонами отложений глин (скорости от 1500 м/с). Глинистые грунты имеют тенденцию вспучивания при промерзании, что предположительно и вызвало деформацию стены. Предполагаем, что выделенная зона (на интервале 70–100 м по профилю) протягивается вдоль всего внутреннего двора к трапезной, где зафиксировано сильное вспучивание полов в кухонном зале и складском подвале. Параметры скоростных характеристик грунтов основания использованы в расчетной модели закрепления прясла в грунте.

Подбор расчетной модели. Подбор характеристик основания в модели рассматривается совместно с решением статической задачи, что позволяет оценить поля напряжений в теле объекта. Основной нагрузкой является вес сооружения. Мерой «правильности» подбора расчетной модели является совпадение значений собственных частот – расчетных и полученных при наблюдении, а также «профилей» перемещений точек тела при его собственных колебаниях. Расчет динамической задачи с приложением вибрационных воздействий показывает, какие величины напряжений добавляют эти воздействия к имеющимся статическим. Суммарное напряжение сравнивается с расчетным

сопротивлением материала, тем самым оцениваются вибрационные воздействия.

Для решения статической задачи для упрощенной модели прясла смоделирована ситуация, приведшая прясло в современное состояние. На рис. 5 показан разрез стены и поля перемещений, полученные в результате расчета. Для моделирования ситуации с внешней стороны стены задавались относительно плотные грунты ($C_1=200 \text{ т/м}^2$, $C_2=1000 \text{ т/м}^2$), а внутри – очень слабые, например обводненные ($C_1=1 \text{ т/м}^2$, $C_2=5 \text{ т/м}^2$). Решение статической задачи дает правдоподобную картину: стена наклонилась в «нужном» направлении, причем на достаточно большой градус (2°). Кроме того, картина тангенциальных напряжений (нижняя часть рис. 5) объясняет возникновение трещин вблизи башен, наблюдаемых сейчас.

В результате расчетов статической задачи для более детальной модели с учетом башен были получены поля деформации основания (рис. 6) и пространственная картина деформации (рис. 7). В расчет заложена единая модель грунта для всего основания со следующими характеристиками: осредненный модуль упругости $E=17 \text{ МПа}$ и коэффициент Пуассона грунта $\nu=0,32$. В качестве основания в расчетной модели выбрано упругое основание по Пастернаку, характеризующееся двумя коэффициентами постели (податливость основания по вертикали и по горизонтали).

$$C_1 = \frac{0,138 \cdot E}{1 - \nu^2} = 2,61 \text{ МПа};$$

$$C_2 = 2 \cdot C_1 = 5,23 \text{ МПа};$$

Анализ решения статической задачи показывает, что причину возникновения трещин в стене следует искать в недостаточной несущей способности фундаментов сооружения. При разливе реки уровень воды может значительно подниматься, что непредсказуемо скажется на физико-механических характеристиках грунтов и приведет к ослаблению фундамента.

Рассмотрим деформацию стены от динамического воздействия с учетом реальной акселерограммы движения поезда задаваемую в расчетную модель (рис. 8). Наиболее опасное направление динамического воздействия – вдоль оси Y (поперек стены). Рассчитанные нагрузки от воздействия проходящего поезда оказались достаточно малыми, максимальное перемещение 10 мкм (10^{-5} м) в центре прясла. На рис. 9 приведены перемещения, полученные в расчете на стене, порядок усилий составляет 10^{-2} – 10^{-3} Н/м^2 , что значительно меньше нагрузок от собственного веса конструкций и временных нагрузок. Из этого следует, что вибрации от поезда не могут быть основной причиной разрушения прясла.

Выводы и перспективы практического использования. Конструкции прясла находятся в неудовлетворительном состоянии и требуют ремонта и реставрации. Основная причина развития трещин, отклонения от вертикали и изменения линейности по горизонтали определяется взаимодействием стены с грунтами основания. В связи с этим требуется обследование фундамента и его укрепление.

Вибрации от железнодорожного транспорта в данном случае не оказывают воздействия, способного приводить к разрушению прясла даже на длительном интервале времени воздействия. Установка виброзащиты не требуется.

Рекомендуется провести мероприятия по укреплению грунтов основания комплексом технологических (искусственное усиление) и гидрогеологических работ.

Таким образом, использование комплекса инженерно-сейсмометрических методик для оценки состояния зданий и сооружений позволяет получить важные практические результаты.

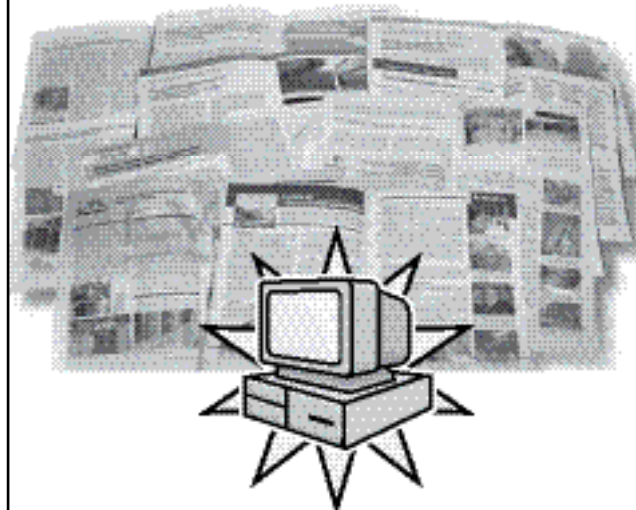
Авторы выражают благодарность А.Н.Климову и В.А.Глотову за оказанную помощь при составлении моделей и выполнении расчетов.

Работа выполнена при частичной поддержке проекта инициативных фундаментальных исследований УрО РАН № 12-У-5-1006.

Список литературы

1. Сейсмологические исследования в арктических и приарктических регионах / Под ред. чл.-корр. РАН Ф.Н. Юдахина. Екатеринбург: УрО РАН, 2011. 244 с.
2. Активная сейсмология с мощными вибрационными источниками / Отв. ред. Г.М. Цибульчик. Новосибирск: СО РАН, филиал «Гео», 2004. 387 с.
3. Капустян Н.К., Антоновская Г.Н., Басакина И.М., Глотов В.А. Комплекс инженерно-сейсмометрических методик для оценки состояния зданий и сооружений // Наука и безопасность. 2012. № 5. С. 40–61.
4. Патент РФ 2365896. Способ определения физических параметров здания и/или сооружения // Ф.Н. Юдахин, Н.К. Капустян, Г.Н. Антоновская, Е.В. Шахова, И.М. Басакина, А.А. Янович. Опубл. 27.08.2009. Бюл. № 24.

Подписка на электронную версию



Актуальная информация для всех работников
строительного комплекса

СТРОИТЕЛЬСТВО

<http://ejournal.rifsm.ru/>

УДК 699.86

В.С. БЕЛЯЕВ, канд. техн. наук, ОАО «Центральный научно-исследовательский и проектный институт жилых и общественных зданий (ЦНИИЭП жилища)» (Москва)

Теория угасания температурных колебаний при прохождении их через наружные стеновые панели*

Приведены теоретические положения передачи температурных колебаний через наружные стеновые панели. Решена задача о передаче температурных волн сквозь наружные ограждающие конструкции с точки зрения вероятностных процессов. Выведены формулы для определения скорости распространения температурных волн, критического значения расхода воздуха в вентилируемой воздушной прослойке наружных стеновых панелей и др.

Ключевые слова: коэффициент теплообмена, затухающие колебания, параметр Лыкова, воздушная прослойка, расход воздуха, скорость распространения температурной волны.

Передача температурных волн через многослойные конструкции играет важную роль в теории теплоустойчивости. Дискуссия об интерпретации основных показателей в этой задаче имеет долгую историю. Данная работа является дополнением к исследованиям по указанной проблеме и продолжением материала статьи, опубликованной в журнале «Жилищное строительство» [1]. При этом далее будут даны теоретические положения температурных колебаний в стенах с вентилируемой воздушной прослойкой.

Для удобства пользования материалом нумерация формул дана как продолжение нумерации формул предыдущей статьи [1].

Рассмотрим однородную стеновую панель толщиной l (плотность γ , удельная теплоемкость c , коэффициент теплопроводности λ). Пусть α_0 – коэффициент теплообмена между панелью и наружным воздухом; α_1 – коэффициент теплообмена между панелью и внутренним воздухом. Тогда температурное поле $T(t, x)$ внутри панели без внутренних источников тепла описывается следующими уравнениями:

$$c\gamma \frac{\partial T}{\partial t} = \lambda \frac{\partial^2 T}{\partial x^2}; \quad (10)$$

$$-\lambda \frac{\partial T}{\partial x} \Big|_{x=0} = \alpha_0 [T_0 - T(t, 0)]; \quad (11)$$

$$-\lambda \frac{\partial T}{\partial x} \Big|_{x=l} = \alpha_1 [T(t, l) - T_1]; \quad (12)$$

где T_0 – температура наружного воздуха; T_1 – температура внутреннего воздуха.

В дальнейшем для упрощения вычислений все величины записываются в комплексных переменных.

Пусть температура наружного воздуха изменяется по гармоническому закону:

$$T_0 = A + B e^{i\omega t}, \quad (13)$$

где A – усредненная температура снаружи; B – амплитуда колебаний; ω – частота колебаний.

Найдем, как будет изменяться температура T_1 внутри помещения.

Сначала перейдем к безразмерным переменным:

$$t \rightarrow \tau/\omega, \quad T \rightarrow Bu + A, \quad x \rightarrow lz, \quad (14)$$

тогда получим:

$$\frac{\partial u}{\partial \tau} = k \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}; \quad (10')$$

$$\frac{\partial u}{\partial z} \Big|_{z=0} = \beta_0 [u(0) - e^{i\tau}]; \quad (11')$$

$$\frac{\partial u}{\partial z} \Big|_{z=1} = \beta_1 [u_1 - u(1)], \quad (12')$$

$$\text{где } \beta_j = \alpha_j l / \lambda, \quad j = 0, 1, \quad k = \lambda / (c\gamma\omega l^2) \\ u = D \cdot \exp(\psi\tau + \mu z), \quad (15)$$

где ψ – константа; μ – см. ниже.

Из (11') подставим в (15):

$$\psi = i; \quad D = \beta_0 / (\beta_0 + \mu); \quad (16)$$

$$u_1 = \frac{\beta_1 - \mu}{\beta_1} \cdot \frac{\beta_0}{\beta_0 + \mu} \cdot \exp(i\tau - \mu). \quad (17)$$

Итак, воздух внутри помещения совершает гармонические колебания с той же частотой ω .

Уменьшение амплитуды колебаний внутри помещения по сравнению с амплитудой колебаний снаружи следующее:

$$V = \left| \frac{u_1}{u_0} \right| = \left| \frac{\beta_0}{\beta_1} \right| \cdot \left| \frac{\beta_1 - \mu}{\beta_0 + \mu} \right| \cdot |\exp(-\mu)|. \quad (18)$$

Введем параметр Лыкова (А.В. Лыков. Теория теплопроводности. М.: Высшая школа, 1967. 600 с.

$$\xi = \sqrt{\frac{\lambda}{c\gamma\omega}}, \quad (19)$$

тогда

$$\mu^2 = \frac{i l^2}{\xi^2} \text{ и } \mu = \frac{1+i}{\sqrt{2}} \cdot \frac{l}{\xi}; \quad (20)$$

* Продолжение статьи, опубликованной в журнале «Жилищное строительство» № 8–2013.

$$\mu/\beta_m = \frac{1+i}{\sqrt{2}} \frac{\sqrt{c\gamma\omega\lambda}}{\alpha_m} = \frac{1+i}{\sqrt{2}B_m^*}, m=0,1, \quad (21)$$

где $B_m^* = \alpha_m/\sqrt{c\gamma\omega\lambda}$;

$$\left| \frac{u_m}{u(m)} - 1 \right| = \left| \frac{\mu}{\beta_m} \right| = \left| \frac{\sqrt{c\gamma\omega\lambda}}{\alpha_m} \right| \text{ или } \left| \frac{\Delta u}{u(m)} \right| = 1/B_m^*, m=0,1, \quad (22)$$

т. е. B_m^* характеризует изменение колебаний окружающего воздуха относительно поверхности панели.

При $\alpha_m \rightarrow \infty$ вместо (11) и (12) получим граничные условия 1-го рода, т. е. значения температуры на граничных поверхностях панели. В этом случае амплитуда колебаний уменьшается:

$$V = \left| \frac{1-\mu/\beta_1}{1+\mu/\beta_0} \right| \cdot |\exp(-\mu)| \rightarrow |\exp(-\mu)| = \exp[-\text{Re}(-\mu)] = \exp\left[-\frac{1}{\sqrt{2}} \frac{l}{\xi}\right]. \quad (23)$$

Так как при этом отсутствует влияние теплообмена панели и окружающего воздуха, падение амплитуды определяется только внутренними свойствами самой конструкции, которые и отражаются параметром Лыкова ξ .

