



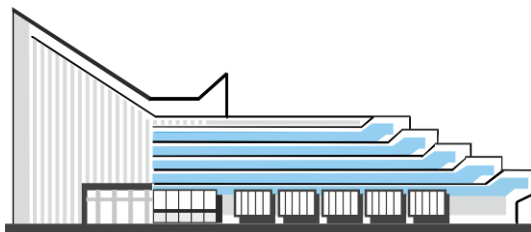
Министерство образования Республики Беларусь
Белорусский национальный технический университет



С т р о и т е л ь н ы й ф а к у л ь т е т

С О В Р Е М Е Н Н Ы Е М Е Т О Д Ы Р А С Ч Е Т О В И О Б С Л Е Д О В А Н И Й Ж Е Л Е З О Б Е Т О Н Н Ы Х И К А М Е Н Н Ы Х К О Н С Т Р У К Ц И Й

Материалы
73-й студенческой
научно-технической конференции



Минск
БНТУ
2017

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
Белорусский национальный технический университет

Строительный факультет

СОВРЕМЕННЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТОВ И ОБСЛЕДОВАНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Материалы
73-й студенческой
научно-технической конференции

23 мая 2017 года

Минск
БНТУ
2017

УДК 666.94.015.7

ББК 33.33я43

С56

Редакционная коллегия:

В. Ф. Зверев – канд. техн. наук, доцент, зав. кафедрой «Железобетонные и каменные конструкции»;

А. А. Хотько – канд. техн. наук, доцент кафедры «Железобетонные и каменные конструкции»;

С. М. Коледа – ст. преп. кафедры «Железобетонные и каменные конструкции»

Рецензенты:

Т. М. Пецольд – д-р техн. наук, профессор кафедры «Железобетонные и каменные конструкции»;

Н. А. Рак – канд. техн. наук, профессор кафедры «Железобетонные и каменные конструкции»;

А. Н. Жабинский – канд. техн. наук, зав. кафедрой «Металлические и деревянные конструкции»

Сборник содержит материалы 73-й студенческой научно-технической конференции «Современные методы расчетов и обследований железобетонных и каменных конструкций».

В издании освещены материалы пленарного заседания, исследующие проблемы проектирования, конструирования и обследования железобетонных конструкций.

Предназначено для научно-педагогических работников, студентов, магистров и аспирантов.

СОДЕРЖАНИЕ

<i>Автушенко В. В., Фадеева Е. А.</i> Особенности проектирования и строительства АЭС.....	4
<i>Булавко Д. М., Иванцова Е. И.</i> Безопалубочное формование ЖБК и его развитие в Республике Беларусь	11
<i>Гриб Д. С., Сакова К. И.</i> Перспективы применения композитных профилей в строительной отрасли Республики Беларусь.....	19
<i>Жабко А. Г., Мицкевич В. М.</i> Сравнение отдельных пунктов строительных норм королевства Швеция и Республики Беларусь.....	22
<i>Жерносек В. Л., Новик С. А.</i> Методика определения коэффициентов теплоотдачи при расчете многослойной конструкции дымовой трубы	25
<i>Жолнерович О. Н.</i> К вопросу исторического зарождения, развития и освоения подземного пространства.....	33
<i>Казютина М. Н.</i> Применение трубобетонных конструкций в зданиях и сооружениях	39
<i>Пенязь Е. М., Филимонов В. Ю.</i> К вопросу обеспечения диагностики строительства и долговечности конструкций в процессе эксплуатации.....	53
<i>Политова В. И.</i> Особенности проектирования здания «Гостиничный комплекс категории 3(три) звезды».....	57
<i>Рымша О. А.</i> Особенности определения геометрических несовершенств и необходимость учета эффектов второго порядка по ТКП EN 1992-1-1-2009*	61
<i>Самусевич А. Д.</i> Реконструкция с модернизацией ФОК "Серебрянка" в г. Минске	69
<i>Денисенко А. А., Сладковский С. А.</i> Определение армирования железобетонных конструкций радиолокационным методом.....	77
<i>Соколовская Е. И.</i> Применение постнапряжения в монолитных конструкциях	83

Особенности проектирования и строительства АЭС

Автушенко В. В., Фадеева Е. А.

Научный руководитель Шилов А. Е.

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

Введение

Характерной особенностью современной цивилизации является огромная потребность в энергии, без которой она нежизнеспособна. Ядерная энергия в силу уникальной ее концентрации оказалась предельно приспособленной для централизованного производства электроэнергии, которой человечеству для удовлетворения своих энергетических нужд требуется все больше и больше.

В современных проектах АЭС с реакторами нового поколения предусматриваются системы и специальные технические средства, обеспечивающие высокие уровни безопасности не только при проектных авариях, но и при запроектных с тяжелыми последствиями и вероятностью выхода радиоактивности в окружающую среду. Тяжелые аварии имеют очень малую вероятность возникновения. Но, поскольку, как считают специалисты атомной отрасли, безопасности много не бывает, при проектировании современных АЭС разрабатываются специальные меры по управлению такими авариями и по смягчению их последствий. Положения современной концепции безопасности АЭС отражены в документах МАГАТЭ и предусматриваются к реализации национальными нормативно-законодательными и нормативно-техническими документами.

Генеральным проектировщиком и генеральным подрядчиком является объединенная российская компания ОАО «НИАЭП» (Нижегородская инжиниринговая компания «Атомэнергопроект») – ЗАО «АСЭ» (Атомстройэкспорт). Российский проект «АЭС – 2006» с усовершенствованными водо-водяными реакторами поколения три плюс выбран для реализации в Республике Беларусь. Проект соответствует самым строгим нормам и рекомендациям МАГАТЭ и отличается повышенными характеристиками безопасности.

Особенности построения конструктивной схемы

Главный корпус АЭС представляет собой систему сооружений, в общем случае образованных и каркасными конструкциями (турбинное отделение, деаэрационное отделение, этажерка электроустройств), и массивом реакторного отделения. Каркас может выполняться из железобетона, смешанным и стальным. При этом стены отделений, выполняя только функции ограждения для обеспечения требуемого температурно-влажностного режима, возводятся с использованием навесных панелей облегченного типа. Конструктивные схемы каркасов главных корпусов достаточно многообразны. В этих зданиях, по сравнению с обычными промышленными зданиями, влияние структуры технологического процесса на конструктивную схему каркаса наиболее существенно, поэтому конструктивная форма полностью определяется габаритами и расположением основного и вспомогательного оборудования и спецификой его работы и в связи с этим характеризуется большими пролетами и большой высотой отделений. Большинство каркасов зданий главных корпусов проектируется так, что несущая способность и жесткость поперек здания (поперечная жесткость) обеспечиваются поперечными рамами, в которых колонны жестко заделаны в фундаменты и шарнирно или жестко соединены с колоннами в случае железобетонного каркаса. Также устойчивость здания главного корпуса в поперечном направлении обеспечивается еще и монолитным массивом реакторного отделения. Продольная жесткость каркасов обеспечивается с помощью балок-распорок, жестко соединенных с колоннами в случае железобетонного каркаса.

Специальные бетоны для защиты от ядерных излучений

Работу ядерного реактора сопровождают два проникающих вида излучений – гамма-кванты и нейтроны, потоки которых характеризуются интенсивностью и спектром, т. е. распределением частиц по энергиям.

Эффективность ослабления потока гамма-квантов зависит главным образом от числа атомов в единице объема и возрастает с увеличением плотности материала защиты.

Специальные бетоны для защиты от ядерных излучений по сравнению с обычными должны обладать повышенной плотностью и (или) повышенным содержанием водорода (водо) и (или) наличием некоторых специальных элементов (бора и др.) в виде химически устойчивых соединений.

Под действием излучений в материалах защиты могут происходить структурные химические изменения, что сопровождается снижением физико-механических свойств. Поэтому при достаточно высокой интенсивности излучений и длительности их действия может быть поставлен вопрос об использовании в защите специальных радиационно-стойких материалов, в частности бетонов,готавливаемых на заполнителях и вяжущих, обладающих повышенной стойкостью к действию излучений.

Основным материалом защитных конструкций стационарного энергетического реактора является обычный бетон с объемной массой 2200–2400 кг/м³. Он обладает высокой плотностью, достаточным содержанием химически связанной воды, хорошей радиационной стойкостью. Однако в отдельных случаях при ограничении общей толщины стены или перекрытия защиту приходится выполнять из более эффективных защитных материалов – бетонов с повышенной плотностью (особо тяжелые бетоны), с повышенным содержанием химически связанной воды (гидратные бетоны), с добавкой специальных элементов – бора и др. (табл. 1, 2, 3).

Осо́бо тяжёлые бетоны. К особо тяжелым бетонам относятся бетоны с объемной массой больше 2500 кг/м³. Такие бетоны готовят на заполнителях плотностью в куске 3–7,8 т/м³, металлических рудах, промежуточном сырье металлургической промышленности (железорудный концентрат, окатыши), скрапе (сталь, чугун в виде отходов штамповки, обрезков арматуры, полосового и листового железа), чугунной дроби. В качестве вяжущего, как правило, используют портландцемент или шлакопортландцемент.

Гидратные бетоны. К гидратным принято относить бетоны, содержащие химически связанной воды в которых превышает 3–4 % по массе, т. е. 50–100 кг/м³, характерных для обычного бетона.

Лимонитовый бетон. Содержание связанной воды в лимонитовой руде и бетоне 10–15%. Распространения в защите АЭС не получил.

Таблица 1

Защитные свойства особо тяжелых бетонов

Энергия гамма-квантов, МэВ	Длина релаксации гамма-квантов, см, при объемной массе бетона, кг/м ³				
	2300	3200	3600	4200	5200
1	6,4	5,1	4,3	3,9	3,2
2	9,7	7,2	6,6	5,5	4,5
4	13,7	9,6	8,3	7,2	5,9

Таблица 2

Защитные характеристики гидратных бетонов
(по отношению к быстрым нейтронам)

Содержание воды, % по массе		Длина релаксации, см	
В бетоне с объемной массой, кг/м³			
2300	3200	2300	3200
0,9	2,7	13,1	10,5
3,1	4,1	12,6	10,2
5,5	4,8	12,2	10,1
7,3	5,6	11,8	10,0
8,4	7,6	11,4	9,7

Таблица 3

Составы особо тяжелых бетонов

Материал	Расход материала, кг/м ³ , для составов					
	1	2	3	4	5	6
Портландцемент	350	350	350	350	350	350
Природный песок	—	—	500	300	—	—
Железорудный концентрат	1000	900	—	700	300	—
Техническая дробь	—	600	1000	700	—	2000
Рудный щебень	2000	1800	1800	1600	1550	—
Скрап	—	—	—	—	1400	3900
Итого:	3350	3650	3650	3650	4200	6250

Серпентинитовый бетон. Заполнителем бетона служит метаморфическая горная порода – серпентинит, основа которой составляет минералы группы серпентин $Mg_6(OH)_8[Si_4O_{10}]$.

Защитные свойства гидратных бетонов от нейтронного излучения значительно выше, чем от гамма-излучения, поэтому часто для

защиты применяют комплексный утяжеленный бетон. Особо интересен в том отношении железосерпентинитовый бетон (талб. 4).

Таблица 4

Составы серпентинитового и железосерпентинитового бетонов

Расход на 1 м ³ бетона*, кг					Объемная масса бетонной смеси кг/м ³
Портланд-цемент	Воды	Тонко-молотого серпентинита	Песка	Крупный заполнитель	
239	253	239	622	877	2230
330	230	-	660	1100	2320
230	230	230	2080**	830	3600
224	196	224	224+560***	672+1900***	4000

* - марка бетонов М 100- М 200,

** - песок металлический,

*** - заполнитель – стальной скрап.

Радиационно-стойкие бетоны

Радиационное изменение бетонов проявляется в первую очередь в расширении, растрескивании, снижения прочности, модуля упругости и других характеристик. Начальные изменения в зависимости от типа бетона соответствует флюенсу $1-5 \cdot 10^{19}$ нейрон/см² (здесь и ниже подразумеваются нейтроны достаточно высоких энергий – около 10 кэВ и выше, вызывающие радиационные повреждения).

Повреждения бетонов вызываются главным образом изменениями заполнителей, и, в частности, порообразующих минералов. Нарушение кристаллической структуры минералов нейтронами приводит к их аморфизации, что сопровождается анизотропным расширением. Это так называемый первичный эффект облучения. Вторичный эффект заключается в расширении, растрескивании горной породы, а затем бетона вследствие различных степеней расширения и анизотропии расширения материалов составляющих бетон.

По возрастанию радиационной стойкости распространенные магматические горные породы можно расположить в следующем порядке: интрузивные кварцесодержащие (гранит, гранодиорит, кварцевый диорит), интрузивные полевошпатовые (диорит, сиенит. габбро, лабрадорит), эффузивные (базальт, диабаз, андезит). Крупнокристаллические породы менее стойки, чем мелкокристаллические.

Радиационно-стойкими является бетон на хромите, изменение свойств которого незначительны при флюенсе до $2 \cdot 10^{21}$ нейтрон/см².

Допускаемый флюенс на бетоны, нейтрон/(см²·10¹⁹), зависит от вида крупного заполнителя.

Гранит, диорит, гранодиорит, сиенит, габбро, лабрадориты	2—5
Дуниты, оливиниты, базальт, диабаз, пироксениты, андезит	5—15
Сerpентинит	10—50
Песчаник кварцевый	2—5
Известняк	10
Магнетит, гематит	10—100
Хромит кимперсайский	200

Приведенные данные позволяют по заданным условиям работы защиты подобрать тип заполнителя и по общепринятой методике запроектировать состав бетона. Допустимая радиационная нагрузка на выбранный заполнитель, бетон должна уточняться путем экспериментальной проверки.

При выборе типа радиационно-стойкого бетона следует иметь в виду, что интенсивные потоки нейтронов, как правило, сопровождаются значительными потоками гамма-квантов, Тепловыделениями и повышенными температурами. Обычно высокорadiационно-стойкий бетон должен быть и жаростойким.

Требования радиационной стойкости к бетону биологической защиты современных АЭС с водо-водяными и водографитовыми капельными реакторами практически не предъявляются, так как флюенс нейтронов за срок службы реактора значительно ниже величины, соответствующей заметным радиационным изменениям.

Бетонные работы

Опалубочные конструкции АЭС с реакторами ВВЭР выполняют в виде плоских железобетонных панелей или пространственных блоков. Толщина панелей до 80 мм, площадь на нескольких десятков квадратным метров. Панель можно использовать самостоятельно как элемент несъемной опалубки или же из двух панелей на площадке укрупнительной сборки собирают пространственную конструкцию (блок-ячейку) с установкой проходок и дополнительной арматуры. Толщина блок-ячейки равна толщине защитной

стены (0,4; 0,6; 0,9; 1,2; 1,5; 1,8; 2,0), ширина – 3 м, высота – в зависимости от этажа с модулем 0,6 м.

После монтажа ячеек, установки дополнительной арматуры в стыках пространства внутри ячеек заливают бетоном.

Несъемная опалубка защитных конструкций (толщина 500 мм и более) АЭС с реакторами РБМК представляет собой ребристые железобетонные панели (армоопалубочные панели) размером до 3000×6000 мм. В ребрах, устраиваемых во взаимно перпендикулярных направлениях с шагом 600 мм, размещается вся или значительная часть рабочей арматуры будущей защитной стены. Толщина плиты между ребрами 30 мм. На площадке укрупнительной сборки из двух панелей с помощью угловых связей создают пространственный блок.

Для самонесущих и слабонагруженных железобетонных стен предусматривают панели с облегченным армированием.

Защитные перекрытия АЭС выполняют, как правило, также вместе сборно-монолитными с использованием ребристых панелей или балок, или иной конфигурации в качестве потолочной конструкции – опалубки. Перед подачей бетона по панелям (балкам) может быть установлена дополнительная арматура.

Заключение

Итак, чтобы обеспечить требуемую безопасность при эксплуатации АЭС, следует правильно подобрать бетон, который сможет выдержать не только постоянные и временные нагрузки. Бетон должен выдержать испытание радиацией, также обладать достаточной жаростойкостью. Также должна соблюдаться технология бетонных работ, который обладают спецификой из-за массивности сооружения. К сожалению, информации о ходе строительства, применяемых материалов или норм, по которым ведется строительство БелАЭС нет в доступе. Однако, строительством и проектированием занимается одна из ведущих организаций в области атомного строительства, что должно обеспечить гарантию качества АЭС и спокойствие в нашей стране.

Безопалубочное формование ЖБК и его развитие в Республике Беларусь

Булавко Д. М., Иванцова Е. И.

Научный руководитель Шилов А. Е.

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Введение

Агрегатно-поточную и конвейерную технологию настила сегодня можно встретить в основном в странах постсоветского пространства. Западные предприятия в подавляющем большинстве используют непрерывное безопалубочное формование – технологию, изобретенную в Советском Союзе и известную как «комбайн-настил».

Суть технологии безопалубочного формования в том, что изделия формируются на подогреваемом металлическом полу и армируются предварительно напряженной высокопрочной проволокой. Формующая машина перемещается по рельсам, оставляя за собой непрерывную ленту формованного железобетона, которую накрывают теплоизоляционным материалом, подогревают в течение 12–16 часов и разрезают на отрезки нужной длины.

Безопалубочное формование плит пустотного настила и других железобетонных изделий постепенно вытесняет агрегатно-поточную, конвейерную и другие устаревшие технологии.

Преимущества плит безопалубочного формования перед плитами, изготовленными по агрегатно-поточной или конвейерной технологии:

1. Возможность поставки плит шириной 1,2 м, а также 1,5 м, высотой сечения 220 мм и длиной от 1 300 до 12 000 мм с градацией 0,1 м с расчетной нагрузкой без собственного веса от 400 до 2400 кг/м².

2. Технология позволяет производить распил плит любой длины, в том числе и под углом, благодаря чему становится возможным более свободное проектирование внутреннего пространства здания и воплощение сложных фасадных и объемно-планировочных решений.

3. Безопалубочный способ дает идеально ровную поверхность и точную геометрическую форму.

Технологии безопалубочного формования

Современный этап внедрения технологии непрерывного безопалубочного формования начался в девяностые годы прошлого века. В те годы технология непрерывного безопалубочного формования железобетонных изделий на длинных стендах активно развивалась в Западной Европе. Она росла тремя корнями: финским, немецким и испанским.

В Финляндии получили распространение *экструдеры*. Формующая машина экструзионного типа работает следующим образом: бетонная смесь шнеками выдавливается через формообразующую оснастку, и формующая машина движется по рельсам, отталкиваясь от готового изделия. Пустотные плиты получаются хорошие, но высоки требования к качеству инертных заполнителей, а номенклатура изделий ограничена. Экструдеры производят не только в Финляндии (Elematic Oy Ab), но и в Англии (Spiroll Precast Services Ltd), Канаде (UltraSpan Technologies Inc), Италии (Weiler Italia S.r.l. (WITECH), Nordimpianti System S.r.l.).

Экструдером можно формовать только те изделия, которые занимают всю формовочную дорожку (например, плиты пустотного настила). Чем меньше площадь поперечного сечения изделия, тем больше вероятность его деформации при экструзии.

В Германии, Бельгии и других странах Центральной Европы конструкторская мысль шла другим путем. Здесь производятся машины послойного формования, или «*слипформеры*». Они напоминают формующие машины, изобретенные в Советском Союзе. В первых советских «бетонирующих комбайнах» формование также осуществлялось послойно.

Слипформер – наименее удачный вариант формующей машины. Его механическая система сложна и нуждается в обслуживании, которое трудно наладить. Но главный недостаток слипформера – ограниченная номенклатура изделий.

Сегодня слипформеры для безопалубочного формования железобетона производят в Бельгии (Echo Precast Engineering N.V.), Германии (Weiler GmbH), Италии (Weiler Italia S.r.l., Nordimpianti System S.r.l.). Первые, еще не совершенные копии слипформеров появились в Китае.

В Испании были созданы *виброформующие машины* для непрерывного формования железобетона на длинных стендах.

Практика показала, что это направление – самое перспективное. Главные достоинства виброформующих машин – простота, надежность и неограниченная номенклатура изделий.

На рис. 1. – слипформер (вверху) и виброформующая машина. Отдельно показаны те части обеих формующих машин, от которых зависит форма изделия. Нагляднее нельзя показать, насколько виброформующая машина проще слипформера.



Машина послойного формования (слипформер) и его сменяемая часть (справа), которая заменяется и наладывается при переходе от одного изделия к другому в течение рабочей смены.



Виброформующая машина и её пресс-форма. Если нужно выпускать другое изделие, замена пресс-формы занимает 20 – 30 минут.

Рис. 1. Слипформер и виброформующая машина

Сегодня экструзия и послойное формование слипформером практически остановились в своем развитии. А виброформование продолжает совершенствоваться.

Прогресс, достигнутый в технологии виброформования, закономерно привел к росту ее популярности. Главные аргументы в пользу виброформующих машин – надежность, простота обслуживания и практически неограниченная номенклатура изделий.

Когда на одной и той же технологической линии можно производить десятки различных изделий, возникает экономическая устойчивость. Завод перестает зависеть от капризов рынка и получает возможность оперативно и гибко реагировать на запросы

потребителей. Количество разных изделий, которые можно изготавливать одной и той же виброформирующей машиной, достигло 50 и продолжает расти.

Выбор технологии и оборудования

Сравним по различным критериям виброформование, послойное формование слипформером и экструзию.

По номенклатуре изделий виброформование вне конкуренции. Этим способом можно производить любые изделия постоянного сечения. Формообразующая оснастка заменяется за 20–30 минут. Это в 10 раз быстрее, чем в слипформере. Цена формообразующей оснастки при виброформовании в 6–12 раз меньше, чем в слипформере.

Что же касается экструдера, то это оборудование хорошее, но не годится для широкой номенклатуры изделий. Оно предназначено только для производства изделий, занимающих всю ширину формовочной дорожки. Методом экструзии нельзя изготовить балки, сваи, ригели, перемычки, столбы и т. п. Обычно технологическую линию с экструдером приобретает тот, кто планирует производить только плиты пустотного настила.

По требовательности к качеству сырья виброформование – самая неприхотливая технология.

По надежности оборудования и простоте обслуживания экструзия была бы лучшей технологией производства плит, если бы не износ шнеков и необходимость их частой замены. Поэтому на первом месте – виброформование, особенно после изобретения нового виброблока, который вообще не ломается. Последнее место занимают самые сложные машины – слипформеры. Они отличаются сложностью механической системы и требуют высококвалифицированного обслуживания.

Эксплуатационные затраты при применении экструдера самые высокие. Слипформеры и виброформирующие машины по эксплуатационным затратам близки. Но виброформование проще послойного формования. Поэтому затраты при эксплуатации виброформирующих машин ниже, чем при использовании слипформеров.

Цена технологического оборудования в Европе увеличивается по географическому признаку, с юго-запада к северо-востоку. Поэтому, как правило, на Пиренейском полуострове самое дешевое оборудование, а в Скандинавии – самое дорогое. В Испании самое

дешевое оборудование. И так уж получилось, что в этом оборудовании применен наилучший метод непрерывного безопалубочного формования – виброформование.

Теперь рассмотрим оборудование технологической линии для непрерывного безопалубочного формования железобетона на длинном стенде. Состав основного комплекта оборудования показан на рис. 2.

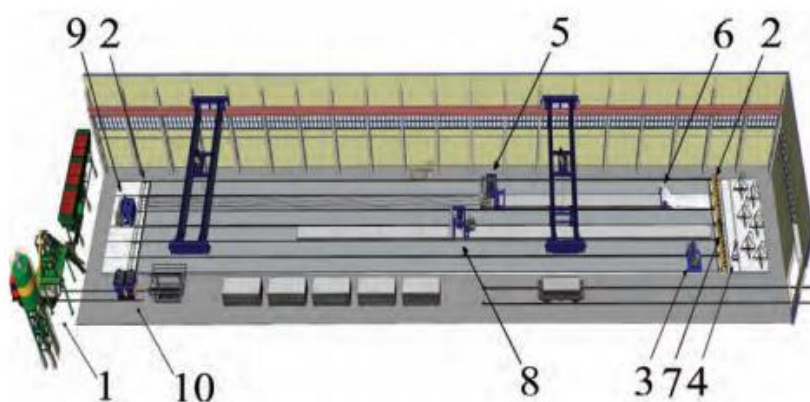


Рис. 2. Состав оборудования технологической линии для непрерывного безопалубочного формования железобетона на длинном стенде.

- 1 – бетономесительный узел; 2 – опорные конструкции для фиксации и натяжения арматурной проволоки; 3 – машина для раскладки арматурной проволоки; 4 – гидравлический натяжитель для предварительного напряжения арматурной проволоки; 5 – виброформирующая машина; 6 – тележка для раскладки защитного покрытия (после формования, перед началом тепловлажностной обработки); 7 – гидравлическое устройство для снятия напряжения с арматурной проволоки (после тепловлажностной обработки, перед разрезанием изделий); 8 – резательная машина для разрезания изделий на отрезки нужной длины; 9 – очистная машина для очистки формовочной дорожки от остатков бетонной смеси и подготовки ее к следующему циклу формования; 10 – бадья для доставки бетонной смеси в бункер формирующей машины.

Кроме того, в комплект оборудования входят:

- рельсы, листы металлопокрытия дорожек и другие металлические детали для монтажа стенда;
- металлопластиковые трубки, пульт управления и другие детали системы подогрева дорожек;
- захваты для транспортировки машин и готовых изделий;

– формообразующая оснастка (пресс-формы) для производства различных изделий;

– насос высокого давления для промывки бункера формующей машины и пресс-формы;

– тележки для подачи бетона и вывоза готовой продукции.

Имеется дополнительное оборудование, которое приобретают, как правило, крупные предприятия. Это система автоматической адресной подачи бетонной смеси, заглаживающее и маркирующее устройство, машина для транспортировки готовых изделий на склад, формующая машина – «несушка» для производства вибропрессованных бетонных блоков и других мелкоштучных изделий.

Формующая машина – самый важный и дорогой агрегат технологической линии. Формующие машины различают по следующим признакам:

– способ формирования (виброформование или экструзия или послойное формирование слипформером);

– максимальная высота изделий (300, 400, 500, 600 мм);

– максимальная ширина изделий (1200, 1500, 2000 мм).

В виброформующих машинах нового поколения три вибратора с новой системой охлаждения, шаг армирования 120 мм, вариатор для настройки поля вибрации, фаскообразователи на пресс-формах и другие новшества.

Номенклатура изделий

Номенклатура изделий, производимых на линии непрерывного безопалубочного виброформования, разнообразна: плиты пустотного настила, ребристые плиты, балки, ригели, перемычки, сваи, дорожные плиты, лотки и многое другое. Всего – более 50 разных изделий.

Первоначально технология непрерывного безопалубочного формования была придумана для массового производства плит пустотного настила. И по сей день пустотные плиты высотой 220 мм – основной вид продукции. Но возможности этой технологии значительно шире. На длинном стенде можно изготавливать любые изделия, имеющие постоянное сечение по всей длине (рис. 3.).



Рис. 3. Номенклатура изделий

Основные ограничения – высота и ширина изделия. На сегодняшний день минимальная высота изделия при виброформовании – 60 мм. В зависимости от выбранного типа оборудования, максимальная высота изделия составляет 300, 400, 500 или 600 мм, а максимальная ширина – 1200, 1500 или 2000 мм.

При строительстве современных зданий применяют плиты пустотного настила различной длины и формы. В том числе – обрезанные под углом. Такие плиты можно производить на длинном стенде, если купить резательную машину с вращающейся режущей головкой.

Развитие безопалубочного формования в Республике Беларусь

Первая современная линия безопалубочного формования производства Weiler Italia летом 2007 года была введена в эксплуатацию в ОАО «Завод железобетонных конструкций» в Молодечно.

Индустрия сборного железобетона, созданная в свое время в Беларуси, позволяла вводить большие объемы жилищного и промышленного строительства. Сегодня требования к жилью изменились, а производство железобетонных изделий и конструкций до сих пор остается на уровне середины прошлого века.

Молодечненский завод железобетонных конструкций сделал выбор в пользу итальянской линии безопалубочного формования с пустотообразователями и вибрацией. Открытое акционерное общество заключило контракт на поставку оборудования стоимостью свыше миллиона евро с Weiler Italia в августе 2006 г. Зимой оно было отгружено, монтаж линии, включая реконструкцию цеха, заливку фундамента, начат в марте, а 1 июня получены пробные образцы.

Длина сплошного полотна плиты 85 м. Скорость формовочной машины (от 1 до 3 м/мин.) обеспечивает суточную производительность до 45 м³. Линию обслуживают 8–10 человек.

В 2008 году в ОАО «Гомельжелезобетон» проведена масштабная реконструкция производства плит пустотного настила с переходом на инновационную технологию безопалубочного формования как наиболее энергосберегающую с установкой новой технологической линии «Weiler Italia». Реализация проекта позволила увеличить на реконструируемых площадях выпуск плит пустотного настила и на 5 % сократить потребление энергоресурсов.



Рис. 4 – Формовочный цех ОАО «Гомельжелезобетон»

Плиты безопалубочного формования названы продукцией – победителем Республиканского конкурса «Лучший строительный продукт года – 2009» в номинации «Лучший строительный материал (изделие) года». Так же данная продукция была признана победителем Республиканского конкурса «На лучшее достижение в строительной отрасли Республики Беларусь за 2009 г.» в номинации «Продукт года».

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Безопалубочное формование железобетона. В.В. Уткин, В.Л. Уткин, Л.В. Уткин. – М.: Издательство ООО «Папирус», 2015. – 226 с.
2. http://www.znk.by/arhiv/03_04_10/gom_zhelezobeton.html.
3. <https://ais.by/story/1294>.

УДК 69:658.53

Перспективы применения композитных профилей в строительной отрасли Республики Беларусь

Гриб Д. С., Сакова К. И.

Научный руководитель Хотько А. А.