В то же время параметры B_m^* определяют падение амплитуды колебаний за счет теплообмена панели с окружающим воздухом в пограничном слое.

Для многослойной конструкции с n слоями параметры λ_i, γ_i, c_i постоянны внутри слоя. Поэтому внутри ее температурные колебания описываются уравнениями, аналогичными (12''):

$$\frac{\partial u_i}{\partial \tau} = k_i \frac{\partial^2 u_i}{\partial z^2}, \quad (12'')$$

где $k_i = c_i / (\gamma_i \lambda_i \omega l^2)$; $i = 1 \dots n$.

Условия непрерывности теплового потока на границах слоев имеют следующий вид:

$$\frac{\partial u_i}{\partial z} \Big|_{z=0} = \beta_0 [u(0) - e^{i\tau}]; \quad (11'')$$

$$\frac{\partial u_n}{\partial z} \Big|_{z=1} = \beta_1 [u_n - u_n(1)]; \quad (12'')$$

$$d_i \frac{\partial u_i}{\partial z} \Big|_{z=1} = \frac{\partial u_{i+1}}{\partial z} \Big|_{z=0} = 0, \quad (13'')$$

где $\beta_0 = \alpha_0 l_1 / \lambda_1$; $\beta_n = \alpha_1 l_n / \lambda_n$; $\alpha_i = \lambda_i / \lambda_{i+1}$; $i = 1 \dots n-1$.

Решая систему (12'')–(13''), находим:

$$u_i(z) = \frac{\sqrt{c_1 \gamma_1 \lambda_1}}{\sqrt{c_i \gamma_i \lambda_i}} \cdot \frac{\beta_0}{\beta_0 + \mu_1} \cdot \exp\left(-\sum_1^{n-1} \mu_i l_i\right) \exp(l\tau - \mu_i z);$$

$$\theta = |u_B| = \left| \frac{1/\sqrt{c_n \gamma_n \lambda_n} - \sqrt{l\omega/\alpha_1}}{1/\sqrt{c_i \gamma_i \lambda_i} - \sqrt{l\omega/\alpha_0}} \right| \exp\left(-\frac{1}{\sqrt{2}} \sum_1^n \frac{l_i}{\xi_i}\right), \quad (24)$$

где $\mu^2 = \frac{i l^2}{\xi^2}$ – см. выше ф-лу (20); l_i – толщина отдельного слоя; ξ_i – параметр Лыкова каждого слоя.

Пример. Рассмотрим стеновую панель плотностью $\gamma_1 = 1200 \text{ кг/м}^3$, толщиной $\Delta l_1 = 0,3 \text{ м}$, удельной теплоемкостью $c_1 = 0,84 \text{ кДж/кг}\cdot^\circ\text{С}$ с коэффициентом теплопроводности $\lambda_1 = 0,44 \text{ Вт/(м}\cdot\text{К)}$, с облицовочным экраном ($\gamma_3 = 2400 \text{ кг/м}^3$, $\Delta l_3 = 0,06 \text{ м}$; $c_3 = 0,84 \text{ кДж/(кг}\cdot^\circ\text{С)}$; $\lambda_3 = 1,74 \text{ Вт/(м}\cdot^\circ\text{С)}$) и воздушной прослойкой ($\gamma_2 = 1,32 \text{ кг/м}^3$; $\Delta l_2 = 0,05 \text{ м}$; $c_2 = 20,8 \text{ кДж/(кг}\cdot^\circ\text{С)}$; $\lambda_2 = 0,02 \text{ Вт/(м}\cdot^\circ\text{С)}$).

Для этой панели падение амплитуды суточных колебаний температуры:

$$\theta = \exp\left(\sqrt{\omega/2} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\Delta l_i}{\sqrt{c_i \gamma_i}}\right) = \exp[0,006 \cdot (454,1 + 9,9 + 64,6)] = 24.$$

Итак, панель ослабляет суточные колебания температуры в 24 раза.

Прохождение случайных температурных волн сквозь строительные конструкции

В этой части задача о передаче температурных волн сквозь ограждающие конструкции рассматривается с точки зрения стохастических (вероятностных) процессов.

Рассмотрим тонкую однородную стеновую панель толщиной l , плотностью ρ , удельной теплоемкостью c с коэффициентом теплопроводности панели λ . Пусть температурное поле на наружной поверхности панели имеет периодический характер с набором различных частот и каждая частота имеет вероятностную амплитуду. Тогда это температурное поле может быть описано случайным процессом $\xi(t)$, а температурное поле внутри панели $u(t)$ – решением следующих уравнений:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = a^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2}, \quad (25)$$

$$u \Big|_{t=0} = \xi(t); \quad (26)$$

$$u \Big|_{x=0} = 0, \quad (27)$$

где $a^2 = \lambda/c\rho$ – коэффициент температуропроводности материала панели.

Из работы В.С. Владимирова «Уравнения математической физики» (М., 1980) известно, что решение (25)–(27) можно записать в следующем виде:

$$u(x, t) = \int_0^t W(t-\tau) \xi(\tau) d\tau, \quad (28)$$

где $W(t) = x \cdot \exp(-x^2/4a^2t)/(2a\sqrt{\pi} \cdot t^{3/2})$ при $t \geq 0$. (29)

Итак, температурное поле внутри панели $u(x, t)$ – случайный процесс с весовой функцией $W(t)$.

Рассматривая установившиеся температурные колебания внутри панели, можно считать, что $t \rightarrow \infty$. В этом случае, положив $W(t) = 0$ при $t < 0$, по (Ю.А. Розанов. Случайные процессы. М.: Наука, 1979. 185 с.), $u(x, t)$ можно представить в виде:

$$u(x, t) = \int_{-\infty}^{+\infty} W(t-\tau) \xi(\tau) d\tau. \quad (30)$$

Стационарный случайный процесс (30) допускает спектральное разложение по элементарным гармоникам:

$$u(x, t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} \exp(i\omega t) \Phi_0(\omega) \alpha(\omega) d\omega, \quad (31)$$

где $\alpha(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} \exp(-i\omega t) \xi(\tau) d\tau$ – спектральная характеристика «входного сигнала» («амплитуда» частоты ω); $\Phi_0(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} \exp(-i\omega t) w(\tau) d\tau$ – спектральная характеристика материала панели.

Входной стационарный случайный процесс:

$$\xi_{\Delta}(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{\omega_1}^{\omega_2} \exp(i\omega t) \alpha(\omega) d\omega.$$

При малом интервале $\Delta = (\omega_1, \omega_2)$ приближенно представляет собой гармоническое колебание частоты ω , $\omega_1 \ll \omega \ll \omega_2$, а его средняя энергия:

$$M \left| \xi_{\Delta}(t) \right|^2 = \int_{\omega_1}^{\omega_2} |\alpha(\omega)|^2 d\omega.$$

Суммарная же энергия стационарного процесса:

$$M \left| \xi(t) \right|^2 = \int_{-\infty}^{+\infty} |\alpha(\omega)|^2 d\omega.$$

Таким образом, спектральная плотность $g(\omega) = |\alpha(\omega)|^2$ характеризует распределение энергии процесса $\xi(t)$ по составляющим вида $\xi_{\Delta}(t)$ в зависимости от частотного интервала $\Delta = (\omega_1, \omega_2)$.

Аналогичное рассмотрение можно провести для выходного процесса $u(x, t)$. Для него спектральная плотность:

$$f_u(\omega) = |\phi_o(\omega) \cdot \alpha(\omega)|^2 = |\phi_o(\omega)|^2 \cdot g(\omega). \quad (32)$$

Отсюда спектральная плотность материала панели:

$$\phi_o(\omega) = |\phi_o(\omega)|^2 \quad (33)$$

играет роль «коэффициента усиления» средней энергии «входного сигнала».

Непосредственное вычисление по (Диткин В.А., Прудников А.П. Интегральные преобразования и операционное исчисление. М.: Наука, 1974. 544 с.):

$$\phi_o(\omega) = \exp[-\sqrt{\omega/2} \cdot (1+i)x/a]; \quad (34)$$

$$f_o(\omega) = \exp(-\sqrt{2}\omega \cdot x/2). \quad (35)$$

Спектральная характеристика материала панели определяет изменение элементарной гармоники частоты входного процесса под воздействием материала панели. При этом:

$$|\phi_o(\omega)| = \exp(-\sqrt{\omega/2} \cdot x/2) \quad (36)$$

определяет изменение «амплитуды» частоты ω входного процесса.

Другими словами, параметр Лыкова:

$$\xi = \sqrt{\lambda/(c\rho\omega)} \quad (37)$$

характеризует влияние материалов панели на «амплитуду» случайных температурных колебаний.

Температурные колебания в стеновых панелях с вентилируемой воздушной прослойкой

Пусть вентилируемая прослойка имеет вид прямоугольной щели шириной d м, длиной l м, массовый расход воздуха через нее – W кг/ч через 1 м глубины щели. Отделена щель от помещения внутренней частью конструкции плотностью ρ_1 , теплоемкостью c_1 , теплопроводностью λ_1 . Наружная часть конструкции имеет плотность ρ_o , теплоемкость воздуха c_o , теплопроводность λ_o , плотность ρ_o .

Считаем, что наружный воздух совершает температурные колебания с круговой частотой ω . Тогда колебания воздуха у наружной стороны щели имеют ту же частоту ω , а коэффициент затухания амплитуды составляет:

$$V = \sqrt{(1 - \sqrt{2}/B_{об}) / (1 + \sqrt{2}/B_o + 1/B_o^2)} \exp(-\frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \frac{d_o}{\xi_o}), \quad (38)$$

где $B_m = \alpha_m / \sqrt{c_o \gamma_o \lambda_o \omega}$; $m = 0,0 B$; d_o – толщина наружной части конструкции; $\xi_o = \sqrt{\lambda_o / c_o \gamma_o \omega}$.

В среде с параметрами c, ρ, λ, d температурные колебания имеют вид:

$$u(z) = \exp(-\mu z + i\tau),$$

где $\mu = (1+i)/\sqrt{2}k$; $k = \sqrt{\lambda/c\rho\omega d^2}$; $z = x/d$; $\tau = \omega t$.

Отсюда:

$$u(x) = \exp(-x \sqrt{\frac{c\rho\omega}{2\lambda}}) \cdot \exp(iS(t, x)), \quad (39)$$

где фазовая функция $S(t, x) = \omega t - x \sqrt{\frac{c\rho\omega}{2\lambda}}$.

Скорость распространения волны есть скорость распространения ее точек с постоянной фазой. Поэтому из фазовой функции $S(t, x)$ получаем скорость распространения температурной волны:

$$V_{\tau} = \omega / \sqrt{\frac{c\rho\omega}{2\lambda}} = \frac{2\omega\lambda}{c\rho}. \quad (40)$$

Пусть средняя скорость воздуха в вентилируемой прослойке $V_b = W \cdot d / \rho_b$. Поток воздуха температурные колебания сносят и доходят до противоположной стенки только на участке длиной $l - V_b \cdot d / V_{\tau}$. При $l - V_b \cdot d / V_{\tau} < 0$, т. е. при $V_b > V_{\tau} \cdot l / d$, колебания сносятся потоком полностью и температурные колебания внутренней части конструкции, а тем более помещения отсутствуют. Для расхода W критическое значение:

$$W_{кр} = l \sqrt{\frac{2\omega\lambda\rho}{c}}, \quad (41)$$

т. е. при расходе воздуха, большем $W_{кр}$, температурные колебания полностью сносятся потоком воздуха вентилируемой воздушной прослойки.

Пример. Для панели длиной 3 м при различных значениях расхода воздуха (в кг/ч) при суточных колебаниях получены следующие данные:

W	4	10	20	30	40
$W_{кр}$	3,86	3,89	3,93	3,98	4,03

Выводы

1. Параметр Лыкова (19) характеризует внутренние свойства материала конструкции по дисперсии температурных колебаний, как регулярных, так и случайных.
2. Параметр B_m^* характеризует дисперсию температурных колебаний внутри пограничного слоя воздуха.
3. Амплитуду колебаний при прохождении многослойной конструкции можно вычислять по формуле (24).
4. Скорость распространения температурной волны можно определять по формуле (40).
5. Критическое значение расхода воздуха в вентилируемой воздушной прослойке определяется формулой (41).
6. Рассматриваемая система вентилируемого ограждения может существенно уменьшить суточные колебания температуры, что улучшит комфорт помещений.

Литература

1. *Беляев В.С.* Наружные ограждающие конструкции с рекуперацией трансмиссионного тепла // *Жилищное строительство*. 2013. № 8. С. 10–21.

УДК 697.1

А.М. ПРОТАСЕВИЧ, канд. техн. наук, В.В. ЛЕШКЕВИЧ, научный сотрудник, Белорусский национальный технический университет (Минск); А.Б. КРУТИЛИН, зав. сектором теплофизических исследований, РУП «Институт БелНИИС» (Минск)

Влажностный режим наружных стен зданий в условиях Республики Беларусь

Представлены результаты натурных исследований влажностного режима наружных стен жилых зданий. Показано, что фактические массовые влажности материалов не соответствуют величинам расчетных массовых отношений влаги, приведенных в нормативных документах Республики Беларусь.