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Для производства профилей из композитных материалов применяется пултрузия. Пултрузия представляет собой технологический процесс производства композитных профилей различных сечений путем протягивания стекловолоконных нитей, пропитанных полиэфирной смолой, через нагретую до 130–150°C формообразующую фильеру. На выходе получается полностью сформированный профиль заданной конфигурации сложной геометрической формы с большой точностью размеров и с высочайшими антикоррозионными и прочностными характеристиками. В композит можно заложить определенные характеристики (к примеру: огнестойкости, различные физико–механические свойства, электрические и т. д.).

Пултрузионные композитные профили обладают целым рядом существенных преимуществ в сравнении с металлическими аналогами. Основными из них являются:

- малый удельный вес. Удельный вес стеклопластика — от 0.4 до 2.0 г/см³ (средний – 1,1 г/см³);
- высокие механические свойства. При небольшом удельном весе стеклокомпозиты обладают высокими физико-механическими характеристиками;
- диэлектрические свойства;
- высокая коррозионная стойкость;

- теплоизоляционные свойства. Стеклокомпозит относится к материалам с низкой теплопроводностью и являются изоляторами;
- низкое водопоглощение;
- атмосферостойкость. Материал обладает высокой стойкостью к большому диапазону и резким перепадам температур (диапазон рабочих температур – от $-60\text{ }^{\circ}\text{C}$ до $+100\text{ }^{\circ}\text{C}$);
- трудногорючесть и огнестойкость. При пожаре стеклопластик не выделяет сильнодействующего газа – диоксина. Кроме того, он имеет класс А огнестойкости по системе ASTM;
- хороший внешний вид и экологическая безопасность;
- механические свойства стеклопластиков в направлении армирования в значительной мере определяются свойствами армирующих волокон и их расположением, в меньшей степени они зависят от связующего.
- профиль можно транспортировать к месту строительства на менее грузоподъемной спецтехнике, чем стальной профиль.

Композиционные материалы имеют достаточно большое количество недостатков, которые сдерживают их распространение: высокая стоимость, низкий модуль упругости, невозможность соединения профилей между собой сваркой, низкая огнестойкость, анизотропия, низкая ударная вязкость, высокий удельный объем, гигроскопичность, токсичность, низкая эксплуатационная технологичность.

Области применения композитных профилей

Гражданское строительство. Строительные конструкционные и облицовочные панели, профили для сборных домов и конструкций перекрытий, подвесные потолки, настилы и т. д.

Химическая промышленность. Производство химически стойких материалов: труб, емкостей для хранения агрессивных жидкостей, кислот щелочей, химических удобрений, пестицидов, ядовитых веществ.

Железнодорожное строительство. Перроны, железнодорожные переходы и шумозащитные заборы, коммуникационные и пешеходные мосты, платформы на станциях и в зонах обслуживания, перила и ограждения, лестницы и каркасы сооружений, опоры и подвесные элементы воздушных силовых электросетей.

Портовое строительство. Строительство портов и портовых сооружений, морских платформ и укрепление береговых линий.

Мостостроение. Технологические мосты, пешеходные, автомобильные и железнодорожные мосты.

Дорожное строительство. Ограждения дорог, сигнальные столбики, шумозащитные заборы.

Энергетика. Высоковольтные электроизоляционные материалы, траверсы, кабельные лотки и платформы обслуживания.

Машиностроение. Композиционные материалы, конструкционные материалы, конструкции, работающие в условиях повышенных вибраций, знакопеременных нагрузок.

Гидротехническое строительство. Армирующие материалы для строительства плотин, асфальтобетонных покрытий дорог, взлетно-посадочных полос аэродромов.

Сельское хозяйство. Свинарники, коровники, птичники, хранилища кормов и другие животноводческие здания.

Препятствием в применении композитных профилей в строительной области Республики Беларусь является отсутствие нормативной базы по приемке, изготовлению, рекомендаций по проектированию и расчету композитных профилей. В производстве композитных профилей трудно добиться одинаковых прочностных и деформативных свойств композитного материала из-за различного сырья и технологии производства, что затрудняет расчет конструкций из композитных профилей. То есть расчет следует осуществлять только под определенного производителя композитных профилей.

Из-за соотношения цен со стальными профилями применение композитных материалов целесообразно только в случае необходимости использования их свойств, которыми стальной металлопрокат не обладает. Это химическая стойкость, радиопрозрачность и диэлектрические свойства. Краткий перечень таких областей включает:

- применение в конструкциях и сооружениях, находящихся под воздействием агрессивных сред;
- применение в конструкциях и сооружениях электротехнического назначения, находящихся под воздействием факторов электрохимической коррозии;
- применение на объектах, где необходимо исключить радиоэлектронные помехи;

- изготовление свай, фундаментов, портовых и берегоукрепительных сооружений;
- армирование полотна автомобильных дорог, настилов мостов и путепроводов.

УДК 624.04

Сравнение отдельных пунктов строительных норм королевства Швеция и Республики Беларусь

Жабко А. Г., Мицкевич В. М.

Научный руководитель Гринев В.В.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Аннотация

В данной работе было выполнено сравнение отдельных разделов технического перевода методического пособия по расчету строительных конструкций Королевства Швеции (КШ) с действующими в Республике Беларусь ТКП EN.

Функциональные нагрузки

Функциональные нагрузки в КШ имеют сходную структуру с нормами РБ, так как они основываются на одной нормативной базе. Функциональные нагрузки для Республики Беларусь берутся из т.НП6.2, для КШ т.В4.2.1а.

Категория А (Площади жилых помещений).

В Национальном приложении(НП) данная категория разделяется на две подкатегории: А1(квартиры, спальные помещения и т. д.); А2 (вестибюли, фойе, помещения, примыкающие к А1). В тоже время в КШ имеется просто категория А без дробления. Нагрузки на перекрытия, лестницы, балконы имеют численные различия (РБ/КШ:1,5/2 кН/м²; 3/2 кН/м²; 3/3,5 кН/м²). Также следует отметить, что в КШ существуют функциональные нагрузки на чердаки, в частности рассматриваются чердаки с расстоянием от пола до потолка не менее 0,6 м и с фиксированной лестницей и чердаки с расстоянием от пола до потолка не менее 0,6 м и окном, максимальный размер которого 1×1 м. В строительных нормах Республики Беларусь такая нагрузка не оговаривается.

Категория В (Площади офисных помещений).

НП Республики Беларусь рассматривает эту категорию более детально. Имеются подкатегории: В1 (служебные помещения), В2 (лаборатории); В3 (технические помещения), В4(помещения, примыкающие к В1, В2, В3). В КШ имеется общая категория В, для которой оговаривается значение нагрузки $2,5 \text{ кН/м}^2$. В нормах Республики Беларусь каждая подкатегория имеет свое значение нагрузки.

Категория С (Площади с большим скоплением людей)

Данная категория в общей структуре аналогична источникам, однако НП Республики Беларусь делит подкатегорию С1 (площади со столами) на четыре подкатегории с различными значениями нагрузки от $2,0 \text{ кН/м}^2$ до $4,0 \text{ кН/м}^2$. Также дробится подкатегория С2(площади с закрепленными сидениями), с общей нагрузкой $4,0 \text{ кН/м}^2$. В КШ эти подкатегории не делятся и имеют нагрузку $2,5 \text{ кН/м}^2$. Подкатегория С3 имеет различие в значении нагрузки ($\geq 4,0 \text{ кН/м}^2$ для Республики Беларусь и $3,0 \text{ кН/м}^2$ для КШ). Подкатегории С4 и С5 имеют различия в сосредоточенных нагрузках.

Категория D (Торговые площади)

Имеют единственное различие в подкатегории D2 (площади торговых домов). Для Республики Беларусь значение $\geq 4,0 \text{ кН/м}^2$, для КШ – $5,0 \text{ кН/м}^2$.

Категории F и G (Нагрузки в гаражах и зонах проезда)

Имеют различие только в категории F (для РБ- $3,5 \text{ кН/м}^2$; для КШ- $2,5 \text{ кН/м}^2$).

Функциональные нагрузки на покрытие, категория Н, имеют различия $0,5 \text{ кН/м}^2$ для Республики Беларусь и $0,4 \text{ кН/м}^2$ для КШ.

Категория Е (Нагрузки от складирования)

Имеют различия уже на уровне структуры. Нормы Республики Беларусь имеют более подробную структуру, оговоренную в НП. В частности, большое деление имеет категорию Е1 (площади, на которых могут складировать товары): Е1.1 (книгохранилища и архивы – $7,5 \text{ кН/м}^2$); Е1.2 (торговые склады – $2,4 \text{ кН/м}^2$ на каждый метр высоты, но не менее $6,7 \text{ кН/м}^2$); Е1.3 (производственные и промышленные складские помещения – не менее $6,0 \text{ кН/м}^2$); Е1.4 (другие хранилища по техническому заданию, но не менее $7,5 \text{ кН/м}^2$); Е1.5 (помещения для хранения бумаг в офисных зданиях – $5,0 \text{ кН/м}^2$); Е1.6 (холодильники – $5,0 \text{ кН/м}^2$ на каждый метр высоты, но не менее 15 кН/м^2).

В КШ стандартная структура из тб.3 [1], обе подкатегории имеют значение $5,0 \text{ кН/м}^2$.

Горизонтальная нагрузка на перегородки и парапеты имеют одно различие в категории Е (Республики Беларусь – более 1 кН/м^2 ; КШ – более 2 кН/м^2 .)

Снеговые нагрузки

При сборе снеговых нагрузок замечены следующие различия. Коэффициент, учитывающий условия местности c_e для закрытых от ветра зданий для РБ принят 1 т.НП.2[3], для КШ $c_e = 1,2$ с. 31 [2].

Также различие было выявлено в коэффициенте сочетаний Ψ . Для Республики Беларусь $\Psi_0 = 0,6$; $\Psi_1 = 0,5$; $\Psi_2 = 0$ т.НП.1[3]. Для КШ эти коэффициенты зависят от значения снеговой нагрузки и приведены в В4.3с [2].

Выводы

После сравнения норм Республики Беларусь и КШ были выявлены различия:

Строительные нормы Республики Беларусь имеют более детальную классификацию помещений

Коэффициенты сочетаний Ψ_0 , Ψ_1 , Ψ_2 для снеговой нагрузки в КШ имеют более детальную классификацию в зависимости от величины снеговой нагрузки.

СПИСОК ИСНОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ТКП EN 1991-1-1–2016 (33020). Еврокод1. Воздействия на конструкции. Часть 1-1. Общие воздействия. Объемный вес, собственный вес, функциональные нагрузки. – Введ. 2016-02-03. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2016. – 45 с.
2. Börje Rehnström, Carina Rehnström Byggekonstruktion enligt eurokoderna, Rehnströms bokförlag, 2011.
3. ТКП EN 1991-1-3–2009 (02250). Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-3. Общие воздействия. Снеговые нагрузки. – Введ. 2009-12-10. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2009. – 48 с.

**Методика определения коэффициентов теплоотдачи
при расчете многослойной конструкции дымовой трубы**

Жерносек В. Л., Новик С. А.

Научный руководитель Гринев В. В.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Введение

На территории СНГ возведено более сотни дымовых труб различных высот каждая, и каждая из них испытывает определенное напряженное состояние. Основные факторы влияющие на это состояние – это ветер и температура. В данной работе рассмотрены температурные воздействия.

Основным предназначением дымовых труб является вывод газов (продуктов сгорания топлива). Еще одним предназначением дымовых труб является обеспечение нормальной тяги в печи, которая находится в прямом соотношении с толщиной и высотой дымоходного канала. Температура продуктов сгорания на выходе из трубы превышает 373 К (около 100 °С), что позволяет создавать в отопительной конструкции естественную тягу – путем замещения горячих слоев воздуха холодными.

В основном данные дымовые трубы рассчитаны на температуру выходящих газов 100–200 °С, но также есть отдельные сооружения, одним из примеров которых является Нафтан Битумная 2, где температура выходящих газов достигает 1200 °С, вследствие такой температуры с течением времени происходит деформация сооружения. Расчеты аэродинамического теплового режима работы дымовых труб требуются при температурном перепаде в футеровке более 80 °С, а в ж/б оболочке более 50 °С, ввиду вышеперечисленного за основу расчета была принята дымовая труба Нафтан Битумная-2 для определения температурных воздействий, чтобы затем проанализировать влияние их на изменение температуры, и сделать выводы.

На основе рабочих чертежей трубы (рис. 1) и технических характеристик строительных конструкций дымовой трубы были проведены исследования влияния коэффициентов теплоотдачи.

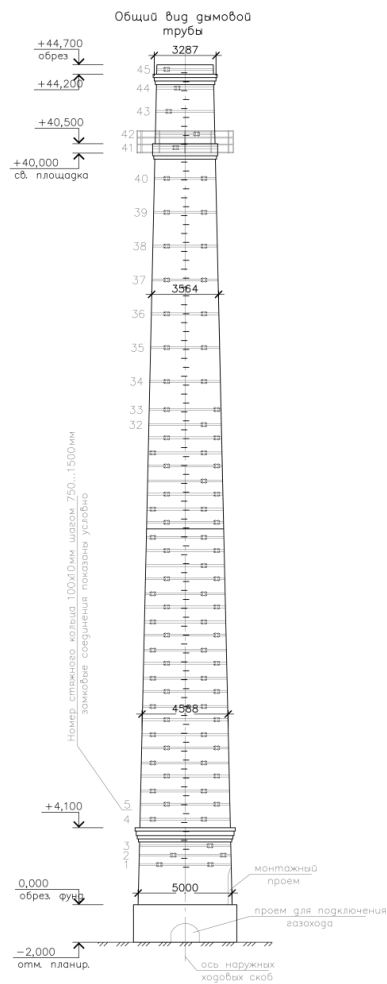


Рис. 1. Общий вид дымовой трубы

Трубу можно разделить на три характерных сечения, где несущие слои кирпича составляют 250, 380 и 510 мм. За расчетное сечение принято сечение у основания с толщиной кирпича 510 мм, так как в данном сечении наблюдаются наибольшие внутренние усилия, вызванные перепадом температуры, действием ветра и собственного веса. Характеристики сечений приведены в табл. 1. Объем уходящих газов принят $100 \text{ м}^3/\text{с}$.

Таблица 1.

Параметры дымовой трубы

Отм., м	Толщина каменной кладки, мм	Диаметр d, м	Площадь сечения, $F=\pi d^2/4$	Скорость уходящего газа, Wг, м/с
0	510	3,34	8,757	11,4
9,2	380	2,164	3,676	27,2
44,7	250	2,147	3,619	27,6

Чтобы определить влияния температуры на НДС несущей кладки, необходимо знать перепад температуры. Значение температуры в плоскостях контакта слоев конструкции определяется по следующей формуле:

$$t_i = \frac{t_r - t_n}{R} \cdot \left(\frac{1}{\alpha_r} + \sum \frac{\delta_i}{\lambda_i} \right), \quad (1)$$

где t_r - температура отводимого газа, °C;

t_n - температура наружного воздуха, °C;

R - сопротивление теплопередачи конструкции трубы, $\text{м}^2 \cdot \text{°C} / \text{Вт}$;

α_r - коэффициент теплоотдачи от газов к стенке, $\text{Вт} / (\text{м}^2 \cdot \text{°C})$;

δ_i - толщина слоя конструкции, м;

λ_i - теплопроводность слоя конструкции, $\text{Вт} / (\text{м} \cdot \text{°C})$.

Сопротивление теплопередачи R определяется по формуле

$$R = \frac{1}{\alpha_r} + \sum \frac{\delta_i}{\lambda_i} + \frac{1}{\alpha_{\text{возд}}}, \quad (2)$$

где $\alpha_{\text{возд}}$ - коэффициента теплоотдачи наружного воздуха.

Из формул (1) и (2) можно заметить, что для определения перепада температуры по слоям конструкции необходимо знать коэффициенты теплоотдачи α_r и $\alpha_{\text{возд}}$. В данной работе рассмотрены основные методы определения значений коэффициентов теплоотдачи и сравнение их влияния на перепад температуры в конструкции трубы.

Обзор методик определения коэффициента теплоотдачи от газа к стенке (α_z)

Коэффициент теплоотдачи от газов к стенке (α_z) можно определить 3 основными методами:

С помощью номограммы РУП «Белнипиэнергопром»

Для определения этого коэффициента необходимо знать скорость газов, внутренний диаметр и температуру газов. Так как данная номограмма рассчитана на температуру до 260 градусов, интерполируя была проведена линия, представленная на рис. 2 красной линией, для температуры 1200 °С и найдено значение коэффициента теплоотдачи от газа к стенке для расчетного сечения, который составил $\alpha_r = 8.14 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{С})$.

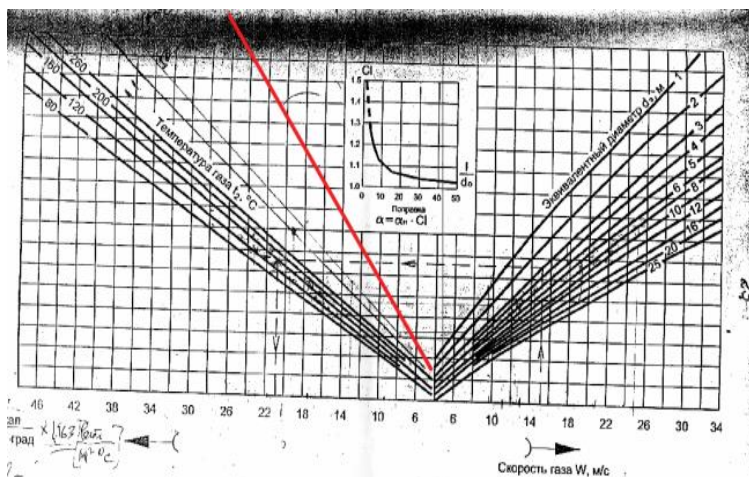


Рис. 2 Номограмма для определения коэффициента теплоотдачи от газов к стенке

На основе критериальных уравнений

$$\alpha_r = \frac{Nu \cdot \lambda_r}{d} + \alpha_{ТВ}, \quad (3)$$

где для дымового газа: λ_r (Вт/м · град) – коэффициент теплопроводности дымового газа; $Nu = 0.032 \cdot Re^{0.8} \cdot Pr^{0.3} \cdot \left(\frac{d}{L}\right)^{0.054}$ – критерий Нуссельта, здесь $Re = \frac{V_r \cdot d \cdot \rho_r}{\mu_r}$ – критерий Рейнольдса, V_r (м/с) – скорость; ρ_r (кг/м³) – плотность; L (м) – длина расчетного участка, принимается равной 10м; μ_r (Н · с/м²) – коэффициент

динамической вязкости; $Pr = \frac{\mu_r \cdot c_p}{\lambda_r}$ – критерий Прандтля; c_p (Дж/кг · град) – изобарная теплоемкость; d (м) – внутренний диаметр газоотводящего ствола; $\alpha_{те}$ (Вт/м² · град) – коэффициент тепловосприятости внутренней стенки футеровки, контактирующей с отводящими газами, принимаемый равным 8 Вт/м² · град.

Согласно вышеописанным условиям был получен коэффициент теплоотдачи от газа к стенке для расчетного сечения с помощью Mathcad, и который составил $\alpha_g = 22,85$ Вт/(м²·°C).

С помощью упрощенной формулы согласно В. Г. Сатянову

$$\alpha_g = \left(8 + \frac{160}{(t_g + 273)^{0.563}} \cdot \frac{W^{0.8}}{d^{1.746} \cdot L^{0.054}} \right), \quad (4)$$

где W (м³/с) – объем отводимого газа.

В результате чего было получено с помощью Mathcad, что $\alpha_g = 19,28$ Вт/(м²·°C).

Обзор методик определения коэффициента теплоотдачи наружного воздуха ($\alpha_{возд}$)

Для получения коэффициента теплоотдачи наружного воздуха ($\alpha_{возд}$) можно воспользоваться двумя основными способами:

С помощью нормативного документа[3]

Согласно ТКП 45-2.04-43-2006 $\alpha_{возд} = 23$ Вт/(м²·°C).

В зависимости от расстояния между уровнем земли и рассматриваемым сечением

Согласно формуле (1):

$$\alpha_{возд} = 23 \cdot Z^{0.062}, \quad (5)$$

где Z (м) – расстояние от поверхности земли до рассматриваемого сечения трубы.

Для расчетного сечения при $Z = 9,2$ м – $\alpha_{возд} = 26,4$ Вт/(м²·°C).

Определение влияние коэффициентов теплоотдачи на несущую кладку дымовой трубы

Для определения влияния коэффициентов на перепад температуры в кладке были приняты минимальные и максимальные значения коэффициентов полученных ранее:

1) $\alpha_c = 8,14$ Вт/(м²·°C) и $\alpha_{возд} = 23$ Вт/(м²·°C).

2) $\alpha_c = 22,85$ Вт/(м²·°C) и $\alpha_{возд} = 26,4$ Вт/(м²·°C).

Дальнейшие вычисления были проведены с помощью Excel и сведены в таблицы 3 и 4.

Пункты 1–3 и 5–8 табл. 3, 4 получены на основании характеристик трубы. Пункты 4 и 13 получены на основании вышеприведенных расчетов. Пункты 9–12 – это теплопроводность слоя конструкции. Пункты 14, 15, 17–23 получены согласно формуле (1).

Таблица 3.

Расчет температур на слоях конструкции трубы
для первого варианта

№ п/п	Параметры, обозначения	Размер- ность	Велич- ины
1	Температура дымовых газов, t_g	°C	1200
2	Температура наружного воздуха, $t_{н.в.}$	°C	-25
3	Скорость газов, $Wг$	м/с	11,4
4	Коэффициент теплоотдачи от газов к стенке, α_g	Вт/м ² °C	8,14
5	Толщина футеровки из шамотного огнеупорного кирпича, $\delta_{кк}$	м	0,12
6	Толщина диатомового кирпича, $\delta_{д}$	м	0,12
7	Толщина мин. ваты	м	0,08
8	Толщина кирпичной стенки, $\delta_{к}$	м	0,51
9	К-т теплопроводности шамотного огнеупорного кирпича, $\lambda_{кк}$	Вт/м°С	0,84
10	То же диатомового кирпича	Вт/м°С	0,2
11	То же мин ваты, $\lambda_{кг}$	Вт/м°С	0,06
12	То же кирпичной стенки, $\lambda_{об}$	Вт/м°С	0,81
13	К-т теплоотдачи $\alpha_{возд}$ от наружной поверхности несущего слоя	Вт/м ² °C	23
14	Разность температур «газ-стенка», $\Delta tг$	°C	52,4
15	Температура внутренней поверхности футеровки, t_1	°C	1147,6
16	Тепловой поток через ограждающие конструкции, $q = \alpha г \cdot \Delta tг$	Вт/м ²	426,51
17	Температура внешней поверхности футеровки, t_2	°C	1086,67
18	Температура внутренней поверхности диатомового кирпича, t_2	°C	1086,67
19	Температура внешней поверхности диатомового кирпича, t_3	°C	830,77
20	Температура внутренней поверхности мин. ваты, t_3	°C	830,77
21	Температура внешней поверхности мин. ваты, t_4	°C	262,09
22	Температура внутренней поверхности кирпичной стен, t_4	°C	262,09
23	Температура внешней поверхности кирпичной стенки, t_5	°C	-6,46
24	Перепад температур в футеровке, $\Delta tф$	°C	60,93
25	Перепад температур в несущей кладке, $\Delta tк$	°C	268,54

Таблица 4.

Расчет температур на слоях конструкции трубы
для второго варианта

№ п/п	Параметры, обозначения	Размер- ность	Велич- ины
1	Температура дымовых газов, t_r	$^{\circ}\text{C}$	1200
2	Температура наружного воздуха, $t_{н.в.}$	$^{\circ}\text{C}$	-25
3	Скорость газов, W_r	м/с	11,4
4	Коэффициент теплоотдачи от газов к стенке, α_r	$\text{Вт/м}^2\text{ }^{\circ}\text{C}$	22,85
5	Толщина футеровки из шамотного огнеупорного кирпича, $\delta_{кк}$	м	0,12
6	Толщина диатомового кирпича, $\delta_{д}$	м	0,12
7	Толщина мин. ваты	м	0,08
8	Толщина кирпичной стенки, $\delta_{к}$	м	0,51
9	К-т теплопроводности шамотного огнеупорного кирпича, $\lambda_{кк}$	$\text{Вт/м}^{\circ}\text{C}$	0,84
10	То же диатомового кирпича	$\text{Вт/м}^{\circ}\text{C}$	0,2
11	То же мин ваты, $\lambda_{кг}$	$\text{Вт/м}^{\circ}\text{C}$	0,06
12	То же кирпичной стенки, $\lambda_{об}$	$\text{Вт/м}^{\circ}\text{C}$	0,81
13	К-т теплоотдачи $\alpha_{возд}$ от наружной поверхности несущего слоя	$\text{Вт/м}^2\text{ }^{\circ}\text{C}$	26,4
14	Разность температур «газ-стенка», Δt_r	$^{\circ}\text{C}$	19,23
15	Температура внутренней поверхности футеровки, t_1	$^{\circ}\text{C}$	1180,77
16	Тепловой поток через ограждающие конструкции, $q = \alpha_r \cdot \Delta t_r$	Вт/м^2	439,47
17	Температура внешней поверхности футеровки, t_2	$^{\circ}\text{C}$	1117,99
18	Температура внутренней поверхности диатомового кирпича, t_2	$^{\circ}\text{C}$	1117,99
19	Температура внешней поверхности диатомового кирпича, t_3	$^{\circ}\text{C}$	854,31
20	Температура внутренней поверхности мин. ваты, t_3	$^{\circ}\text{C}$	854,31
21	Температура внешней поверхности мин. ваты, t_4	$^{\circ}\text{C}$	268,35
22	Температура внутренней поверхности кирпичной стен, t_4	$^{\circ}\text{C}$	268,35
23	Температура внешней поверхности кирпичной стенки, t_5	$^{\circ}\text{C}$	-8,35
24	Перепад температур в футеровке, $\Delta t_{ф}$	$^{\circ}\text{C}$	62,78
25	Перепад температур в несущей кладке, $\Delta t_{к}$	$^{\circ}\text{C}$	276,7

Конструкция трубы состоит из шамотного огнеупорного кирпича, диатомового кирпича, минеральной ваты и обычного кирпича. Расчетное сечение трубы расположено в основании, где толщина несущей кладки составляет 510 мм. По данным расчета было построено температурное поле для конструкции трубы на рис. 3.

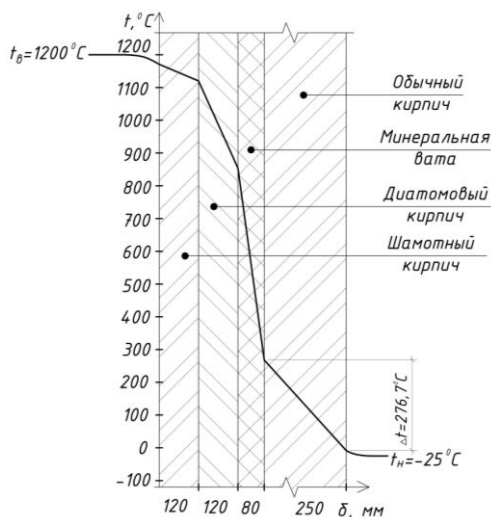


Рис. 3. Температурное поле для конструкции трубы согласно табл. 4

Результаты анализа полученных перепадов п. 25 табл. 3 и п. 25 табл. 4 показал, что перепад температуры составил для первого варианта $\Delta t_{\text{к}} = 268,54 ^\circ\text{C}$, а для второго варианта $\Delta t_{\text{к}} = 276,7 ^\circ\text{C}$. Соответственно можно сделать вывод, что во втором варианте менее благоприятные условия для НДС кладки, так как температурные напряжения напрямую зависят от перепада температуры.

Таким образом, при расчете труб на температурные воздействия для определения коэффициента теплоотдачи от газов к стенке ($\alpha_{\text{г}}$) рациональнее использовать критериальные уравнения, а для получения коэффициента теплоотдачи воздуха $\alpha_{\text{возд}}$ формулой (5). Так как при их использовании перепад температуры принимает максимальное значение.

Согласно полученным результатам можно отметить, что с увеличением значений коэффициентов теплоотдачи, увеличивается перепад температуры в несущем слое.

Так же необходимо отметить, что коэффициент теплоотдачи от газов к стенке ($\alpha_{\text{г}}$) согласно формуле (4) можно определить на основе параметров, непосредственно определяемых при экспертизе.

Выводы

1. Оптимизирована методика по определению коэффициента теплоотдачи.
2. Проработан алгоритм расчета в табличной форме по определению температуры в любой точке сечения трубы.
3. Выполнен расчет в программном комплексе Mathcad для определения коэффициентов теплоотдачи от газа к стенке.
4. Выполнен сравнительный анализ полученных данных.
5. Полученные результаты дают возможность определить перепады температур в сечениях трубы, используя различные способы получения коэффициентов теплоотдачи.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Сатьянов, В.Г. «Методика расчета нагрузок, прочности и ресурса стволов дымовых и вентиляционных промышленных труб».
2. Михеев, М.А., Михеева, И.М. «Основы теплопередачи».
3. Строительная теплотехника. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-2.04-43-2006.
4. Номограмма для определения коэффициента теплоотдачи конвекцией от газа к стенке, разработанная РУП «Белнипиэнергопром».
5. Строительная теплотехника. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-2.04-43-2006.
6. Чиркин, В.С. Теплофизические свойства материалов ядерной техники. – М.: Атомиздат, 1967. – 474 с.

УДК 624

К вопросу исторического зарождения, развития и освоения подземного пространства

Жолнерович О. Н.

Научный руководитель Ловыгин А. Н.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Самую яркую характеристику архитектуры первобытного человека, проживавшего на равнинной местности, дает изучение

дошедших до настоящего времени поселений, в которых имелось много заглубленных или засыпных сооружений. В суровую ледниковую эпоху людям приходилось возводить теплые землянки и полуземлянки, которые были разделены на несколько помещений. Иногда полы в землянках были вымощены камнем.

В качестве материала для перекрытия при отсутствии леса использовали бивни мамонтов и их кости. Аналогичные поселения найдены под Курском.

До настоящего времени сохранились скифские архаические подземные жилища на р. Буг близ г. Николаева, относящиеся к IV–III вв. до н. э., оно представляет собой группу овальных в сечении ям глубиной около 3 м., соединенных между собой проходами. Ямы вырытые в лессовых грунтах, имеют сужение кверху. Центром всего поселени является большой колодец глубиной около 4,5 м.