Ключевые слова: стена, влажность, материал, натурные исследования.

Введение

Климатические условия в Республике Беларусь (РБ) характеризуются частыми оттепелями и переходами температуры через ноль градусов, мокрым снегом и дождями даже в зимний период года. Изменчивость погодных условий влияет на тепловлажностное состояние ограждающих конструкций, а следовательно, на влажность их материалов.

В РБ в рамках государственной программы значительное количество зданий капитально отремонтировали и подвергли тепловой модернизации. Авторами выполнено обследование более 200 жилых зданий типовых серий, возведенных за период с 1950 г. по настоящее время. В работе приведена часть полученных результатов, а именно данные по распределению влаги по сечениям наружных стен как до, так и после проведения капитального ремонта или тепловой модернизации жилых зданий. Они дополняют обширный массив данных по тепловлажностному состоянию ограждающих конструкций зданий, изложенных в монографиях, а также публикации о состоянии современных конструкций с системами наружной теплоизоляции [1–4] и др.

Результаты натурных исследований

Наружные кирпичные стены жилых зданий постройки 1950–1990 гг. на территории РБ возводились из эффективного и обыкновенного керамического кирпича на цементно-песчаном растворе толщиной $\delta=510$ мм с наружными и внутренними штукатурными слоями. Распределение массовой влажности по сечению наружных стен из кирпичной кладки на конец отопительного периода (по данным обследований пяти зданий) приведено на рис. 1.

Результаты натурных исследований указывают на различие массовой влажности наружного и внутреннего штукатурного слоев и кирпичной кладки. Массовая влажность кирпича кладок, определенная экспериментально, лежит в пределах 0,21–0,38%. Эти величины ниже показателей максимальной сорбционной влажности кирпича ($W_{\text{сop}}=0,55\text{--}0,75\%$) и ниже расчетных массовых отношений влаги в кирпичной кладке, принимаемых на стадии проектирования в зависимости от условий эксплуатации равными $W=1$ и 2%.

Влажность керамического кирпича по толщине кладки меняется незначительно с некоторым увеличением у наружной поверхности стен. Влажность по сечению стен распределяется без значительного увеличения ее в слоях, расположенных в зоне возможной конденсации водяного пара.

Наружные стены жилых зданий из керамзитобетонных панелей имели толщину преимущественно $\delta=300$ мм и формировались с наружным и внутренним бетонными слоями. Средний слой выполнялся из керамзитобетона плотностью 800–900 кг/м³. Следует отметить, что в изготавливаемых стеновых панелях наблюдалось значительное колебание плотности керамзитобетона от 800 до 1200 кг/м³. Плотность большинства отбираемых при вскрытиях стен образцов керамзитобетона была близка к 1100 кг/м³.

По результатам определения массовой влажности проб керамзитобетона, извлеченных при вскрытии наружных стен

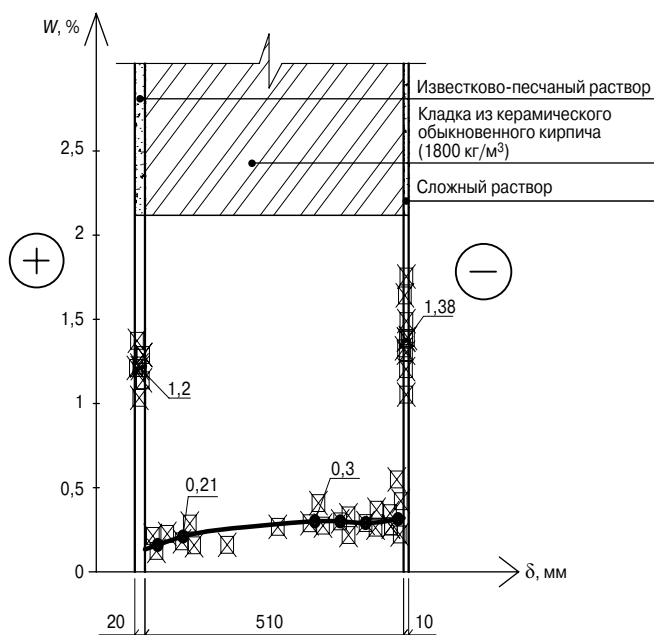


Рис. 1. Распределение массовой влажности по сечению наружной стены кладкой из керамического обыкновенного кирпича

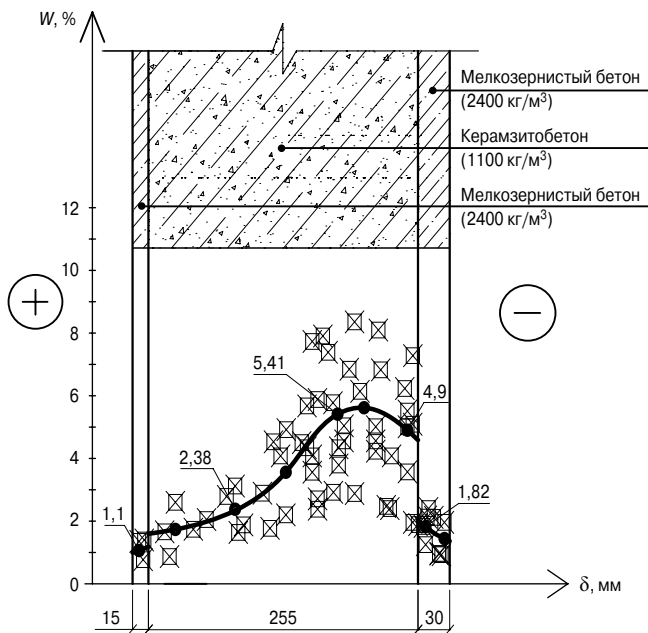


Рис. 2. Распределение массовой влажности по сечению наружных стен из керамзитобетонных панелей

13 жилых зданий по окончании отопительных годовых сезонов, построено ее распределение по сечению стены (рис. 2).

Натурные эксперименты показывают значительный разброс в величинах массовой влажности по слоям керамзитобетона наружных стен различных объектов. Средняя по сечению стен влажность керамзитобетона равна $W_{cp}=3,62\%$, максимальная по сечению – $W_{max}=5,53\%$. В общем, массовые влажности образцов керамзитобетона значительно меньше расчетного массового отношения $W_s=10\%$, приведенного в СНиП II-3-79** «Строительная теплотехника» и ТКП 45-2.04-43 «Строительная теплотехника. Строительные нормы проектирования», и близка к показателю, соответствующему условиям эксплуатации «А» ограждений.

Значительный разброс результатов исследований массовой влажности керамзитобетона в основном определен условиями эксплуатации помещений зданий. На отдельных обследуемых объектах зафиксировано увеличение относительной влажности воздуха в помещениях до 70%.

Многослойные стеновые панели толщиной 250 мм со средним теплоизоляционным слоем из плит минераловатных

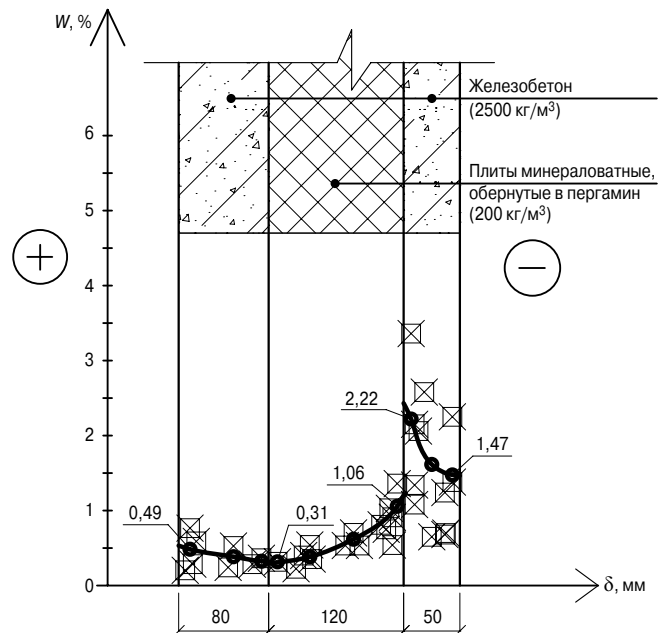


Рис. 3. Распределение массовой влажности по толще стен из панелей с утеплителем из минераловатных плит

на битумном связующем, обернутые в пергамин, начали использоваться при строительстве жилых зданий с 1960 г. Наиболее используемыми стали панели с толщиной наружного и внутреннего железобетонных слоев соответственно 50 и 80 мм, а среднего теплоизоляционного – 120 мм. Распределение массовой влажности для стен из указанных панелей по результатам обследования семи объектов показано на рис. 3.

Максимальные величины массовой влажности минеральной ваты зафиксированы в слоях, примыкающих к наружному железобетонному слою панелей, и не превышают $W_{max}=1,5$ мас. %. Средняя влажность наружного железобетонного слоя составила $W_{cp}=1,7$ мас. %; внутреннего – $W_{cp}=0,4\%$; минераловатных плит на битумном связующем – $W_{cp}=0,6\%$. Следует отметить, что определенная массовая влажность минеральной ваты значительно меньше расчетных массовых отношений влаги, приведенных в СНиП II-3-79**.

Трехслойные стеновые панели толщиной 300 мм со слоем теплоизоляции из пенополистирольных плит начали формировать на заводах ЖБИ с 1985 г. Панели изготавливали как с ребрами жесткости, так и на гибких связях.

Наименование материала	Расположение слоя в конструкции стены	Средняя по слою влажность W_{cp} , %	Максимальная по слою влажность W , %	Сорбционная влажность при относительной влажности воздуха $\phi=97\%$	Расчетное массовое отношение влаги в материале по условиям эксплуатации «Б»*, %
Железобетон	внутренний	0,75	1,2	1,2*	3
Железобетон	наружный	1,95	3,8	1,2*	3
Керамзитобетон (1100 кг/м³)	средний	3,62	5,5	10,5*	10
Аглопоритобетон (1800 кг/м³)	внутренний	1,35	1,5	4,96	8
Аглопоритобетон (1800 кг/м³)	наружный	2,7	4,3	4,96	8
Фибролит (400 кг/м³)	средний	6,54	10,1	26,5*	15
Минеральная вата на битумном связующем (200 кг/м³)	средний	0,59	0,78	1,7	5
Пенополистирол (25 кг/м³)	средний	0,88	1,02	1,82	10
Кирпич полнотелый керамический (1700 кг/м³)	средний	0,26	0,38	0,75	2

* Данные приведены по «Руководству по расчету влажностного режима ограждающих конструкций зданий» (НИИСФ, 1984).

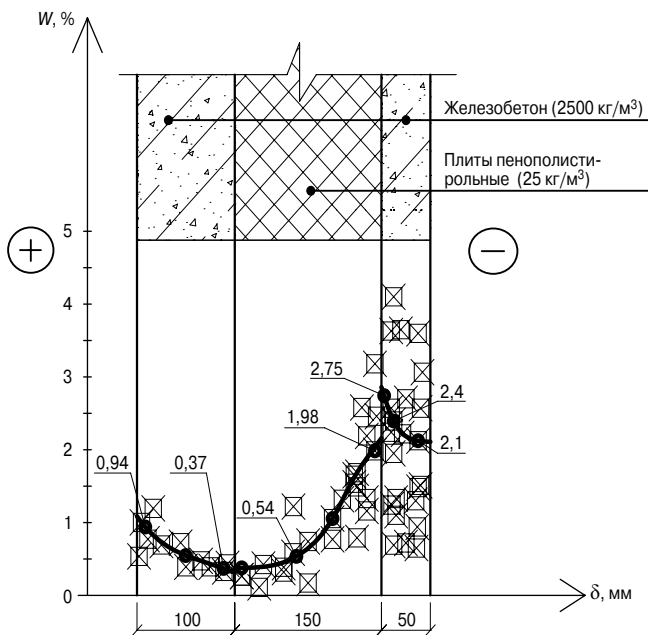


Рис. 4. Распределение массовой влажности по сечению стены из панелей с утеплителем из пенополистирольных плит

Толщина слоя теплоизоляции в изделиях была в пределах 140–160 мм.

Натурные обследования стен зданий выявили наличие в панелях дефектов, связанных с технологией их изготовления. Наиболее часто встречающиеся дефекты вызваны затеканием тяжелого бетона в местах стыков плит теплоизоляции, а также расположением гибких связей и т. д. Распределение массовой влажности материалов по сечению стены из трехслойных стеновых панелей по результатам обследования 12 зданий показано на рис. 4.

Распределение массовой влажности по сечению слоя из плит пенополистирольных характерно ее увеличением на границе с наружным железобетонным слоем. Причина – расположение в данном участке стены зоны конденсации водяного пара. Средняя по сечению слоя влажность пенополистирола составила $W_{cp}=0,88$ мас. %, что намного меньше расчетного массового отношения для условий эксплуатации «Б», приведенного в СНиП II-3-79** и ТКП 45-2.04-43, а максимальная (у наружного железобетонного слоя) – не более $W_{max}=2,5$ мас. %. Тяжелый бетон наружного слоя панелей имеет среднюю массовую влажность $W_{cp}=2,4$ %, что близко к нормативным показателям расчетных массовых отношений влаги для условий эксплуатации «А» и «Б».