На равнинных территориях России, Украины и Беларуси известны поселения восточных славян, относящиеся к V–VI вв. н. э. В результате раскопок установлено, что в нижней части территории расположения восточнославянского региона все жилища строили из дерева – столбовой, а затем срубовой конструкции. Стены их снаружи обваловывали грунтом, пол углубляли ниже уровня земли. Встречаются постройки различной формы и конструкции. Аналогичные засыпные сооружения известны во многих регионах земного шара [1].

Размер прямоугольной формы жилищ типа землянок обычно был около 4×4 м. Строение не имело окон, вход в него располагался с южной стороны.

Культовые места восточных славян представляли собой открытые площадки, где горели священные костры и стояли идолы. Захоронения этого времени представлены ямами и курганами.

Отсутствие камня не позволяло делать в курганах гробничные помещения, поэтому обычно тело умершего только окружалось рядом камней или укладывалась на подстилку из них. Но встречаются захоронения, внутри которых погребальные камни выполнены в виде срубов, перекрытых досками и брусьями. Аналогичные захоронения можно наблюдать на равнинных территориях Америки. Конечно, говорить о долговечности таких конструкций и специальных мерах защиты от атмосферных воздействий в этом случае нельзя, но иногда при входе в камеру устраивали небольшой порожек,

который предохранял ее от затопления дождевыми водами. Превентивные меры защиты от воды наблюдаются при выборе местности и места захоронения. Старались учитывать рельеф и структуру залегающих пород.

До X в. практически все строительство осуществлялось из дерева, которое использовалось для устройства стен и перекрытий землянок, и не могло сохраняться длительное время. Использование камня и кирпича началось с конца X века и этот процесс можно примерно датировать временем принятия христианства. К этому же периоду можно отнести и появление подземных сооружений, полученных при добыче камня.

На территории Киевской Руси, по данным летописи, подземные сооружения культового характера появились в X-XI вв.. В XI в. близ села Берестово загородной резиденции великих Киевских князей, на двух больших холмах и во впадине между ними был основан монастырь, который получил название «Печерский» – от пещер, где обосновались его первые обитатели – монахи Антоний и Феодосий. Пещеры расположенные в пригороде Киева (Лаврские), являются памятниками подземного зодчества всей Руси. Строители отрывали их в лессовых грунтах, залегающих горизонтальными и наклонными пластами.

Первой крупной подземной постройкой можно считать церковь Рождества Богородицы в Дальних пещерах. Со временем подземные помещения – штольни, кельи, церкви появились в Ближних пещерах, находящихся под ближним холмом.

В XII веке вокруг монастыря были построены каменные крепостные стены, которые далее перестраивали и укрепляли. Одновременно с монастырскими стенами была проведена и система подземных ходов. Эти выработки имели высоту ~ 2 м. и ширину ~ 1.2 м., были обложены кирпичом; через 1.7 м. в них в шахматном порядке были расположены ниши («слухи»), которые не закреплялись кирпичом: они предназначались для прослушивания, а также для рытья встречных для противника подкопов. Ходы рыли на глубине около 7 м., располагали их под подошвой фундаментов и стен.

Пещеры на протяжении своего существования много раз перестраивались. В них отрывали новые выработки и погашали старые, строили подземные церкви и ниши для захоронения.

Постройки выполнены в слое желтого лесса, мощность которого составляет 6–8 м. Особенностью сухих лессовых грунтов является гигроскопичность, которая наряду с постоянной температурой 10–12 °С способствовала естественной мумификации умерших.

Сооружение представляло собой закольцованный лабиринт подземных выработок длиной ~ 220 м., расположенный на глубине от 5 до 20 м. Ширина выработок составляет 1–1.5 м., а высота 2–2.5 м. В пещерном комплексе имелось два входа, что способствовало вентилируемости помещений. Стены и потолки во многих местах обложены кирпичом, оштукатурены и покрашены. В середине XVIII в. пол некоторых помещений был вымощен чугунными плитами.

В Ближних пещерах расположены три церкви: Антониевская (XI в.), Введенская (XI в.) и Варламовская (XVII в.).

Дальние пещеры, как и Ближние, упоминаются в «Повести временных лет» и носят название «Феодосиевых», по имени одного из основателей монастыря, Феодосия. Они, как и Дальние, представляют собой закольцованный лабиринт выработок аналогичного сечения и состоят из ходов, келий, камер и выходов. В них имеется 45 захоронений и расположены три церкви: Рождества Богородицы, Феодосиевская и Благовещенская.

Одно из ответвлений Дальних пещер носит название Варяжских и уже в XI в. упоминается как заброшенные.

Варяжские пещеры ближе к Днепру и отличаются от Дальних тем, что не имеют подземных церквей и ниш для захоронения. Такое их название происходит от варяжских купцов, которые плавали торговым путем «из варяг в греки» или с разбойниками - варягами, которые грабили купцов, путешествующих этим торговым путем.

Дальние пещеры имеют длину до 280 м, расположены в лессах на глубине от 5 до 20 м; ширина выработок 1,2 м, высота – около 2 м. Дальние пещеры, так же как и Ближние имеют два входа.

Кроме главных, Лаврских, пещер в Киеве и его окрестностях имеется много других, среди которых следует отметить Гнилецкую или Пироговскую, Кирилловскую и Межигорскую.

На территории Центральной России, где имеются благоприятные горно-геологические условия, также встречается большое количество подземных сооружений, но построенных в более позднее

время. Особенно широко они представлены культовыми постройками, такими как церкви и монастыри в Воронежской, Курской, Белгородской, Пензенской и других областях, где их строили в выходах меловых и известняковых плотных и устойчивых отложений.

Христианские подземные монастыри России возводились в более позднее время (XVII – XIX вв. н. э.) и отличались асимметрией и аритмией планов подземных выработок, что связано с местным изменением горно-геологических условий и низкой квалификацией производителей работ. Часто сооружения размещались на нескольких уровнях. Например, комплекс Ильинского пещерного монастыря в Болдинской горе вблизи Чернигова располагался на четырех ярусах. Нижний ярус предназначался для некрополя. Галереи этого яруса постепенно, по мере захоронения в них покойных, поднимались вверх. Общая протяженность жилых галерей достигала 300 м. Аналогичная технология захоронения характерна и для римских катакомб.

В Троицко-Скановом монастыре (Пензенская обл.) подземный монастырский комплекс имел доминирующий сводчатый, с колоннами церковный объем, из которого радиально выходили галереи с кельями монахов, расположенные в трех ярусах. Общая протяженность выработок составляла ~ 700 м. Похожее расположение помещений можно увидеть в подземных буддийских монастырях в Индии и Китае.

Культовые подземные сооружения Воронежской области могут быть представлены постройками Дивногодского монастыря.

Подземных инженерных сооружений найдено немного. Однако некоторые из них имеют очень интересную конструкцию. Например, в пригороде г. Ольвия найдено хранилище питьевой воды. Оно расположено в углу двора жилого дома и имеет в плане круглую, а в разрезе грушевидную форму. Глубина заложения емкости 5,9 м. Стены внутри покрыты штукатуркой, верхняя часть ее окружена бутовой кладкой высотой 1,25 м. Углубление в нижней части резервуара предназначено для скопления осадка [2].

Кроме культовых и инженерных гидротехнических построек, возведенных под влиянием греческой и римской архитектуры, на территории Причерноморья имеются подземные сооружения, построенные в более позднее время и не имеющие значительного сре-

диземноморского влияния. Это жилые, инженерные и оборонительные, а также культовые объекты. Большое количество подобных построек пещерной архитектуры находится в Крыму. Они представлены многоярусными техногенными комплексами и их создание приурочено к V–VI вв. н. э.

Наиболее древние подземные сооружения находятся в Черкас-Кермене, где в скалах на нескольких этажах расположено множество пещер в виде отдельных камер. Форма их в плане овальная или прямоугольная. Высота помещений незначительная и не превышает 2.5 м. Породы, в которых они построены, хорошо разрабатываются, плотные, не пропускают воду.

Подземные сооружения возводились в основном в меловых отложениях, известняках, известковых песчаниках. Отмечая характерные особенности подземной архитектуры на территории Древней Руси, следует выделить, что ее развитие происходило в рамках традиционных для общего развития технических и технологических решений. Капитальное строительство в основном приурочено к принятию христианства и имело глубокие византийские корни [3].

СПИСОК ИСНОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ.

1. Раппопорт, П. А. Древнерусская архитектура. – СПб.: Стройиздат, 1993.
2. Всеобщая история архитектуры: – В 2-х т. – М.: Изд-во академии архитектуры СССР, 1948.
3. Шилин, А. А. Освоение подземного строительства. – М.: Изд-во Московского государственного университета, 2005.

Применение трубобетонных конструкций в зданиях и сооружениях

Казютина М. Н.

Научный руководитель Зверев В. Ф.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Первые публикации о применении металлических труб, заполненных бетоном, появились в начале прошлого столетия, причем в начале полагали, что бетон препятствует развитию коррозии на внутренней поверхности трубчатых колонн. С этой целью в 1902 г. в Париже Джонс Севел провел испытания стальной трубы, заполненной бетоном с целью препятствия развитию коррозии. При испытаниях же оказалось, что несущая способность трубобетонной колонны на 25 % выше, чем суммарная несущая способность трубы и бетонного сердечника, испытанных по отдельности.

После того, как было обнаружено значительное повышение несущей способности трубобетонных колонн при случайной перегрузке, трубобетон начали широко применять.

Опыт применения трубобетона в Европе и Австралии

В первых сооружениях с использованием трубобетона применялось многотрубное армирование, при котором несущим элементом был пакет из трубобетонных стержней малого диаметра. Примером использования многотрубных пакетов является арочный мост пролетом 9 м в восточном предместье Парижа, построенный в 1931 г. (рис. 1). Две арки этого моста состоят каждая из шести труб диаметром $60 \times 3,5$ мм, заполненных бетоном.

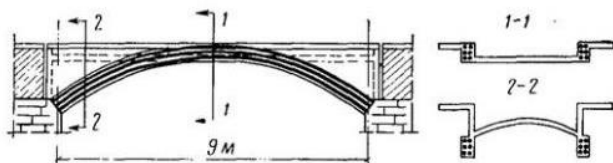


Рис. 1. Мост в предместье Парижа

Во Франции трубобетон использован в качестве стоек каркасов многоэтажных жилых и общественных зданий, например в первом небоскребе в Париже – жилом доме на ул. Крулебарб, в административном здании на ул. Жофре. В здании размером 24×24 м лаборатории научно-исследовательского института в г. Ольное колонны выполнены из труб цилиндрической и призматической формы, заполненных бетоном: в центральной части здания колонны цилиндрические из труб диаметром 216 мм, по периметру здания колонны призматические квадратного сечения 100×100 мм. Применение этой системы монотрубобетона снизило расход стали на стойки каркаса до 40 %.

В Италии в Риме построена 8-этажная гостиница, стойки каркаса которой выполнены из трубобетона. Стойки имеют переменное сечение, уменьшающееся кверху.

В Бельгии при строительстве дока были использованы фермы пролетом 13 м с параллельными поясами. Верхние пояса и стойки ферм выполнены из труб, заполненных бетоном, остальные элементы – из швеллеров и уголков. Расход стали на сжатые элементы ферм снижен на 40%.

При проектировании здания мэрии г. Вупперталь (Германия) решалась проблема создания практически не разрушаемых несущих колонн, что и было сделано путем использования двойных трубобетонных колонн, у которых диаметр внешней трубы был равен 558 мм при толщине стенки 12,5 мм, а диаметр внутренней трубы равен 406,4 мм при толщине стенки 17,5 мм. При такой конструкции трубобетонной колонны потеря ею несущей способности практически исключена, так как даже при сильном пожаре и повреждении наружной трубы нагрузку будет воспринимать бетонный сердечник и внутренняя труба.

Особый интерес вызывает построенная во Франкфурте (Германия) 62-этажное здание коммерческого банка – Commerzbank (рис. 2). Это здание является наиболее высоким в Европе (его высота составляет 252,7 м, полезная площадь – 70 тыс. строительный объем – 250 тыс.).



Рис. 2. Коммерческий банк, г. Франкфурт

Основу каркаса здания коммерческого банка составляет жесткое ядро из трех с внешним армированием сталебетонных колонн треугольного поперечного сечения. Размер грани таких колонн 1,4 м, колонны изготовлены из стали St-460 и заполненные бетоном класса В65. В ядро жесткости входят также три сталебетонных мегаподпоры размером 7,8×1,2 м. Для этих подпор применена сталь St-52, высокопрочный бетон класса В65, а также около 200 арматурных стержней 28 Bst-500 S. Безусловно, это сооружение является уникальным как по конструктивному решению, так и по сроку выполнения, который был всего три года.

Также заслуживает внимания возведенное в Берлине производственное здание известной немецкой фирмы Сименс (Der Neubau der Siemens AG Vehrkehrstechnr in Berlin-Treptow). Это здание высотой почти 22 м, сетка колонн – 14,4 м, полезная нагрузка на перекрытия – до 30 кН/м². Основу каркаса составляют несущие сталебетонные колонны из труб диаметром 910 мм и толщиной стенки 12,5 мм, изготовленные из стали St 37-2 и заполненные бетоном класса В45. Ригели каркаса изготовлены из стальных профилей HEA 300, 600 с бетоном в сжатой зоне.

Особенно удачно решена конструкция узлов соединения круглых трубобетонных колонн с двутавровых ригелями. Для осу-

ществления узлового соединения колонн с ригелями использована вставка из трубы квадратного сечения, заполненная бетоном. Такая на первый взгляд простая конструкция позволяет без особых проблем выполнять это достаточно сложное соединение.

Особое место принадлежит использованию в Германии сталебетонных конструкций в мостостроении. Например, общеизвестный мост через реку Эльбу пролетом 178 м, арочный мост через автобан А-96 Мюнхен Линдау пролетом 70,2 м, а также целый ряд мостов в Гамбурге, в которых с успехом в течение длительного времени эксплуатируются сталежелезобетонные конструкции.

В Австралии первое здание высотой 46 этажей с применением трубобетона было построено в 1990 г. в Мельбурне. Ядро здания образовано сталебетонными центральными шахтами, а по контуру здания размещены 24 трубобетонные колонны, состоящие из секций длиной 8 м (рис. 3). На внутренней поверхности в концах каждой секции приварены кольца для обеспечения совместной работы стальных оболочек и бетонных сердечников. Причем прочность бетона в сердечнике снижалась от 70 МПа на нижних этажах до 30 МПа на верхних этажах.