Экспериментальные результаты определения массовой влажности материалов, полученные при обследовании наружных стен жилых зданий и представленные на рис. 1–4, а также непредставленные графически, сведены в таблицу. Из таблицы видно, что массовая влажность бетона многослойных наружных стен зависит от места их расположения. Так, бетонные слои стеновых панелей, расположенные у внутренней поверхности стен, имеют массовую влажность в области их сорбционного увлажнения, и на их величины главным образом влияют условия микроклимата в помещениях квартир. Наружные бетонные слои увлажняются как при воздействии атмосферных осадков, так и за счет процессов диффузии влаги. Разброс в значениях массовой влажности также связан с воздействием на них ветра и солнца.

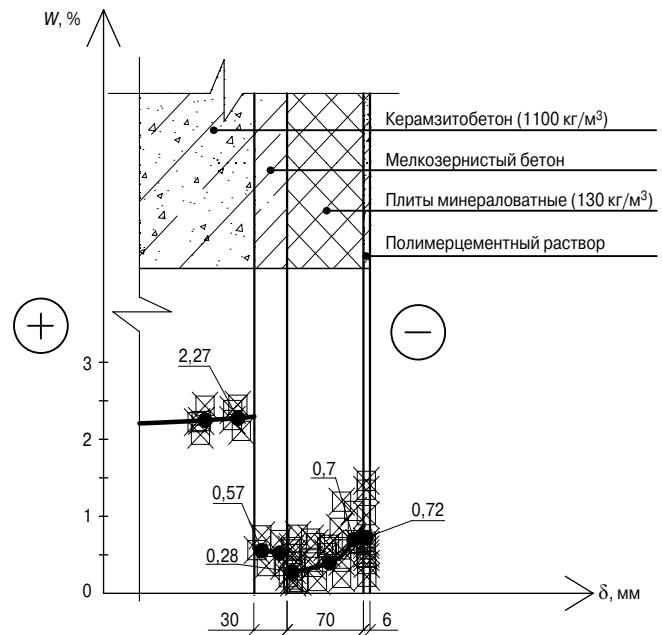


Рис. 5. Распределение массовой влажности по толще наружной панели с стеновых панелей с дополнительной теплоизоляцией штукатурной системой

Средние влажности теплоизоляционных слоев в конструкциях наружных стеновых панелей получены значительно ниже расчетных массовых отношений для условий эксплуатации «Б».

При выполнении капитальных ремонтов, реконструкции и тепловой модернизации зданий выполняется дополнительная наружная теплоизоляция стен либо вентилируемыми фасадными, либо штукатурными системами (скрепленная теплоизоляция). После их выполнения влажностный режим наружных стен с системами утепления меняется с заметным снижением влажности наружной стены в пределах от ее внутренней поверхности до слоя дополнительной теплоизоляции (рис. 5, 6).

Зона возможной конденсации водяного пара, независимо от использования в качестве утеплителя минераловатных или пенополистирольных плит, у штукатурных систем смещается к слоям теплоизоляционного материала у наружной штукатурки и наблюдается при значительно более низкой температуре наружного воздуха в сравнении с неутепленными стенами.

Выводы

Обобщены результаты натурных исследований наружных стен типовых, наиболее распространенных на территории Республики Беларусь жилых зданий, возведенных в период с 1950 по 2000 г.

Установлено, что массовая влажность материалов наружных стен, по данным экспериментальных исследований, значительно меньше расчетных массовых отношений влаги, приведенных в нормативных документах. Удовлетворительная сходимость установлена только для железобетона наружных слоев стеновых панелей.

Значительные различия имеются в величинах средних массовых влажностей материалов наружных стен с дополнительной наружной теплоизоляцией, выполненной штукатурными системами (скрепленная теплоизоляция) или вентилируемыми фасадными системами теплоизоляции, по данным экс-

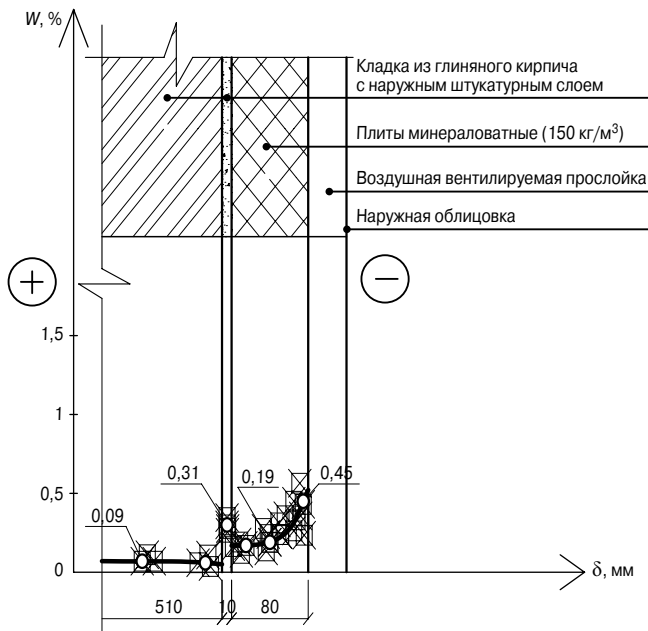


Рис. 6. Распределение массовой влажности по толщине наружной кирпичной стены с вентилируемой фасадной системой

периментальных исследований и представленным в нормативной литературе. Дополнительная теплоизоляция, независимо от вида и типа укрывного слоя, способствует значительному снижению массовой влажности материалов наружных стен.

Учитывая необходимость определения приведенного сопротивления теплопередаче современных конструкций

наружных стен зданий, с целью максимального использования теплозащитных качеств строительных материалов рекомендуется выполнить уточнение их расчетных массовых отношений влаги, представленных в нормативных документах, на основании результатов натурных исследований эксплуатируемых объектов.

Рекомендуется предусмотреть возможность принятия расчетных коэффициентов теплопроводности материалов конструкций в зависимости от их влажности, например по результатам расчета влажностного режима принятой в первом приближении конструкции, а расчетные массовые отношения влаги в материале связать с экспериментальными показателями сорбционной влажности.

Список литературы

1. Васьковский А.П. Микроклимат и температурно-влажностный режим ограждающих конструкций зданий на Севере. Л.: Стройиздат, 1986. 164 с.
2. Умнякова Н.П. Теплозащитные свойства эксплуатируемых навесных вентилируемых фасадных конструкций // Жилищное строительство. 2011. № 2. С. 2–6.
3. Машенков А.Н., Чебурканова Е.В. Определение коэффициента теплотехнической однородности навесных фасадных систем с воздушным зазором // Строительные материалы. 2007. № 6. С. 10–12.
4. Корнилов Т.А., Амбросьев В.В. Анализ технического состояния навесных фасадов на объектах г. Якутска // Актуальные проблемы строительной теплофизики: Стены и фасады. Материалы VIII научно-практической конференции. 24–26 апреля, 2003 г. Москва: НИИСФ, 2003. С. 192–198.



ЦНИИЭП жилища Центральный научно-исследовательский и проектный институт жилых и общественных зданий

предлагает

Стандарт организации «Энергоэффективность и теплозащита зданий»
СТО 01922789–13

В СТО 01922789–13 представлены требования к энергоэффективности и теплозащите зданий, современные методы теплотехнических расчетов в соответствии с новым СП 50.13330.2012 «Тепловая защита зданий». Актуализированная редакция СНиП 23-02.

Приведены методики расчета и определения продольной и поперечной воздухопроницаемости, введенной в СП 50.13330.2012.

В институте также разработаны «Рекомендации по проектированию энергоэкономичных жилых и общественных зданий с применением наружных ограждений с рекуперацией тепла», где изложены основные положения теплового проектирования таких зданий, технические решения элементов наружных стен, результаты испытаний, представлены основы теории, методики и примеры расчетов, выявлены закономерности изменения теплового эффекта.

Для приобретения СТО и Рекомендаций обращайтесь к руководителю работ
Беляеву Владимиру Сергеевичу

Телефоны: (499) 976-40-35, (499) 254-67-53

E-mail: gabreel4@li.ru

УДК 667.63

*А.Д. ЛОМАКИН, канд. техн. наук, зав. сектором лаборатории деревянных конструкций
ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко (Москва)*

Натурные климатические испытания защитных покрытий на древесине

Описаны основные факторы, влияющие на срок службы лакокрасочных покрытий и причины их старения. Приведена методика оценки атмосферостойкости лакокрасочных покрытий на деревянных образцах и фрагментах конструкций в условиях полигона. Конкретизированы требования к размерам и форме образцов из древесины исходя из особенностей ее строения. Предложен метод периодической оценки влагозащитных свойств покрытий на экспонируемых образцах без их разрушения.

Ключевые слова: лакокрасочное покрытие, декоративные и защитные свойства покрытия, водопроницаемость, атмосферостойкость, экспонирование.

Основной причиной старения лакокрасочных покрытий являются химические и физические процессы, происходящие под влиянием света, тепла, влаги, кислорода и других факторов. Пигментированные покрытия, как правило, более устойчивы к старению вследствие экранирующего действия пигментов. К основным климатическим факторам, которые приводят к разрушению покрытий, относятся: солнечная радиация, температура, влажность, осадки, туман, пыль и ветер. Срок службы одного и того же покрытия в зависимости от климатических условий и загрязнения атмосферы может колебаться в значительных пределах.

В комплексе климатических составляющих, определяющих разрушение покрытия, наибольшую роль играет световая энергия. Наибольшей фотохимической и биологической активностью обладает УФ-область солнечного излучения с длиной волны 400 нм и ниже. УФ-излучение в большей или меньшей степени разрушает связующие вещества в лакокрасочном покрытии: чем короче длина вол-

ны, тем разрушительнее ее эффект. Имеет значение и суммарное количество излучения. Эффекты воздействия УФ-излучения на связующие материалы проявляются в потере массы, снижении внешнего блеска, пожелтении и повышении хрупкости покрытия. Химическая структура связующего вещества определяет образ действия излучения. Известно, например, что акрилаты расщепляются при длине волны 298–325 нм, в то время как слабым местом алкидов и масел является волна длиной 310–350 нм. Это объясняет, почему алкидные и масляные краски быстро теряют свой блеск, а поверхность выцветает. Акриловые краски хорошо сохраняют свои свойства.

При эксплуатации ДК на открытом воздухе лакокрасочные покрытия, которыми они защищены от атмосферных воздействий, подвергаются в течение года действию положительной и отрицательной температуры. Интервалы температуры в различных климатических условиях составляют -71 – +50°C. В средней полосе России температурный ин-

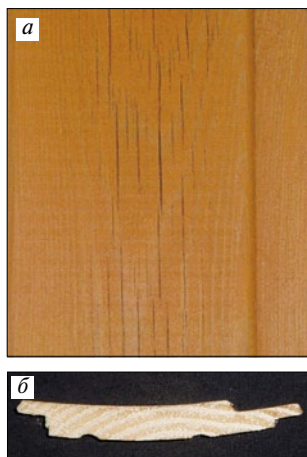


Рис. 1. Поверхность образца вагонки, обработанной лессирующим органорастворимым антисептиком, после трех лет экспонирования на стенде (а) и коробление образца (б)



Рис. 2. Натурные климатические испытания лакокрасочных Пк в Финляндии [ГОСТ 27325–87]: а – общий вид испытательного полигона; б – образцы с Пк, установленные на стенде





Рис. 3. Испытание атмосферостойкости лакокрасочных Пк на заводе Belinka (Словения): а – стенды с образцами, установленные на крыше; б – домик-модель, обработанный различными покрытиями; в – деревянный забор

тервал может составлять $-45^{\circ}\text{C} - + 40^{\circ}\text{C}$. Колебания температуры на образцах покрытий в природных условиях в зависимости от облачности за 1 ч могут достигать до 20°C . Температура окрашенной поверхности существенно зависит от цвета покрытия. При 20°C окружающего воздуха температура на поверхности белого покрытия 43°C , зеленого – 49°C , коричневого – 56°C , черного – 65°C . В результате нагревания происходит деструкция пленкообразователя и изменение цвета пигментов. Повышение температуры ускоряет фотохимические реакции в пленкообразователе, которые вызываются световым облучением. Понижение температуры приводит к переходу пленкообразователя в стеклообразное, а затем в хрупкое состояние. Резкие колебания температуры, а иногда и просто ее снижение могут приводить к микро- и макроустраиванию покрытия под влиянием внутренних напряжений.

Один из главных факторов, влияющих на срок службы покрытия, – влага, которая вызывает размягчение и набухание пленок, вымывание из них водорастворимых примесей и гидролиз пленкообразователей. Сквозь покрытие влага проникает к подложке – древесине, которая, обладая гигроскопичностью, поглощает ее, изменяя при этом размеры в радиальном и тангенциальном направлениях. Такое изменение продолжается до достижения древесиной предела гигроскопичности.

Обратный процесс происходит при высыхании подложки: в зависимости от влагозащитных свойств покрытия древесина с большей или меньшей скоростью отдает влагу, уменьшая размеры в радиальном и тангенциальном направлениях до тех пор, пока влажность не достигнет равновесного значения.

На скорость высыхания древесной подложки определенное влияние оказывает цвет покрытия. Чем темнее цвет покрытия, тем больше оно нагревается при действии солнечных лучей и тем быстрее влага испаряется из подложки. Быстрые изменения влажности также могут стать причиной растрескивания древесины. Светлые расцветки покрытия более холодные, и влага покидает их медленнее. Это, в свою очередь, может послужить благоприятной ситуацией для роста на покрытии плесневых и окрашивающих грибов.

Циклические изменения размеров подложки отрицательно сказываются на долговечности покрытия, приводя со временем к его растрескиванию и отслаиванию. Чем менее водо- и паропроницаемо покрытие, тем меньше подвержена влажностным деформациям подложка, а следовательно, тем выше ее долговечность.

Например, лессирующие антисептики, не образующие после высыхания сплошной пленки, относятся к влагопроницаемым составам, поэтому в атмосферных условиях доволь-

но быстро подвергаются поверхностному изнашиванию и не могут противостоять растрескиванию древесины (рис. 1). Особенно быстро подвергается изменению поверхность древесины, обработанной бесцветными прозрачными составами, поскольку УФ-лучи легко проникают через покрытие и вызывают изменения непосредственно на ее поверхности.

При применении масляных, алкидных красок и красок на водной основе трещинообразование, шелушение и другие подобного рода повреждения происходят после более длительного периода эксплуатации. Опыт финских специалистов показывает, что для поверхностей, обработанных лессирующими антисептиками, первое перекрашивание следует производить спустя 3–6 лет, а для окрашенных красками составами после 8–12 лет.

Значительно ускоряет изменение декоративных свойств покрытия, особенно блеска, чередование дождей с засухой. Действие влаги в виде росы вызывает более сильное разрушение покрытия, чем дождь, так как конденсация влаги может происходить в его порах [1]. Негативное влияние на эксплуатационные свойства покрытия оказывают также загрязнения и пыль, вызывающие потерю блеска, механическое вымелывание пигментов и эрозию покрытия. На пылеудерживающую способность покрытий влияет степень их старения, поскольку в процессе старения увеличивается шероховатость поверхности, что способствует удержанию частиц пыли и повышению грязеудержания [1].

Самым важным критерием отбора лакокрасочных покрытий для наружных деревянных поверхностей является атмосферостойкость. Стандартизированные методы ускоренных климатических испытаний не воспроизводят весь комплекс естественных климатических воздействий, которые в сочетании с основными (стандартизированными) факторами могут существенно ускорять процессы старения покрытий (сочетание ветра с пылью или ледяной крупой приводит к абразивному износу, выветриванию и т. п.). Кроме того, они являются единичными для различных типов пленкообразователей и не учитывают механизма их разрушения, поэтому могут быть использованы только для сравнительных испытаний [2].

Условия на испытательном полигоне позволяют ускорить старение покрытия в 1,5–4 раза по сравнению с покрытиями на реальных конструкциях. Плохой образец может быть отсеян уже в течение первого года испытаний.

Испытания в природных условиях по ISO 2810 [3] проводят при расположении образцов под углом 45° к экватору, при этом обратную сторону образца окрашивают по той же технологии (рис. 2, 3).

В России испытания проводят по ГОСТ 6992–68*. Метод заключается в выдерживании образцов с лакокрасочными



Рис. 4. Состояние образцов с покрытием бесцветным алкидным лаком (два слоя) после двух лет экспонирования на открытом воздухе: 1 – на стенде под углом 45°; 2 – на стене; 3 – контрольный

покрытиями в атмосферных условиях с последующей количественной оценкой стойкости их к изменению декоративных и защитных свойств.

Испытания проводят на атмосферных площадках, располагая их на земле или на крыше здания. Образцы устанавливают на специальных стендах под углом 45° к горизонту, лицевой стороной на юг. Именно это положение позволяет ускорить изменение поверхности на испытываемых образцах под воздействием погодных условий. Образцы размещают на стендах рядами на расстоянии примерно 20 мм друг от друга.

Такие испытания достаточно жесткие и позволяют получить необходимые результаты в относительно короткие сроки. В то же время в реальных условиях покрытия редко эксплуатируются под углом 45° к горизонту. Чаще всего это вертикальные поверхности (стены, фронтоны зданий

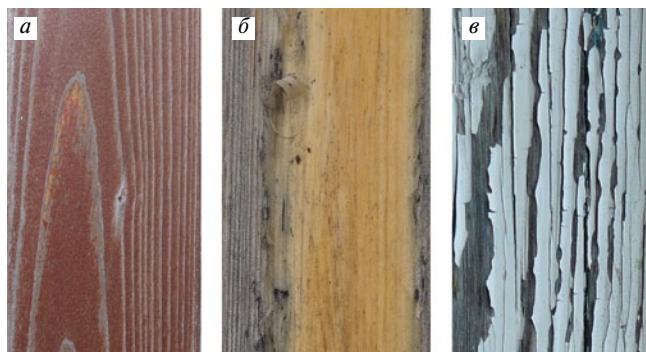


Рис. 5. Характер разрушения защитных покрытий на древесине: а – лессирующий антисептик; б – уретано-алкидный лак; в – алкидная эмаль

и др.). Поэтому наряду со стандартными, предусмотренными ГОСТ 6992–68*, испытания образцов могут проводиться на вертикальных поверхностях. Эти испытания более длительные, но они в большей степени приближены к реальным условиям эксплуатации конструкций. Поскольку старение покрытий на вертикальных плоскостях происходит медленнее, процесс изменения их физико-механических свойств можно изучать более детально. Такие испытания можно рассматривать как дополнительные к основным (рис. 4).

Несмотря на то что ГОСТ 6992–68* распространяется на лакокрасочные покрытия, нанесенные на металлическую поверхность (испытания проводят на стальных пластинах размером 150×350 мм, толщиной 0,8–0,9 мм), основные положения методики испытаний и критерии оценки покрытий в процессе экспонирования применимы и для подложек из других материалов, в том числе из древесины.



Рис. 6. Испытание атмосферостойкости защитных покрытий образцов, установленных на стендах под углом 45° к горизонту (а, в) и вертикально на стене (б, з) на полигоне ЦНИИСК

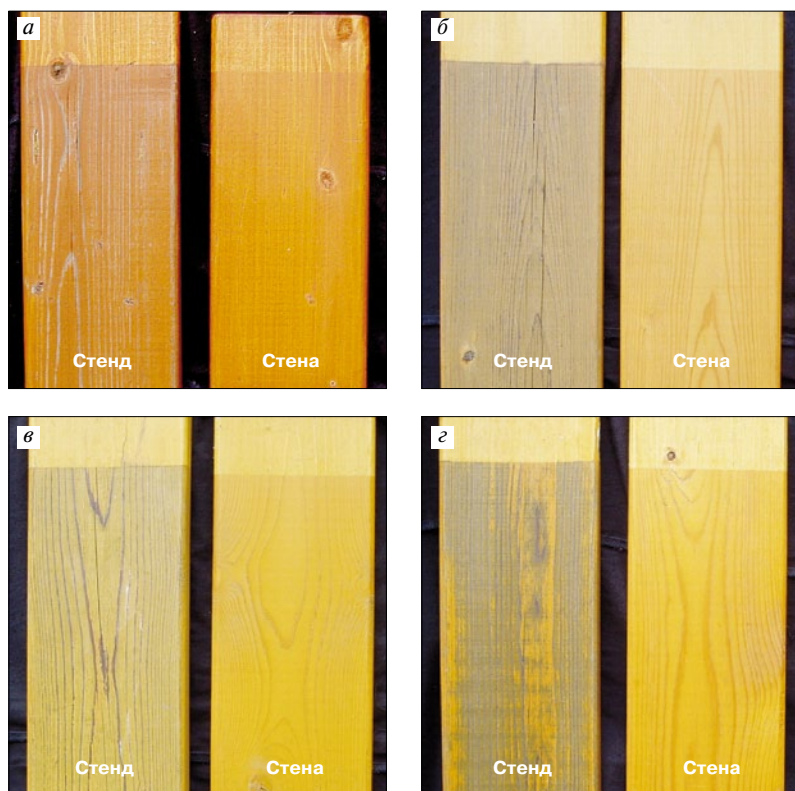


Рис. 7. Состояние защитных покрытий после экспонирования в течение двух лет на стенде под углом 45° (образцы слева) и на стене в вертикальном положении (образцы справа): а – Duo Pinostar 980 № 8042 – 3 слоя – 104 г/м^2 ; б – Valti akvacolor «сосна» – 2 слоя – 76 г/м^2 ; в – Pinotex classic «калужница» – 2 слоя – 82 г/м^2 ; г – Dufa lasur «сосна» – 3 слоя – 90 г/м^2

В лаборатории деревянных конструкций ЦНИИСК были внесены некоторые коррективы в эту методику, связанные с конкретизацией требований к размерам и форме образцов из древесины, а также с оценкой влагозащитных свойств покрытий в процессе экспонирования.

При испытаниях покрытий на древесной подложке для изготовления образцов рекомендуется использовать ту породу древесины, которая предполагается к применению, так как стойкость покрытий во многом зависит от структуры подложки (хвойные породы или лиственные, с высокой или низкой плотностью и т. д.). Фирма Tikurila для полигонных испытаний использует обычно образцы из древесины сосны, реже из ели [4].

Одним из критериев оценки стойкости покрытий к атмосферным воздействиям является коробление подложки. Если покрытие обладает низким сопротивлением водо- и паропроонианию, то образцы из древесины в отличие от металлических пластин при увлажнении и высыхании будут подвержены влажностным деформациям – разбуханию, усушке и короблению, особенно если они имеют тангенциальную распиловку. Чем ниже влагозащитные свойства покрытия, тем больше коробление образца.

Образцы радиальной распиловки при значительном градиенте влажности по толщине также могут иметь некоторое коробление, но столь незначительное, что использовать его в качестве критерия оценки защитных свойств покрытий не представляется возможным.

На образцах хвойных пород, в частности на сосновых, разрушение покрытий происходит в первую очередь по поздней древесине (рис. 5). Чем больший процент поздней

древесины на поверхности образца, тем больше шансов у покрытия выйти из строя, тем более, когда оно обладает высокой водо- и паропроониаемостью.

Чтобы получить максимальное коробление образца, ширина его должна быть не менее 120–140 мм, а толщина 20–22 мм. Чем больше толщина образца, тем меньше его коробление. На широких и тонких образцах коробление более заметно. Благодаря тому, что на поверхность выходят годичные слои под разным углом, можно в процессе испытаний проследить влияние распиловки, от радиальной по краям образца до тангенциальной в середине, на стойкость покрытия.

При выборе размера образца, в частности его ширины и длины, необходимо учитывать возможность периодически оценивать адгезию покрытия к подложке методом нормального отрыва по ГОСТ 27325–87, а также изменение его влагозащитных свойств. Проведение таких испытаний предполагает периодическое отпиливание определенного участка от экспонируемого образца для дальнейших исследований в лаборатории. После опиловки открытый торец влагоизолируют и образец снова устанавливают на стенде.

Оценку адгезии и влагозащитных свойств покрытия можно проводить также и без нарушения целостности образца, что предполагает определение адгезии покрытия методом решетчатых надрезов по ГОСТ 15140–78, а

влагозащитных свойств – по методике, описанной ниже.