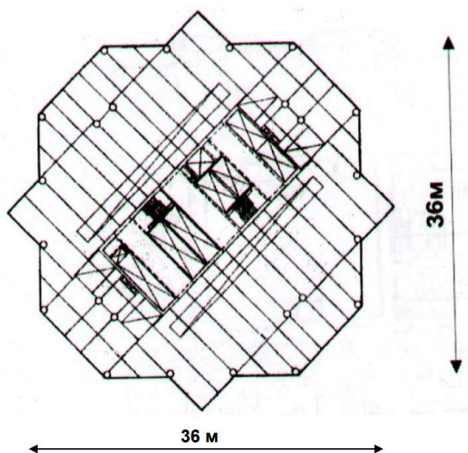


Рис. 3 – План жилого здания с трубобетонными колоннами в г. Мельбурне, Австралия

Опыт применения трубобетона в Китае и Японии

Наиболее широко в последние десятилетия трубобетон начал применяться в КНР, где создана нормативная база его применения в строительстве. Опыт китайских строителей во многом базируется на научных работах российских, украинских и белорусских инженеров и ученых. В период с 1991–2001 гг. были построены более 30 высотных зданий и 120 мостов с применением таких конструкций. По данным в настоящее время КНР построено более 100 небоскребов и ежегодно возводятся около 100 высотных зданий в 30–40 этажей с вертикальными несущими конструкциями из трубобетонных элементов.

Среди них здание небоскреба на площади Сайгэ в Шэньчжэне – оно является на сегодняшний день самым высоким в мире зданием с каркасом из трубобетона. В наземной части – 72 этажа, в подземной – 4, общая высота составляет 291,6 м, общая площадь здания превышает 160 тыс. кв. м. Это многофункциональное комплексное сооружение, спроектированное и построенное с учетом допустимости семибалльного землетрясения.

В Китайской Народной Республике из трубобетона изготавливали колонны при строительстве станций Пекинского метрополитена. В дальнейшем трубобетонные колонны с металлической оболочкой и сердечником из высокопрочного бетона начали широко применяться при строительстве высотных зданий. К 2000 г. в Китае уже было построено более 40 небоскребов с трубобетонными каркасами. Примером является построенное в 1999 г. здание «SEG Plaza», которое состоит из 72 наземных и 4 подземных этажей и имеет высоту 291,6 м (рис. 4). Здание рассчитано на действие 7-балльного землетрясения. Несущими элементами здания служат расположенные по периметру здания 16 массивных трубобетонных колонн, и 28 трубобетонных колонн меньшего диаметра, которые образуют центральный ствол. Считается, что на сегодняшний день «SEG Plaza» – самое высокое здание, построенное с применением трубобетона.



Рис. 4. Построенное с использованием трубобетона
72-этажное здание «SEG Plaza».

В 2010 г. в Гуанчжоу было построено одно из самых высоких сооружений мира – телевизионная башня «Canton Tower» высотой 600 м, имеющая криволинейную форму гиперboloида, которая может быть получена из прямолинейных элементов. Идею получения криволинейных гиперboloидных конструкций из прямолинейных элементов в свое время выдвинул и реализовал на строительстве Шаболовской башни выдающийся русский инженер Шухов В. Г. На телебашне в Гуанчжоу эта идея была весьма плодотворно реализована с использованием прямолинейных трубобетонных конструкций (рис. 5). Особенностью такой конструкции башни является также и то, что в силу сквозной конструкции и обтекаемости и самой конструкции и ее элементов (рисунок 6) ветровые потоки проходят сквозь конструкцию без образования завихрений, что обеспечивает сохранение устойчивости башни в условиях действия тайфунов.



Рис. 5. Криволинейная форма башни, полученная из прямолинейных трубобетонных элементов.

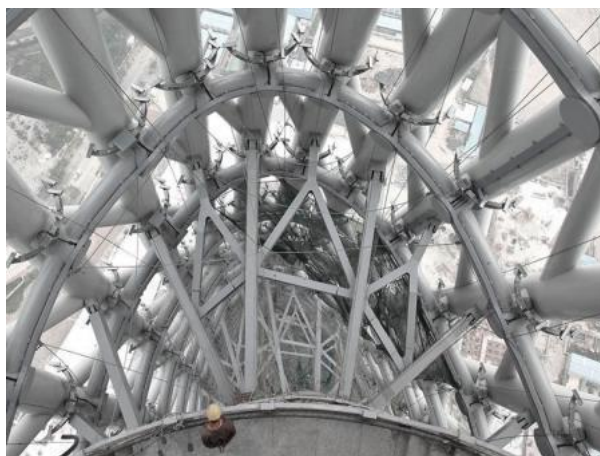


Рис. 6. Сквозная конструкция телебашни, уменьшающая ее ветровое сопротивление.

В настоящее время телебашня в Гуанчжоу является самым высоким сооружением в Китае. В Китае за последние десять лет было построено более 40 небоскребов с применением трубобетонных каркасов.

В Японии в городе Кавагучи, недалеко от Токио, было построено здание высотой 185,8 м, состоящее из 57 этажей. Несущий каркас здания выполнен из трубобетона, причем диаметр труб с 1 по 21 этаж равен 812,8 мм при толщине стенки от 22 до 40 мм, прочность бетона на этом участке составляла 60 МПа; диаметр труб с 22 по 42 этаж равен 711,2 мм при толщине стенки от 12 до 28 мм, прочность бетона равна 54 МПа, и диаметр труб с 43 по 55 этаж составляет 609,6 мм при толщине стенки от 12 до 22 мм и прочности бетона 48 МПа.

Соединения между трубобетонными колоннами и Н-образными балками часто используются в Японии. Соединение изготавливается на заводской сварке, а балки крепятся болтами к кронштейнам на месте. В случае соединений, использующих внутренние и проходные диафрагмы, диафрагменные пластины располагаются внутри трубки и имеют отверстие для бетонной отливки. Стальной кольцевой ребра жесткости используется для круглой трубобетонной колонны. В этом случае внутри кольцевого элемента жесткости внешней диафрагмы нет препятствий, который могли бы препятствовать гладкому литью бетона. Бетонное литье, как правило, выполняется трубой Tremie или методом накачки. Однако недостаточное уплотнение бетона может создать слабую точку в системе, особенно при наличии внутренних и проходных диафрагм, где литье бетона под диафрагмой может вызвать разрыв между бетоном и сталью. В настоящее время нет способа обеспечить компактность или устранить этот недостаток. Для компенсации в строительстве используется высококачественный бетон с низким содержанием воды и суперпластификатор для повышения удобоукладываемости.

В Японии применение трубобетона позволило увеличить объем строительства жилья. Высотное здание в 57 этажей высотой 185,8 м построено в г. Кавагучи, недалеко от Токио. Площадь участка застройки составила 1982 м², общая площадь здания 66057 м², в нем расположены 650 квартир (рис. 7.). Основой здания является каркас из трубобетона, стальные трубы с 1-го по 21-й этаж имеют диаметр 812,8 мм толщиной стенки 22–40 мм, с 22-го по 42-й этаж – диаметр 711,2 толщиной стенки 12–28 мм, с 43-го по 55-й этаж – 609,6 толщиной стенки 12–22 мм. По прочности бетон внутри труб, соответственно, составлял: 60; 54 и 48 мПа. Стальные трубы делятся на секции на каждом этаже. Бетон подавался с верхней части труб сво-

бодным падением. Перекрытие заполняли бетоном по этажам. Строительство высотного здания заняло 15 месяцев.

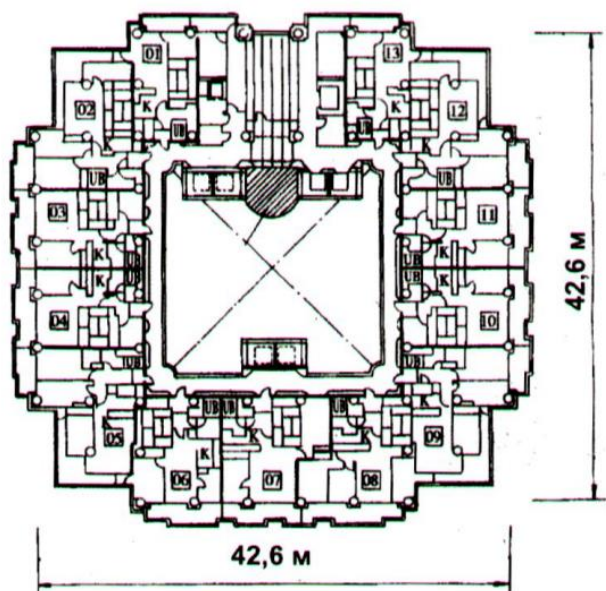


Рис. 7. План высотного жилого высотного здания с трубобетонными колоннами в г. Кавачуги, Япония

Японскими специалистами фирмы «Симидзу» в начале 90-х годов разработано новое конструктивное решение трубобетонных колонн, в которых отсутствует сцепление между бетоном и стальной трубчатой облойкой посредством предварительной смазки внутренней поверхности стальной трубы запатентованным составом, способствующим скольжению бетона относительно стенок в процессе деформирования конструкции. При этом нагрузка, приложенная к колонне, передается только на бетонное ядро с помощью распределительной плиты, входящей внутрь металлической трубы, тем самым стальная оболочка не вовлекается в работу на сжатие, а испытывает только растягивающие усилия в кольцевом направлении. Таким образом, возникают наиболее благоприятные условия для оптимального использования прочностных свойств двух материалов: высокой прочности бетона на сжатие, и стали на растяжения.

Результаты экспериментальных исследований и сопоставительный технико-экономический анализ показали, что разработанная трубо-бетонная конструкция для колонн 50-этажного здания позволяет снизить их стоимость на 20–40% по сравнению с железобетонными колоннами и снизить площадь поперечного сечения трубобетонных колонн в два раза.

В Японии, по сравнению с Китаем, технология создания трубо-бетонного элемента совершенно иная. Внутри стальной трубы помещают полимерный чулок. Таким образом изолируют бетон от стальной трубы и заливают бетон в стальную трубу с изоляцией. В Японии считают, что трубобетон показывает более высокие характеристики в том случае, когда у него нет контакта с металлом.

Опыт применения трубобетона в США

В 1970 г. американской фирмой «Skilling Word Magnusson Berkshire Inc.» была разработана особая конструктивная схема возведения высотных зданий, основанная на использовании трубобетонных конструкций из стали и заполнителя из сверхвысокопрочного бетона. Эту систему называли «SWMB» по первым буквам названия фирмы. Она была применена при возведении 58-этажного административного здания «Two Union Square» в Сиэтле (США) (рис. 8.) Высота здания 230,7 м, год постройки – 1988. Основные несущие конструкции здания представляют собой четыре трубобетонных колонны, а по контуру здания располагаются еще 14 трубобетонных колонн диаметром от 910 мм до 1360 мм нижней части и до 410 мм в верхней части. Использование трубобетонных колонн позволило уменьшить затраты на строительство на 30 % по сравнению с вариантом с применением железобетонных колонн, а расход металла составил 58 кг на один квадратный метр по сравнению с обычно затрачиваемыми для таких зданий 122 кг металла на один квадратный метр. Причем скорость сооружения трубобетонного каркаса высотного здания составляла четыре этажа в неделю.



Рис. 8. Здание «Two Union Square»

С использованием такой эффективной конструктивной схемы, основанной на использовании трубчатых оболочек, заполняемых сверхвысокопрочным бетоном, в Соединенных Штатах было построено более десятка высотных зданий.

Опыт применения трубобетона в России

В 1936 г. под руководством академика Г. П. Передерия был сооружен мост пролетом 101 м через р. Неву в Санкт-Петербурге, в котором применена известная схема безраскосной фермы. Крупногабаритный пакет из 40 труб диаметром 140×5 мм использован в качестве верхнего параболического пояса пролетного строения. Трубы изготовлены из малоуглеродистой стали марки Ст5. На 1 м² поперечного сечения арки приходится 104 м пролета, что почти в два раза больше, чем у других подобных мостов. Впоследствии система пакетного трубобетона не применялась из-за сложности изготовления.

Началом широкого развития трубобетонных конструкций следует считать появление монотрубной системы. В 40-х годах профессор В. А. Росновский предложил использовать в качестве конструктивного элемента мостов одну тонкостенную стальную трубу, заполненную бетоном, и в ряде проектов показал ее преимущества по сравнению с обычными решениями. Им были предложены

различные конструкции мостов с применением такого решения, а впоследствии по одному из этих предложений был построен железнодорожный мост через р. Исеть вблизи г. Каменск-Уральского. Применение трубобетона в соте на р. Исеть снизило стоимость строительства на 20 % и позволило сэкономить 52 % стали.

Главный речной пролет моста перекрыт сквозной аркой пролетом 140 м и стрелой подъема 22 м. Высота арочных ферм на среднем участке – от 1/4 до 3/4 пролета – одинакова и равна 6 м. На концевых участках пояса очерчены по двум параболам, сближающимся к опорным узлам. Расстояние между арочными фермами составляет 7 м, т. е. 1/20 пролета. Длина панелей арки 6,083 м.

Пояса арок выполнены из труб диаметром 820×13 мм, изготовленных из стали марки Ст3, заполненных бетоном марки 350. Трубы имеют в стыках фланцевые соединения на болтах. Элементы решетки, т. е. раскосы и стойки, металлические двутаврового сечения.

В России считается, что можно применять ржавые трубы. Это вариант, когда вместо полимерных прослоек, которые используют японцы, работает ржавчина как демпфирующий слой. Потому что процесс ржавления не продолжается в трубобетоне, там цементный камень работает как ингибитор, он закрывает кислород.

В России примером применения трубобетонных конструкций в промышленных зданиях стало производственное здание Семилукского завода огнеупоров с применением стоек рам из трубобетонных стержней диаметром 114 мм и толщиной стенки 4 мм. Оно наглядно демонстрирует экономический эффект. Масса отдельной несущей стойки снизилась более чем в 6 раз, их стоимость в 3,5 раза, а расход металла в 1,5 раза.

В Санкт-Петербурге в качестве вертикальных несущих элементов высотной части административного здания ОАО «Банк Санкт-Петербург» были приняты трубобетонные колонны с внутренним армированием пространственными каркасами (рис. 9). Из-за принятых узлов сочетания трубобетонных элементов с перекрытиями, стальная оболочка не выступает в роли обоймы, являясь лишь несъемной опалубкой, а заключенное внутри железобетонное ядро – традиционная железобетонная цилиндрическая колонна.



Рис. 9. Административное здание ОАО «Банк Санкт-Петербург»

Опыт применения трубобетона в Украине

На Украине ведется проектирование и строительство 17-этажных жилых домов с применением в металлическом каркасе из трубобетонных стоек (рис. 10). Применение данной технологии позволило практически уйти от сезонности в строительстве, а также значительно сократить трудовые и энергетические затраты в процессе возведения. Установлено, что эта технология на 15 % дешевле, чем применение традиционных конструкций.



Рис. 10. Пример применения трубобетонных конструкций при строительстве многоэтажных зданий

Также ярким примером применения трубобетонных конструкций являются опоры транспортных галерей склада руды, возведенные в Новокриворожском и Южном Горно-обогатительном комбинатах в

Кривом Роге. Такие опоры выдерживают воздействия различных комбинаций статических, динамических и ударных нагрузок.

Первоначально эти опоры, длиной свыше 20 м, были запроектированы из монолитного железобетона кольцевого сечения диаметром 6 м с толщиной стенки 500 мм. По предложению ученых Криворожского технического университета эти опоры были заменены на трубобетонные без дополнительной стержневой арматуры. Трубобетонные опоры представляют собой многоярусную пространственную раму, состоящую из четырех стоек и поперечных распорок. Стойки опор были выполнены из стальных труб с внешним диаметром 1020 мм и толщиной стенки 10 мм. Трубчатые конструкции опор были изготовлены на заводе металлических конструкций, заполнение бетоном, который подавался снизу, осуществлялось на месте строительства с помощью бетононасоса.