Торцы экспонируемых образцов должны быть надежно влагоизолированы. Для этих целей можно использовать эпоксидную шпатлевку ЭП-0010, акриловые или силиконовые герметики. Шпатлевка, несмотря на высокие влагоизолирующие свойства, склонна к образованию трещин при значительных влажностных деформациях образцов. Поэтому если в процессе экспонирования предполагается заметное разбухание и коробление образцов, что наблюдается при испытании покрытий с низкими влагозащитными свойствами, предпочтение следует отдавать герметикам, обладающим высокой эластичностью и хорошей адгезией к древесине. На кромки образцов влагоизоляцию не на-

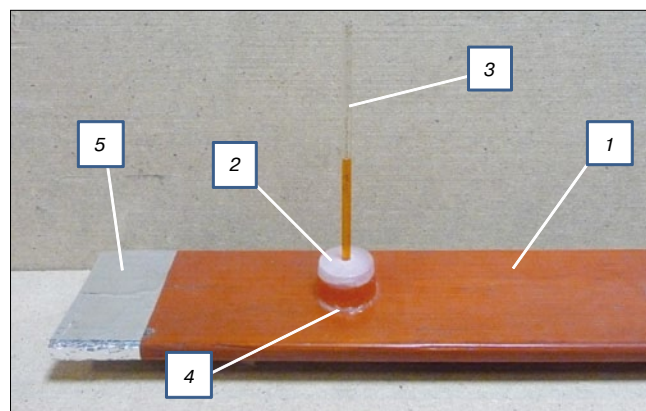


Рис. 8. Определение водопроницаемости защитных покрытий на экспонируемых образцах: 1 – образец; 2 – резервуар с водой; 3 – мерная трубка; 4 – силиконовый герметик; 5 – алюминиевая фольга



Рис. 9. Испытание атмосферостойкости защитных покрытий на фрагментах КДК (полигон ЦНИИСК)

носят. Для того чтобы максимально снизить вероятность преждевременного разрушения покрытия из-за концентрации внутренних напряжений, возникающих на пересечении двух плоскостей, кромки образцов перед нанесением лакокрасочного материала рекомендуется закруглять. Защиту обратной стороны образцов можно производить по одному из двух вариантов. По первому варианту обратную сторону теплоизолируют точно так же, как и торцы образца. Второй вариант предусматривает такую же защиту обратной стороны образца, как и лицевой. Это позволяет оценить поведение покрытия не только на лицевой стороне, которая подвергается всем видам атмосферных воздействий, но и на обратной, которую условно можно рассматривать как поверхность, находящуюся под навесом.

Тот или иной вариант выбирают в зависимости от поставленной задачи. На рис. 6 показаны полигонные испытания защитных покрытий на образцах, установленных на стенде под углом 45° к горизонту и вертикально на стенде.

Методика испытаний покрытий на полигоне предполагает изготовление контрольных образцов, которые осматривают при периодической оценке состояния покрытий в процессе экспонирования. Контрольные образцы хранят в отапливаемом помещении без доступа света. Осмотр образцов производят обычно два раза в год – весной и осенью. Перед осмотром поверхность промывают водой до полного удаления загрязнений и сушат на воздухе.

По методике, разработанной в ЦНИИСК, состояние покрытий в процессе экспонирования рекомендуется оценивать на тех же образцах, которые подлежат экспонированию, для чего верхняя часть каждого из них экранируется алюминиевой фольгой. Фольга позволяет защитить покрытие от УФ-лучей и осадков. При очередной оценке состояния покрытия фольгу снимают и защищенный участок считают контрольным. На нем оценивают изменение блеска и цвета покрытия. Это не исключает использование контрольных образцов, хранящихся в лаборатории.

Оценка декоративных и защитных свойств покрытий может производиться по ГОСТ 9.407–84. К разрушениям, характеризующим изменение декоративных свойств покрытия, относят изменение блеска и цвета, грязеудержание и меление. Защитные свойства покрытий оценивают по наличию таких видов разрушения, как растрескивание, выветривание, отслаивание, образование пузырей и др. После оценки декоративных и защитных свойств покрытий по ГОСТ 9.407–84 измеряют стрелки коробления образцов и оценивают степень изменения их влагозащитных свойств.

На рис. 7 показаны образцы с различными покрытиями после двух лет экспонирования на стенде и на стене.

Следует отметить, что оценка защитных свойств покрытий на деревянных образцах по действующему ГОСТ 6992–68* не всегда дает полное представление об их реальном состоянии. Зачастую бывает так, что по всем

показателям покрытие оценивают как А31, а его влагозащитные свойства значительно снижены.

Для оценки изменения водопроницаемости покрытий в процессе экспонирования можно использовать метод взвешивания, который основан на периодическом измерении массы находящегося в воде образца с покрытием. Этот метод предполагает отбор от экспонируемого образца фрагмента для проведения испытаний. Это представляет определенные неудобства, связанные не только с необходимостью разрушения образца, но и с ограничением количества отбираемых фрагментов при его плановом съеме и осмотре. Кроме того, при каждом очередном проведении таких испытаний оценку водопроницаемости производят на разных участках покрытия, что вносит в результаты испытаний некоторую погрешность. Для получения объективной картины оценки состояния желательнее проводить на одном и том же участке покрытия.

Поэтому в ЦНИИСК предложено оценивать изменение влагозащитных свойств покрытий непосредственно на экспонируемых образцах без их разрушения, используя метод, основанный на определении с помощью мерной трубки количества воды, прошедшей через покрытие (рис. 8).

Резервуар, устанавливаемый на горизонтальную поверхность образца, можно заполнять водой полностью или частично. При этом мерную трубку размещают в центре резервуара. Этот метод отличается простотой и позволяет снимать показания в любой момент времени.

Помимо испытаний атмосферостойкости покрытий на образцах, устанавливаемых на стенде, не менее полезны полигонные испытания фрагментов конструкций, в которых элементы могут иметь самое различное положение. На та-

ких фрагментах можно получить полную картину поведения покрытий при различной ориентации по отношению к горизонту. Испытания покрытий на фрагментах конструкций в нашей стране не стандартизированы, но опыт их проведения показывает, что они весьма полезны и имеют практическое значение.

В ЦНИИСК такие испытания проводят с 1995 г. В качестве образцов используют клееные деревянные балки, стеновой брус, клееный стеновой брус, стойки, балки из ЛВЛ и др. В ряде случаев при испытаниях на фрагментах в виде балок небольшие участки покрытия закрывали светонепроницаемым материалом, чтобы использовать их как контрольные при оценке изменения цвета и блеска покрытия в процессе экспонирования (рис. 9). При оценке состояния испытываемых покрытий определяют те же показатели, что и для покрытий, нанесенных на стандартные образцы.

Список литературы

1. *Елисаветская И.В., Ильдарханова Р.И.* Ускоренные климатические испытания и определение сроков службы лакокрасочных покрытий // Лакокрасочные материалы и их применение. 2004. № 12. С. 4–12.
2. *Преснова О.В.* Роль климатических испытаний лакокрасочных покрытий в экономике предприятий // Лакокрасочные материалы и их применение. 2001. № 10. С. 35–37.
3. ISO 2810:2004. Краски и лаки. Испытание покрытий в атмосферных условиях. Экспонирование и оценка.
4. Полигон? Для чего он нужен? // Вестник Tikkurila. 2008. С. 44–47.

NEW



Вышла книга

Защита деревянных конструкций

Автор – А.Д. Ломакин, канд. техн. наук,
ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко

В книге приведены результаты исследований, проведенных автором и разработанные им рекомендации по конструкционной и химической защите деревянных конструкций. Большое внимание уделено защите несущих ДКК и конструкций из ЛВЛ от эксплуатационных воздействий и возгорания.

Приведены известные и разработанные автором методы оценки защитных свойств покрытий для древесины, методика и результаты натуральных климатических испытаний покрытий на образцах и фрагментах конструкций. Описаны результаты мониторинга влажностного состояния несущих КДК в таких крупных объектах, как ЦВЗ «Манеж», кры-

тый конькобежный центр в Крылатском в Москве и др., при проведении которого использована разработанная автором методика оценки влажности древесины с использованием модельных образцов.

Книга рассчитана на специалистов и научных работников, работающих в области защиты деревянных конструкций, технологов предприятий по производству КДК и заводов деревянного домостроения, сотрудников проектных организаций и преподавателей вузов. Она может быть полезна также и для организаций, занимающихся строительством зданий и сооружений с применением деревянных конструкций.

Формат книги 165×235 мм, 428 стр.

Ориентировочная цена 700 р.; цена по предварительной заявке 550 р.

Заявки для приобретения направлять

по тел./факсу: (499) 976-20-36, 976-22-08

E-mail: mail@rifsm.ru

УДК 69.056.52

Э.И. КИРЕЕВА, канд. техн. наук, ОАО «Центральный научно-исследовательский и проектный институт жилых и общественных зданий (ЦНИИЭП жилища)» (Москва)

Крупнопанельные здания с петлевыми соединениями конструкций

Рассмотрена возможность устройства петлевых соединительных связей в многоэтажных крупнопанельных зданиях в обычных условиях строительства с применением как арматурных выпусков, заанкеренных в панелях, так и закладных тросовых петель производства западных фирм. При применении тросовых петель фирм HALFEN, PHILIPP (Германия), REIKKO (Финляндия) следует учитывать их несущую способность на растяжение, усилия от которого возникают в горизонтальных связях между панелями при случайных аварийных воздействиях.

Ключевые слова: крупнопанельные здания, соединительные связи, петлевые выпуски, вертикальные и горизонтальные стыки, случайные аварийные воздействия.

Конструкции крупнопанельных зданий, проектируемые на основе стеновых конструктивных систем, в обычных условиях строительства должны иметь горизонтальные и вертикальные соединительные связи между сборными элементами.

В эксплуатационных условиях связи должны воспринимать усилия от ветровых нагрузок, неравномерных осадок основания и температурно-влажностных воздействий. При чрезвычайных ситуациях (взрыве, пожаре и т. д.) связи должны обеспечивать устойчивость здания против прогрессирующего обрушения.

В отечественной практике крупнопанельного домостроения устройство связей осуществляется в соответствии с «Пособием по проектированию жилых зданий. Выпуск 3. Конструкции жилых зданий (к СНИП 2.08.01–85)», «Рекомендаций по предотвращению прогрессирующих обрушений крупнопанельных зданий» (Москомархитектура, 1999), «Рекомендаций по защите жилых зданий стеновых конструктивных систем при чрезвычайных ситуациях» (Москомархитектура, 2000).

В соответствии с «Пособием по проектированию жилых зданий. Выпуск 3. Конструкции жилых зданий (к СНИП 2.08.01–85)» связи между сборными конструкциями допускается проектировать в виде:

- «свариваемых» арматурных выпусков или закладных деталей;
- замоноличиваемых бетоном арматурных петлевых выпусков, соединяемых без сварки;
- болтовых соединений.

Наибольшее распространение в нашей стране получили сварные соединения крупнопанельных конструкций, однако попытки применения петлевых и болтовых соединений неоднократно возникали.

В качестве примера можно привести конструкцию петлевого стыка, запроектированного ЦНИИЭП жилища для сейсмостойких крупнопанельных домов на Кубе.

В зарубежной практике крупнопанельного домостроения соединения панелей при помощи петлевых выпусков применялись в сейсмических районах Франции, Румынии и др. странах. Конструкция вертикальных стыков панелей в таких решениях аналогична конструкции «стыка Передерия», который используется для стыков отдельных сборных железобетонных элементов в промышленном и гражданском строительстве. Суть этого стыка заключается в устройстве петлевых выпусков по торцам сборных конструкций при их формовании, сквозь которые при монтаже пропускается продольная арматура и стык замоноличивается бетоном. Преимущество такой конструкции стыка заключается в резком сокращении или вообще исключении сварочных работ на монтаже.

В настоящее время за рубежом все чаще применяют петлевые соединения сборных железобетонных конструкций для обычных условий строительства – стен, элементов каркаса в гражданских и промышленных зданиях (Германия, Финляндия, Эстония и др.). На строительном рынке появились специальные закладные петли из канатной или тросовой арматуры, устанавливаемые в форму сборных изделий в виде компактных «коробочек», например закладные петли фирм HALFEN, PHILIPP (Германия), REIKKO (Финляндия) [1]. Они устанавливаются по вертикальным граням железобетонных изделий для их последующего соединения на монтаже. Фирмой HALFEN предлагаются в основном соединения двух железобетонных элементов: колонны со стеной или двух стеновых конструкций. Соединения трех-четырех сборных элементов в одном петлевом стыке применяются при строительстве малоэтажных крупнопанельных и панельно-каркасных зданий, включая школы, в Эстонии. При этом используются закладные петли фирмы REIKKO (Финляндия).

Представляется целесообразным рассмотреть вопрос о применении петлевых соединений крупнопанельных конструкций в многоэтажных жилых и общественных зда-

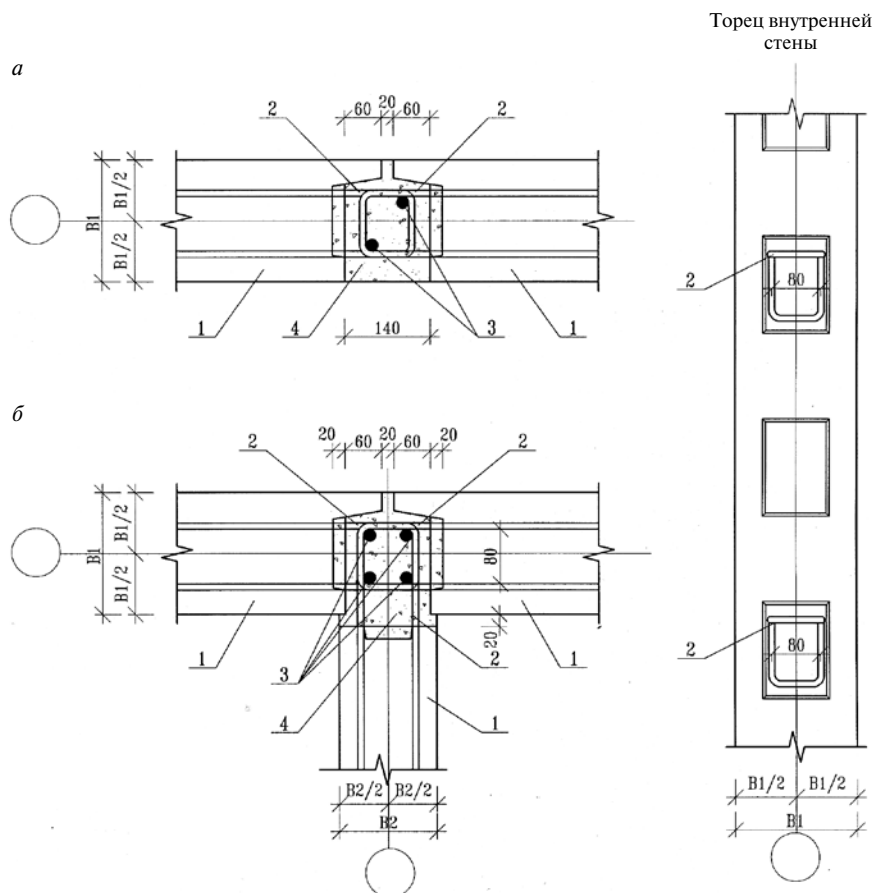


Рис. 1. Монтажные узлы внутренних панелей с петлевыми выпусками из обычной арматуры: а – два соединяемых элемента; б – три соединяемых элемента; 1 – внутренняя стеновая панель; 2 – арматурный петлевой выпуск; 3 – арматурные стержни (по расчету); 4 – мелкозернистый бетон кл. В25–В40

ниях для обычных условий строительства с учетом требований отечественных норм и сложившейся практики проектирования крупнопанельных зданий. Это позволит при разработке новых проектов иметь выбор между сварными и петлевыми соединениями в стыках. Аргументами в пользу бессварочных стыков являются зачастую плохое качество сварки соединительных связей и недостаточная их антикоррозионная защита. А от этих факторов зависит надежность и долговечность соединений и здания в целом.

Для устройства петлевых связей в наружных и внутренних стеновых панелях во время изготовления вдоль вертикальных граней предусматриваются петлевые выпуски, которые могут быть либо из обычной арматуры, заанкеренной в бетоне панели, либо в виде закладных «коробочек» с петлями из тросовой или канатной арматуры.

Конструкция петель позволяет в местах стыковки стеновых панелей устраивать сквозные по высоте здания вертикальные стыки – бетонные «колодцы», в которых сборные элементы соединяются с помощью вертикальных стержней, пропускаемых через петлевые выпуски панелей. Количество петель на высоту этажа и диаметр вертикальных стержней определяются расчетом здания на устойчивость против прогрессирующего обрушения и зависят от действующих сдвигающих и растягивающих усилий в петлевых связях. Рациональное проектирование связей между крупнопанельными конструкциями предполагает совме-

ние ими функций при монтаже, в период эксплуатации и при аварийных воздействиях. В соответствии с результатами исследований специалистов в ЦНИИЭП жилища (Разработка принципов проектирования многоэтажных зданий и рекомендаций, обеспечивающих их живучесть при локальных разрушениях. Научно-технический отчет, ЦНИИЭП жилых и общественных зданий. М, 2005) и опыта проектирования крупнопанельных зданий с учетом аварийных воздействий между несущими конструкциями должны предусматриваться следующие соединительные связи:

- горизонтальные связи между внутренними панелями, внутренними и наружными панелями, плитами перекрытия, преимущественно работающие на сдвиг и растяжение;
- вертикальные связи между несущими конструкциями в горизонтальных стыках панелей, преимущественно работающие на растяжение.

Петлевые соединения в вертикальных стыках (рис. 1, 2) при локальном разрушении одной панели испытывают сложное напряженное состояние: в них возникают усилия от продольного и поперечного срезов и усилия растяжения при отрыве. Порядок усилий зависит от конструктивной системы здания (с продольными или поперечными несущими стенами), типа

наружных стен (из железобетонных панелей или мелкоштучных материалов), шага несущих конструкций (узкий или широкий). При петлевых соединениях из обычной арматуры расчетом на худшие условия работы определяются диаметр арматуры петлевых выпусков, количество петель по высоте, диаметр и необходимая площадь вертикальной арматуры. При использовании в соединениях тросовых петель (РЕИККО, PHILIPP и др.), имеющих в основном диаметр 6 мм, следует учитывать, что они рекомендуются в соединениях элементов, испытывающих вертикальные и горизонтальные (поперечные) срезающие нагрузки, и не рекомендуются для применения в соединениях, испытывающих значительные растягивающие усилия (Рекомендации по проектированию железобетонных конструкций с использованием изделий РЕИККО, Р 5.03.090.11, Минск, 2011.). При восприятии срезающих усилий тросовые петли работают совместно с бетоном шва. Что касается растягивающих усилий, то в соответствии с нагрузочными испытаниями соединений из петель PVL фирмы РЕИККО, проведенными Центром технических исследований Финляндии, предельная нагрузка на растяжение при диаметре троса 6 мм составила 36,5–45,1 кН, при этом трос при испытаниях либо разрывался, либо ослаблялись анкера (Нагрузочные испытания соединительных петель PVL и подъемного приспособления Jenka JL. Отчет об исследованиях № VTT-S-08562-09). Близкие показатели несущей способности на растяжение петлевого соединения из тро-

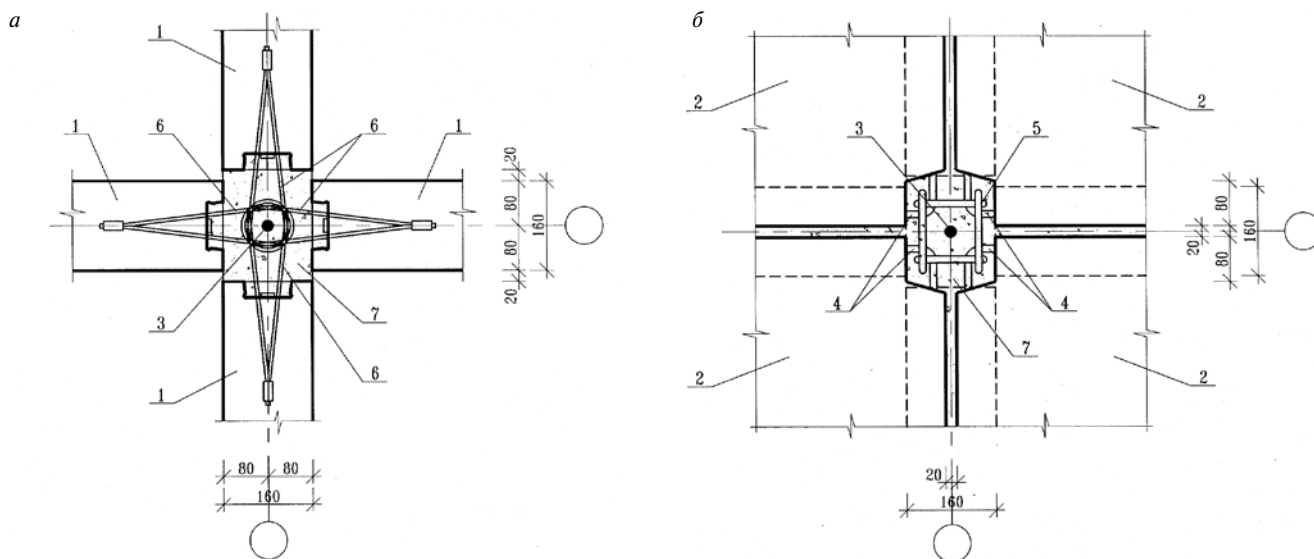


Рис. 2. Монтажный узел внутренних панелей с тросовыми петлями: а – в уровне стен; б – в уровне перекрытий; 1 – внутренняя стеновая панель; 2 – плоская плита перекрытия; 3 – продольная арматура $\varnothing 16-20$ А400 (по расчету); 4 – арматурный выпуск $\varnothing 12$ А240 из плиты перекрытия; 5 – каркас КР-1 (надеть на продольную арматуру и привязать к арматурным выпускам плиты перекрытия); 6 – петли из стального каната (фирм HALFEN, PHILIPP, PEIKKO и др.); 7 – мелкозернистый бетон кл. В25–В40

совых петель $\varnothing 6$ мм представлены фирмой HALFEN – примерно 10 кН на одну тросовую петлю, в то время как петлевые выпуски из обычной арматуры могут иметь требуемые диаметр и анкеровку. Возникновение в горизонтальных связях между панелями усилий растяжения может ограничивать область применения тросовых петель. Потребуется либо увеличение диаметра тросовой арматуры и усиление ее анкеровки, либо применение петель из обычной арматуры. В каждом конкретном случае следует выполнить расчет здания на аварийные воздействия, провести анализ возникающих усилий в горизонтальных связях и учесть конструктивные требования. При этом следует также учитывать, что усилия растяжения распределяются по высоте стыка неравномерно, а максимальные усилия приходятся на верхнюю (или нижнюю) треть его высоты (рис. 3).

В уровне перекрытий в плитах, примыкающих к вертикальным стыкам, устраиваются шпонки с петлевыми арматурными выпусками для устройства горизонтальных связей между соседними плитами и вертикальных связей – креплений плит к стеновым панелям. После этого вертикальные стыки на этаже замоноличиваются мелкозернистым бетоном классов В25–В40.

Таким образом, в вертикальном стыке обеспечивается соединение всех примыкающих конструкций на этаже: наружных и внутренних стеновых панелей и плит перекрытий.

Вертикальные связи-«подвески» устраиваются, как правило, в уровне перекрытий для крепления соседних по высоте несущих стеновых панелей и примыкающих плит перекрытий. Для устройства этих связей вверху и внизу стеновых панелей предусматриваются арматурные выпуски, а в плитах перекрытий и верхних стеновых панелях – шпонки. Усилия в связях-«подвесках» преимущественно растягивающие, сечение связей назначается с учетом площади вертикальной арматуры, принимаемой в петлевых соединениях панелей в вертикальных стыках, но не менее 12 мм. Общая площадь вертикальных связей с учетом площади вертикальных стержней в бетонных «колодцах» должна быть не менее рекомендуемой в «Рекомендациях по пре-

дотвращению прогрессирующих обрушений крупнопанельных зданий». Арматурные выпуски из панелей могут быть в виде одиночной арматуры или в виде арматурных петель. На рис. 4 приведен пример устройства вертикальной связи в наружной стене в виде петлевых выпусков. Соединения петлевых выпусков может осуществляться, например, специальными замковыми скобами, но это не исключает другие варианты. В случае выпусков из одиночной арматуры частично может применяться сварка для крепления выпуска к закладной детали верхней панели. Заполнение шпонок мелкозернистым бетоном осуществляется в два этапа. Сначала одновременно с вертикальными стыками заполняются бетоном шпонки перекрытия, затем после монтажа панелей следующего этажа и устройства вертикальных связей-«подвесок» заполняются бетоном шпонки стен.

Современные требования к жилым зданиям все больше выражаются в необходимости гибкости планировочных решений, увеличения шага несущих стен и пролетов плит перекрытий до 7,2–9 м. В этом случае становится актуальным применение в крупнопанельных зданиях преднапряженных многопустотных плит безопалубочного формования