Замена железобетонных опор на трубобетонные позволило значительно сократить время строительства и получить на каждую опору экономию 100 м³ бетона, 3,5 т стали, 6,3 м³ древесины.

Еще одним из выдающихся примеров применения трубобетона являются несущие колонны нижнего яруса вентиляционной градирни коксохимического завода в Кривом Роге. Основой причиной замены железобетонных колонн на трубобетонные были особые условия эксплуатации - наличие агрессивной среды (фенольные воды) и попеременный цикл замораживания и оттаивания в зимне-весенний период (конструкции открыты и подвергаются непосредственно действию окружающей среды), в которых железобетон очень плохо работает. Поэтому в 1977 г. было принято решение заменить железобетонные колонны нижнего яруса на трубобетон. Вентиляционная градирня с трубобетонными колоннами успешно эксплуатируется с 1980 г.. Для исключения влияния агрессивной фенольной воды на металлическую оболочку трубобетона было запроектировано прокрыть их защитным слоем на основе эпоксидной смолы.

Также трубобетон был применен для возведения подпорных стенок на Полтавском ГЗК, колонн в Дворце молодежи и студентов в Кривом Роге, Дворце культуры, здании Государственной автомобильной инспекции, игровом корпусе турбазы «Алые паруса», в торгово-развлекательных комплексах и т. д.

**К вопросу обеспечения диагностики строительства
и долговечности конструкций в процессе эксплуатации**

Пенязь Е. М., Филимонов В. Ю.

Научный руководитель Шилов А. А.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Введение

В связи с широким использованием монолитного строительства, особое и не маловажное значение приобретает решение вопроса обеспечения диагностики надежности и качества на стадии строительства и долговечности конструкции в процессе эксплуатации.

Здания и сооружения должны удовлетворять основным условиям, обеспечивающим эксплуатационную надежность в процессе всего срока службы. Это может быть выполнено только в том случае, когда соблюдаются основные требования к проектированию и расчету конструкций, к материалам для приготовления бетонной смеси и бетону, к арматуре, к технологам производства работ, когда обеспечен объективный производственный контроль качества, выполненный работ.

Для получения объективной информации о долговременном поведении бетона необходимо исследовать его свойства не только в проектном возрасте, но также в более поздних сроках, проводить исследования поведения материала на основе сопоставления кинетики изменения свойств по сравнению со стандартными материалами или ужесточить методы исследований известными способами. Такие методы исследований должны показать не только проектные, но и предельные свойства бетона с использованием исследуемого материала в качестве сырьевого компонента бетонной смеси.

Научно-техническое сопровождение строительства

Как показывает практика, 50 % повреждений или дефектов в конструкциях зданий возникают на стадии строительства, в том числе более половины из них – из-за неудовлетворительного выполнения строительных работ.

Другая половина повреждений обусловлена причинами, возникшими до начала строительства. Это ошибки и недостаточность предварительных исследований, в том числе геологических, а также ошибки при проектировании.

Из этого следует вывод, что для исключения или, по крайней мере, значительного уменьшения рисков появления дефектов, снижающих безопасность и надежность зданий и сооружений, необходимо принимать меры начиная с подготовительного этапа строительства и заканчивая сдачей объекта в эксплуатацию.

Целью научно-технического сопровождения при строительстве и эксплуатации зданий из монолитного ж/б является обеспечение безопасности людей, объекта строительства, а также зданий и сооружений, расположенных в зоне влияния строительства и надежности возводимых конструкций на основе научного прогноза и анализа данных, отслеживание технического состояния элементов конструкций, их деформации во времени, при различных нагрузках и воздействиях, а также обеспечение качества выполняемых работ, надежности (безопасности, функциональной пригодности и долговечности) объектов строительства, с учетом их уникальности и ответственности.

Необходимо предусмотреть все возможные техногенные, климатические воздействия или другие чрезвычайные ситуации, возникшие в ходе строительства.

Техническое сопровождение позволяет прогнозировать состояние объекта строительства (или отдельных конструкций), с учетом всех возможных видов воздействий. Исследование несущих конструкций зданий и сооружений выполняется в соответствии с программой, которая должна быть разработана до начала строительных работ. Программа должна содержать определенный проектировщиком перечень особо ответственных конструкций и узлов; параметры, подлежащие контролю, их расчетные значения; перечень состава работ; выбор системы наблюдений; методы и объемы контрольных операций; необходимое оснащение.

При проведении длительных наблюдений необходимо предусмотреть и обеспечить стабильность системы наблюдений и параметров измерительных устройств, при измерениях в окружающей среде (температуры, влажности и т. д.) следует проводить измерение деформаций при наблюдении за особо ответственными кон-

струкциями. При наблюдениях за состоянием несущих бетонных конструкций в процессе их возведения необходимо фиксировать появление и состояние трещин (направление, протяженность и величина раскрытия).

Для выявления изменений напряженно-деформированного состояния конструкций, автоматические и автоматизированные средства контроля необходимо устанавливать в процессе возведения здания или сооружения. В последующем эти средства контроля могут быть использованы при проведении мониторинга здания или сооружения в период эксплуатации здания.

Автоматические и автоматизированные средства контроля

В случае выявления критических изменений напряженно деформированного состояния конструкций или узлов, использование вмонтированных в конструкции автоматических и автоматизированных средств контроля позволяет выполнять обследования этих зон с помощью инструментальных методов, производить анализ всего здания и по этим результатам делать выводы о техническом состоянии конструкций, причинах изменения их напряженно-деформированного состояния и необходимости проведения мероприятий по восстановлению или усилению конструкций. Следует применять системы инструментального контроля за состоянием конструкций, находящихся в проектном положении, основанные на измерениях деформаций в различных характерных точках конструкций с использованием магнитоупорных и струнных датчиков, пьезодинамометров, преобразователей напряжений, прогибомеров, опτικο-волоконных датчиков и других устройств.

Могут применяться следующие приборы:

1. Инклинометры. Стационарные и переносные. По условиям установки: поверхностные и встраиваемые. Поверхностные инклинометры устанавливаются на вертикальных и горизонтальных конструкциях зданий или сооружений для фиксации перемещений. Стационарные инклинометры устанавливаются в трубных направляющих, фиксируют смещения и деформации. Переносные инклинометры позволяют производить оперативный контроль горизонтальных и вертикальных поверхностей по реперным, контрольным площадкам.

2. Экстенсометры. Датчики осадки. DSM-система (дифференциального мониторинга осадок), предназначена для долговременного мониторинга, контроля за поведением здания.

3. Датчики нагрузок. Применяются для мониторинга нагрузок в основании сооружений (датчики нагрузки грунта) или в строительных конструкциях (датчики нагрузки бетона).

4. Тензометрические датчики. Используются для измерения напряжений в стальных и железобетонных конструкциях. Установка производится (чаще всего) на арматуру перед заливкой бетона при изготовлении железобетонных конструкций.

5. Гидравлические (анкерные) датчики нагрузки применяются для мониторинга нагрузок на опорные элементы сооружения.

6. Измерители трещин и стыков. Применяются для мониторинга раскрытия трещин, стыков в сооружениях. Эффективны для мониторинга оползневых склонов, мониторинга зданий, окружающих котлован, поведения элементов строительной конструкции при переменных нагрузках.

7. Регистраторы и накопители. Портативные переносные устройства с жидкокристаллическим дисплеем и универсальные портативные регистраторы-накопители, в составе которых микрокомпьютер, счетчик сигналов, таймер, сканер и др.

Заключение

Обеспечение надежности при строительстве и эксплуатации зданий и сооружений из монолитного ж/б имеет очень большое значение. Все мероприятия, связанные с этим вопросом, важны. Но применение датчиков и приборов, способных постоянно и длительно контролировать техническое состояние несущих конструкций зданий, своевременно фиксировать неравномерные деформации, увеличения критических нагрузок, уменьшение жесткости и устойчивости конструкций, является очень важным улучшением, даже прорывом в данной области.

К сожалению, в данное время в строительстве, а в дальнейшем и при эксплуатации датчики, установленные в теле конструкций, практически не применяются, хотя применение этих приборов существенно облегчило строителям технологический процесс.

СПИСОК ИСНОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Пособие по научно-техническому сопровождению и мониторингу строящихся зданий и сооружений, в том числе большепролетных, высотных и уникальных - ОАО «КТБ ЖБ», ГУП «НИИМосстрой» (головные организации), ФГУП «НИЦ Строительство», ГУП МНИИТЭП, ГОССТРОЙНАДЗОР; Москва, – 2008.
2. Коряков, В. Ф. Роль научно-технического сопровождения в повышении качества монолитного строительства, – 2014.
3. Данилкин, М.С., Мартыненко, И.А., Карпалова, И.А. Технология и организация строительного производства, – 2009.
4. Хамзин, С.К., Карасев А.К. Технология и организация строительного производства, – 2006.

УДК 624

Особенности проектирования здания «Гостиничный комплекс категории 3 (три) звезды»

Политова В. И.

Научный руководитель Латыш В. В.

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Общие сведения

«Гостиничный комплекс категории 3 (три) звезды» расположен в Северо-Кавказском регионе и представляет собой стилобат, объединяющий помещения различного назначения, из которого возвышается две башни, с размещенными в них гостиничными номерами (рис. 1). Общая этажность здания составляет 10 этажей.

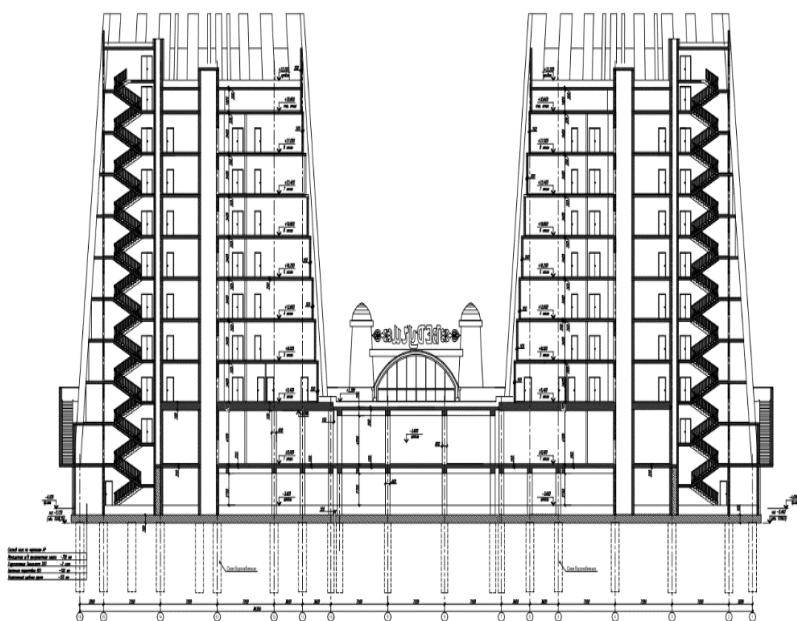


Рис. 1. Разрез по зданию

Здание запроектировано в пределах стилобатной части каркасной конструктивной схемы из монолитного железобетона, а сами башни выполнены стеновой конструктивной схемы.

К конструктивным особенностям данного здания можно отнести наличие распределительной монолитной железобетонной плиты перекрытия между первым и вторым этажом (на отм. +5,400), толщиной 700 мм. Она выполнена из-за того, что шаг вертикальных несущих конструкций вышележащих этажей не совпадает с шагом колонн в пределах первого этажа.

При проектировании здания, так же учитывалась сейсмичность площадки строительства, которая составляет – 8 баллов. Поэтому были предусмотрены антисейсмические мероприятия, а именно: здание разделено на отдельные блоки антисейсмическими швами с заполнением из профилей MIGUMAX, обеспечивающих компенсацию деформаций при сейсмических сдвигах (рис. 2).

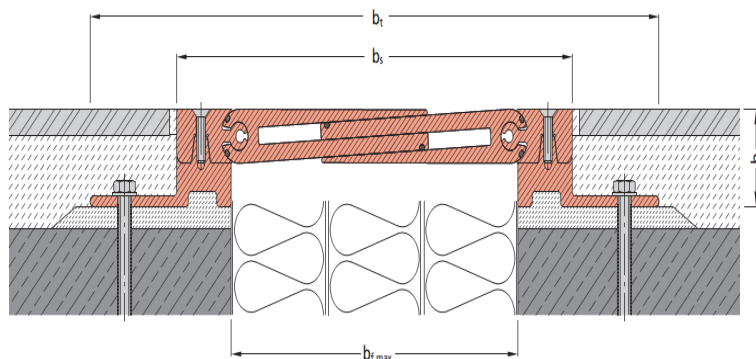


Рис. 2. Конструкция антисейсмического шва с заполнением из профилей MIGUMAX

Для определения усилий и деформаций в элементах каркаса здания была выполнена конечно-элементная модель с использованием программного комплекса «Лира».

Прогрессирующее обрушение

Кроме статического расчета здания, был выполнен расчет каркаса здания на прогрессирующее обрушение. В соответствии с требованиями норм [1] не допускается прогрессирующее обрушения здания при удалении его отдельных элементов (колонн, стен). Так же нормами ограничивается масштаб локальных разрушений, т. е. площадь обрушения перекрытия непосредственно над удаляемым элементом должна быть не более 140 м^2 и не более 30 % от полной площади перекрытия, вызванного особым воздействием.

Расчетные сочетания особых воздействий, применяемые при оценке сопротивления конструктивной системы прогрессирующему обрушению принимались согласно СТБ EN 1990.

Для проверки здания на прогрессирующее обрушение в расчетной схеме здания гостиницы производилось удаление колонн первого этажа, которые находились в пределах контура башни. Наибольшие перемещения каркаса здания были достигнуты при удалении средней колонны по оси Е (рис. 3, 4).

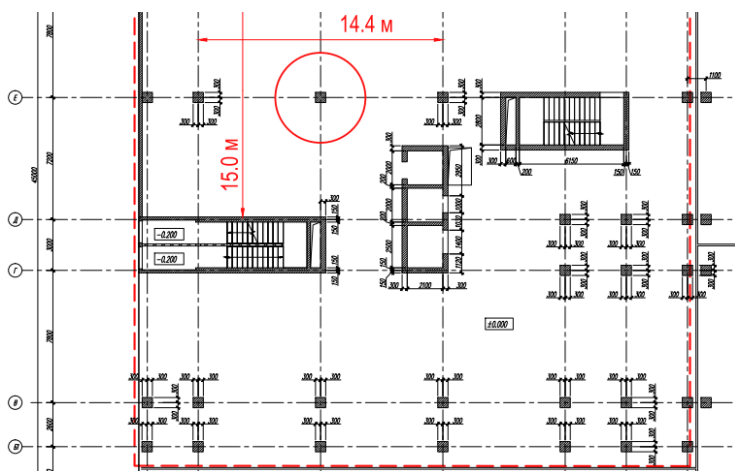


Рис. 3. Выбор объекта разрушения

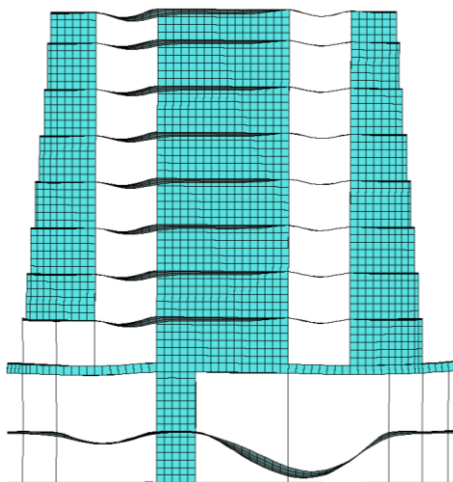


Рис. 4. Деформированная схема каркаса здания, при удалении средней колонны первого этажа по оси Е

По результатам расчета на прогрессирующее разрушение определено, что при удалении центральной колонны по оси Е прогиб вышележащего перекрытия составил 0,52 м.