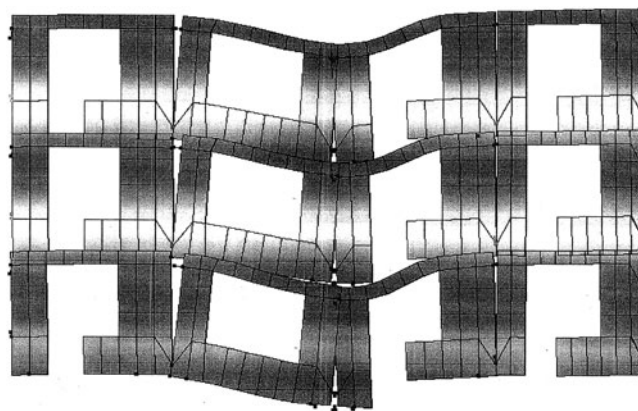


Рис. 3. Деформации наружной стены при аварийных воздействиях

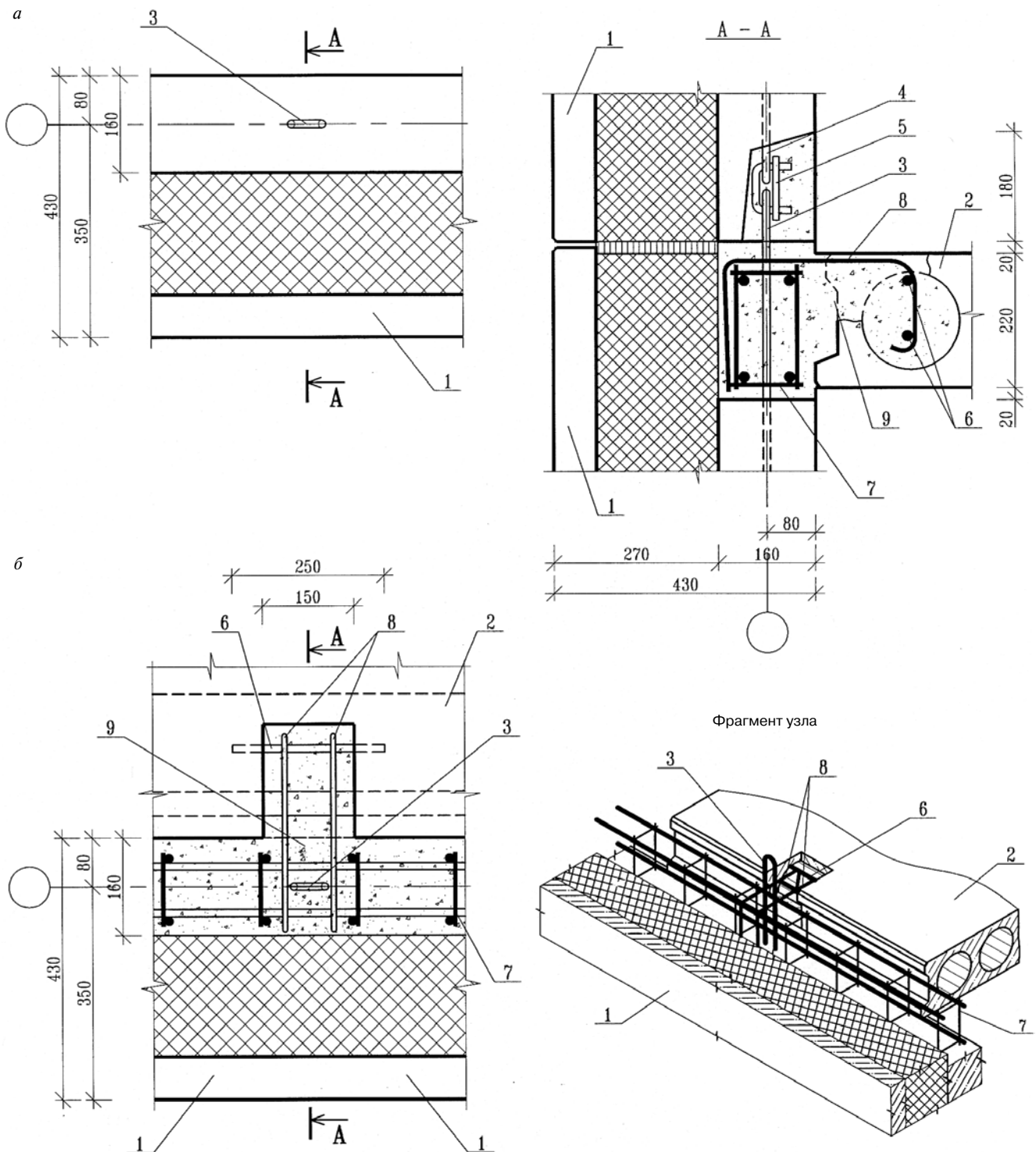


Рис. 4. Монтажный узел наружных панелей с вертикальными связями-«подвесками»: а – в уровне стен; б – в уровне перекрытий; 1 – наружная стенная панель; 2 – многопустотная плита перекрытия; 3 – петлеобразный выпуск В-1 \varnothing 12 А240; 4 – петлеобразный выпуск В-2 \varnothing 12 А240; 5 – соединение двух выпусков: замковая скоба; 6 – $2 \varnothing$ 12 А240 $l=250$ мм; 7 – каркас КП-2 – $4 \varnothing$ 12 А240; 8 – \varnothing 8 А240 (привязать к КП-2 и к арматуре поз. б в шпонке плиты перекрытия); 9 – мелкозернистый бетон В25–В40

в сочетании с петлевыми монтажными соединениями сборных конструкций. При отсутствии конструктивной арматуры и закладных деталей в плитах безопалубочного формования совместная работа многопустотных плит в составе перекрытия и восприятие сдвигающих и растягивающих усилий могут обеспечиваться следующими конструктивными мерами (рис. 4, 5):

- профильным очертанием боковых граней плит с армированием и последующим замоноличиванием межплитных швов мелкозернистым бетоном;
- устройством железобетонных шпонок по длине плит;
- устройством монолитных железобетонных поясов по периметру стен с анкеркой в них арматуры межплитных швов и железобетонных шпонок;

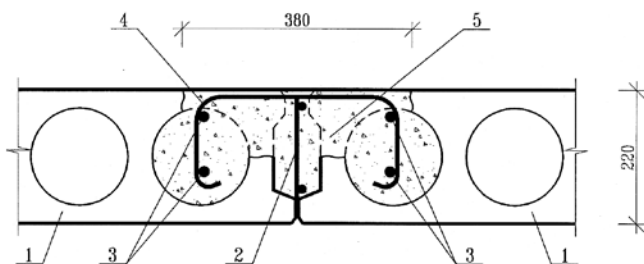


Рис. 5. Монтажный узел многопустотных плит перекрытий:
1 – многопустотная плита перекрытия; 2 – каркас К-1 –
2 $\varnothing 8$ А240; 3 – 4 $\varnothing 12$ А240 $l=250$ мм; 4 – 2 $\varnothing 8$ А240 (привязать
к К-1 и к арматуре поз. 3 в шпонке плиты перекрытия); 5 – мел-
козернистый бетон В25–В40

– использованием пустот плит с предварительно выпол-
ненными на заводе прорезями для устройства горизонталь-
ных связей на опорах в виде каркасов, объединенных с ар-
матурой монолитных железобетонных поясов с последую-
щим заполнением пустот бетоном.

Пространственная жесткость здания в этом случае обес-
печивается с помощью системы омоноличиваемых бето-
ном горизонтальных и вертикальных соединительных свя-
зей, включающей:

– горизонтальные связи между стеновыми панелями
в виде петлевых выпусков, объединяемые вертикальными
стержнями, с последующим замоноличиванием бетоном
вертикальных стыков по типу рассмотренных выше;

– вертикальные связи-«подвески» между смежными по
высоте панелями в виде арматурных одиночных или петле-
вых выпусков, соединяемых в шпонках с последующим их
замоноличиванием; шаг связей-«подвесок» не более 2 м;
пример решения приведен на рис. 4.

Выводы. При разработке петлевой системы соедини-
тельных связей конструкций в крупнопанельных зданиях
следует учитывать следующее:

1. Надежность и безопасность крупнопанельных зда-
ний с петлевыми связями не должны уступать зданиям
со сварными соединительными связями; при увеличении
шага несущих конструкций до 7,2–9 м и применении мно-
гопустотных плит эти показатели не должны быть ниже
аналогичных показателей систем с узким шагом несущих
конструкций.

2. При выборе типа петлевого соединения (из тросовой,
канатной или арматурной стали), назначения диаметра пет-
ли следует учитывать растягивающие усилия, возникаю-
щие в горизонтальных связях панельных стен от случайных
аварийных воздействий; несущую способность тросовых
петель на сдвиг и растяжение по нагрузочным испытаниям
фирм-изготовителей.

Литература

1. Сурр-Аскола П. Технологически усовершенствованный
продукт от компании Реикко – тросовая петля PVL // Жи-
лищное строительство. 2013. № 3. С. 12–23.

ОСЕННИЙ СТРОИТЕЛЬНЫЙ ФОРУМ
6-8 ноября 2013 г. Сургут

ТЕМАТИКА ВЫСТАВКИ - ФОРУМА:

СТРОИТЕЛЬСТВО И ПРОЕКТИРОВАНИЕ. СТРОИТЕЛЬНЫЕ И ОТДЕЛОЧНЫЕ МАТЕРИАЛЫ
ИНСТРУМЕНТ И ОБОРУДОВАНИЕ. ЭНЕРГОСНАБЖЕНИЕ. ТЕПЛОСНАБЖЕНИЕ
ВОДОСНАБЖЕНИЕ. ЭКОЛОГИЧЕСКАЯ БЕЗОПАСНОСТЬ
ЗАЩИТА ОКРУЖАЮЩЕЙ СРЕДЫ. УМНЫЙ ДОМ
ДИЗАЙН И ОФОРМЛЕНИЕ ИНТЕРЬЕРА. ЗАГОРОДНОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО
БЛАГОУСТРОЙСТВО ТЕРРИТОРИЙ. ЗЕМЛЕПОЛЬЗОВАНИЕ
СПЕЦОДЕЖДА. СРЕДСТВА ЗАЩИТЫ. ФИНАНСОВЫЙ СЕКТОР. РИЭЛТЭКСПО

WWW.YUGCONT.RU; MANAGER2@YUGCONT.RU; ТЕЛ: (3462) 32-34-53; 32-04-32

Как подготовить к публикации научно-техническую статью



Журнальная научно-техническая статья – это сочинение небольшого размера (до 3-х журнальных страниц), что само по себе определяет границы изложения темы статьи.

Необходимыми элементами научно-технической статьи являются:

- постановка проблемы в общем виде и ее связь с важными научными или практическими задачами;
- анализ последних достижений и публикаций, в которых начато решение данной проблемы и на которые опирается автор, выделение ранее не решенных частей общей проблемы, которым посвящена статья;
- формулирование целей статьи (постановка задачи);
- изложение основного материала исследования с полным обоснованием полученных результатов;
- выводы из данного исследования и перспективы дальнейшего поиска в избранном направлении.

Научные статьи рецензируются специалистами. Учитывая открытость журнала «Жилищное строительство» для ученых и исследователей многих десятков научных учреждений и вузов России и СНГ, представители которых не все могут быть представлены в редакционном совете издания, желательно представлять одновременно со статьей отношение ученого совета организации, где проведена работа, к представляемому к публикации материалу в виде сопроводительного письма или рекомендации.

Библиографические списки цитируемой, использованной литературы должны подтверждать следование автором требованиям к содержанию научной статьи.

НЕ РЕКОМЕНДУЕТСЯ:

1. Включать ссылки на федеральные законы, подзаконные акты, ГОСТы, СНиПы и др. нормативную литературу. Упоминание нормативных документов, на которые опирается автор в испытаниях, расчетах или аргументации, лучше делать непосредственно по тексту статьи.

2. Ссылаться на учебные и учебно-методические пособия; статьи в материалах конференций и сборниках трудов, которым не присвоен ISBN и которые не попадают в ведущие библиотеки страны и не индексируются в соответствующих базах.

3. Ссылаться на диссертации и авторефераты диссертаций.

4. Самоцитирование, т. е. ссылки только на собственные публикации автора. Такая практика не только нарушает этические нормы, но и приводит к снижению количественных публикационных показателей автора.

ОБЯЗАТЕЛЬНО следует:

1. Ссылаться на статьи, опубликованные за последние 2–3 года в ведущих отраслевых научно-технических и научных изданиях, на которые опирается автор в построении аргументации или постановке задачи исследования.

2. Ссылаться на монографии, опубликованные за последние 5 лет. Более давние источники также негативно влияют на показатели публикационной активности автора.

Несомненно, что возможны ссылки и на классические работы, однако не следует забывать, что наука всегда развивается поступательно вперед и незнание авторами последних достижений в области исследований может привести к дублированию результатов, ошибкам в постановке задачи исследования и интерпретации данных.

Статьи, направляемые для опубликования, должны оформляться в соответствии с техническими требованиями изданий:

- текст статьи должен быть набран в редакторе Microsoft Word и сохранен в формате *.doc или *.rtf и не должен содержать иллюстраций;
- графический материал (графики, схемы, чертежи, диаграммы, логотипы и т. п.) должен быть выполнен в графических редакторах: CorelDraw, Adobe Illustrator и сохранен в форматах *.cdr, *.ai, *.eps соответственно. Сканирование графического материала и импорт его в перечисленные выше редакторы недопустимо;
- иллюстративный материал (фотографии, коллажи и т. п.) необходимо сохранять в формате *.tif, *.psd, *.jpg (качество «8 – максимальное») или *.eps с разрешением не менее 300 dpi, размером не менее 115 мм по ширине, цветовая модель CMYK или Grayscale.

Материал, передаваемый в редакцию в электронном виде, должен сопровождаться: рекомендательным письмом руководителя предприятия (института); лицензионным договором о передаче права на публикацию; **распечаткой, лично подписанной авторами**; рефератом объемом до 500 знаков на русском и английском языках; подтверждением, что статья предназначена для публикации в журнале «Жилищное строительство», ранее нигде не публиковалась и в настоящее время не передана в другие издания; сведениями об авторах с указанием полностью фамилии, имени, отчества, ученой степени, должности, контактных телефонов, почтового и электронного адресов. Иллюстративный материал должен быть передан в виде оригиналов фотографий, негативов или слайдов, распечатки файлов.

В 2006 г. в журнале «Строительные материалы»[®] был опубликован ряд статей «Начинающему автору», ознакомиться с которыми можно на сайте журнала www.rifsm.ru/files/avtoru.pdf

Подробнее можно ознакомиться с требованиями на сайте издательства <http://rifsm.ru/page/7/>