Благодаря наличию распределительной плиты между 1 и 2 этажами, удаление колонн первого этажа имеет незначительное влияние на вышележащие этажи.

Выводы

1. При проектировании здания учтены ограничения, предъявляемые к объемно-планировочным и конструктивным решениям с учетом требований предъявляемые в [2].

2. Произведена проверка и получен положительный результат сопротивляемости каркаса здания прогрессирующему обрушению.

СПИСОК ИСНОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Высотные здания. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-3.02-108–2008. – М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2008. – 158 с.

2. Строительство в сейсмических районах: СП 14.13330.2011. – Минрегион России. – Москва, 2011.

3. Еврокод 8. Проектирование сейсмостойких конструкций: ТКП EN 1998-1–2011.

4. www.migua.ru.

УДК 624. 012. 45

Особенности определения геометрических несовершенств и необходимость учета эффектов второго порядка по ТКП EN 1992-1-1-2009*

Рымша О. А.

Научный руководитель Шилов А. Е.

Белоруссий национальный технический университет
Минск, Беларусь

Согласно приказу № 340 от 10.12.2014 Министерства Архитектуры и строительства Республики Беларусь с 1 января 2015 г. Проектирование монолитных конструкций на возведение зданий и сооружений необходимо выполнять по ТКП EN 1992 «Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций.», разработанному на основе Европейского стандарта.

Многие положения Еврокод 2 по расчету имеют свои особенности и различия по сравнению с нормами Республики Беларусь, в частности по учету геометрических несовершенств и эффектов второго порядка при расчете сжатых железобетонных элементов, которые требуют особой проработки и анализа для обеспечения и повышения надежности проектируемых зданий.

В данной работе сделана попытка анализ:

1) Влияние высоты колонны L и m – количество вертикальных конструктивных элементов на угол θ для определения геометрических несовершенств.

2) Определения критической гибкости для определения необходимости учета эффектов второго порядка.

3) Предварительному назначению армированию колонны по графикам.

Ниже последовательно приведены результаты работы.

Согласно п. 5.2 Геометрические несовершенства могут быть представлены углом наклона θ , который определяется по формуле:

$$\theta_i = \theta_o \alpha_h \alpha_m$$

где θ_o – основное базовое значение;

α_h – понижающий коэффициент для длины или высоты; определяется по формуле

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}},$$

$$2/3 \leq \alpha_h \leq 1$$

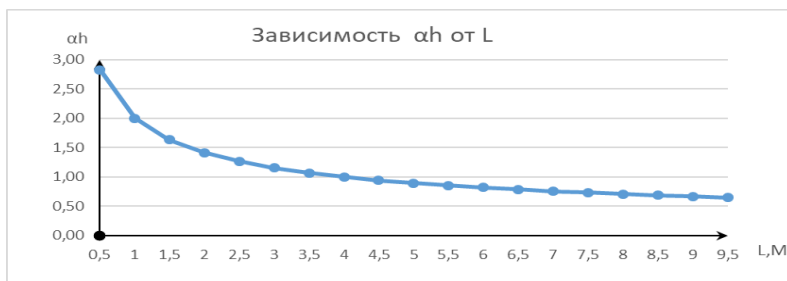
α_m – понижающий коэффициент для количества элементов m ; определяется по формуле

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{l}{m}\right)},$$

где l – длина или высота, м;

m – количество вертикальных конструктивных элементов, вносящих вклад в общий эффект.

В данной работе мы определим промежуток значений l , при которых величина α_h не принимает критические значения. Построим график зависимости данных величин.



Из графика видно, что при значении величины l в промежутке от 4 до 9 м, значение величины α_h отличное от крайних значений.

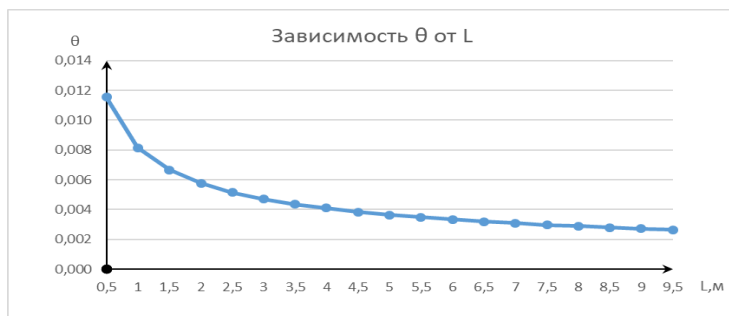
Следовательно, существует три варианта расчета α_h :

1. Если величина $l \leq 4$ м, то величину α_h принимай равной 1;

2. Если величина $4 \text{ м} < l < 9 \text{ м}$, то величина $\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}}$;
 $2/3 < \alpha_h < 1$

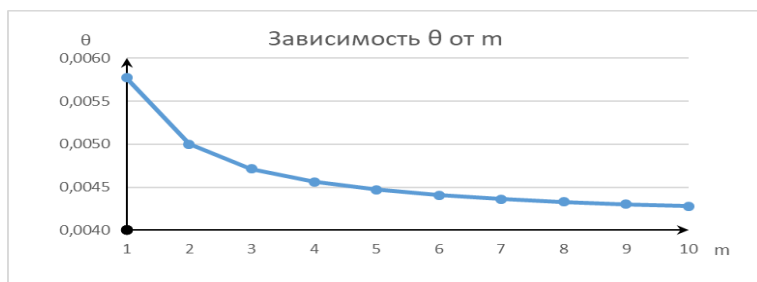
3. Если величина $l \geq 9$ м, то величину α_h принимай равной $2/3$.

Построим график зависимости данных величин θ и l . Для расчета примем что величина $m = 3$, $\theta_o = 1/200$. Для данных параметров построим график.



Из графика видно, что при увеличении величины l , угол наклона θ уменьшается.

Построим график зависимости данных величин θ и m . Для расчета примем что величина $L = 3$, $\theta_0 = 1/200$. Для данных параметров построим график:



Из графика видно, что при увеличении величины m , угол наклона θ уменьшается.

В результате анализа влияния изменения L (высоты колонны) установлено, что в промежутке значения L от 4 до 9 м, величина α_n не принимает критических значений. А также выявлено, что при увеличении величин l и m , угол наклона θ уменьшается.

По п. 5.8.3.1 эффекты второго порядка могут не учитываться, если гибкость λ меньше определенного значения λ_{lim} :

$$\lambda_{lim} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}}.$$

Для расчета принимаем следующие исходные данные:

$l_0 = 7,34$ м, $f_{yd} = 435$ МПа, $f_{cd} = 20$ МПа, $A_c = 0,152$ м²,
 $h = 0,38$ м, $b = 0,4$ м, $N_{Ed} = 329,64$ кН,

$$\lambda = \frac{l_0 \cdot \sqrt{12}}{h} = \frac{7,34 \cdot \sqrt{12}}{0,38} = 66,91.$$

$$A = \frac{1}{1 + 0,2\varphi_{ef}}, \text{ принимаем } A = 0,7;$$

где φ_{ef} – эффективный коэффициент ползучести;

$$B = \sqrt{1 + 2\omega},$$

где ω – механический коэффициент армирования;

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$C = 1,7 - r_m,$$

где r_m – отношение моментов;

$$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} = \frac{24.34}{170.38} = 0,143,$$

$$C = 1,7 - r_m = 1,7 - 0,143 = 1,557.$$

$$n = \frac{N_{ED}}{A_c \cdot f_{CD}},$$

где n – относительное продольное усилие.

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{329.64 \cdot 10^{-3}}{0,4 \cdot 0,38 \cdot 20} = 0,108.$$

Величина λ_{lim} зависит от коэффициента В, который в свою очередь имеет линейную зависимость от величины A_s . Нормы не включают в себя расчетных формул по определению площади арматуры и оставляют проектировщику свободу выбора методики. Необходимо определить, существует ли такая величина продольной арматуры, при которой $\lambda > \lambda_{lim}$. Следовательно, будет необходим учет влияния эффектов второго порядка.

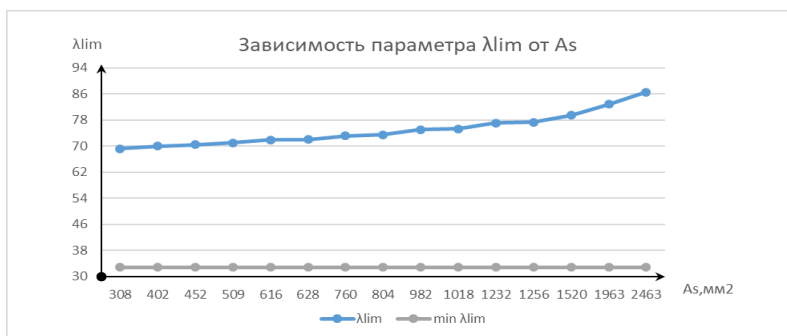
Минимальная площадь продольной арматуры, установленная нормами, равна:

$$A_{s,\min} \geq \max \begin{cases} \frac{0,1 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} \\ 0,002 A_c \end{cases},$$

$$A_{s,\min} = 304 \text{ мм.}$$

Построим график зависимости предельной гибкости от площади продольной арматуры. При $A = 0,7$, $B = 1,1$, $C = 0,7$.

$$\min \lambda_{lim} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}} = 32.81$$

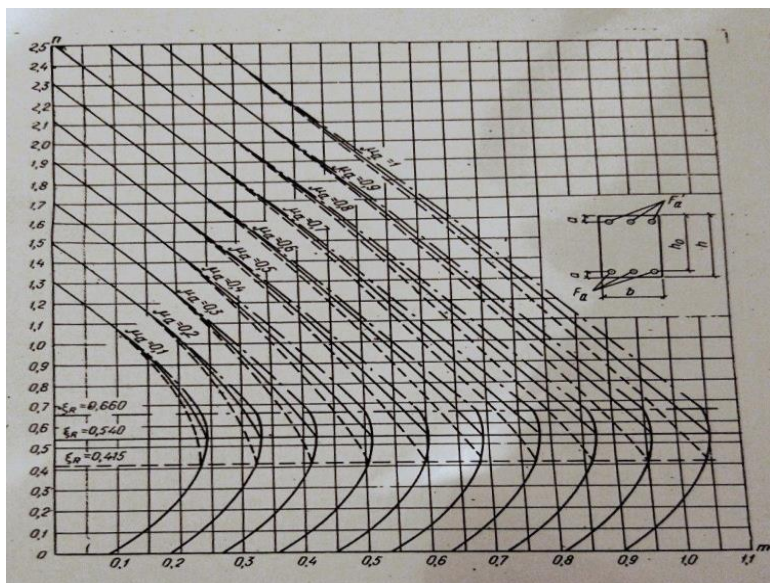


В результате анализа возможных вариантов определения и изменения параметров A , B , C – установлено, что даже при минимальной площади арматуры предельная гибкость всегда больше гибкости элемента. Поэтому учет влияния эффектов второго порядка не требуется. Однако, если принять значение коэффициентов $A = 0,7$, $B = 1,1$, $C = 0,7$, предлагаемые Еврокодом 2, $\min \lambda_{lim}$ существенно отличается от расчетного. Что вызывает вопросы и дальнейшие проработки.

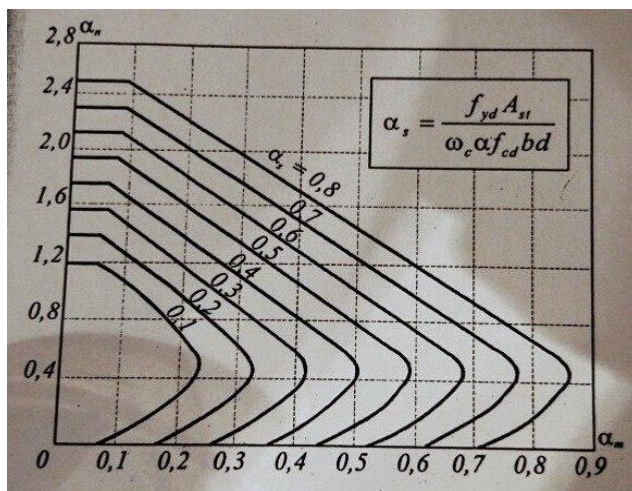
Практически на первых шагах выполнения расчета сжатых колонн необходимо предварительно задаваться их армированием. Наиболее целесообразным вариантом является использование графиков, предлагаемыми различными источниками.

В данной работе сделана упрощенная попытка определения площади арматуры внецентренно-сжатых элементов с симметричным армированием по следующим источникам.

1. А. Н. Кувалдин, Г. С. Стрельцова «Пример расчета железобетонных конструкций зданий». – Москва: Стройиздат, 1976 г.



2. Lapko, A. Projektowanie konstrukcji żelbetonowych wg Wurocodu 2 i PN-B-03264:1999. – Arkady: Warszawa, 20000 – 547 s.



Для расчета принимаем следующие исходные данные:

$$l_0 = 7,34 \text{ м}, f_{yd} = 435 \text{ МПа}, f_{cd} = 20 \text{ МПа}, A_c = 0,152 \text{ м}^2, \\ h = 0,38 \text{ м}, b = 0,4 \text{ м}, N_{Ed} = 329,64 \text{ кН},$$

$$M_{RD} = 216.57 \text{ кНм}.$$

$$\alpha_m = \frac{M_{RD}}{w_c \alpha f_{CD} b d^2} = 0,305; \alpha_n = \frac{N_{SD}}{w_c \alpha f_{CD} b d} = 0,154.$$

По графику определяем, что $\alpha_s = 0,2$;

$$\alpha_s = \frac{f_{yd} A_{st}}{w_c \alpha f_{CD} b d}.$$

$$\text{Следовательно } A_s = \frac{w_c \alpha f_{CD} b d}{f_{yd}} = 982 \text{ мм}^2$$

$$m = \frac{N \cdot e_o}{R_{лп} \cdot b \cdot h_0^2} = 0,248; n = \frac{N}{R_{лп} b h_0} = 0,125$$

По графику определяем, что $\mu_s = 0,2$.

$$\text{Следовательно } F_A = \frac{R_{лп} b h_0}{R_a} = 1213,792 \text{ мм}^2$$

В результате анализа использования вышеперечисленных графических зависимостей установлено, что существует разница между площадью арматуры. Нормы не включают в себя расчетные формулы по определению площади арматуры и оставляют проектировщику свободу выбора методики. Следовательно, не существует единого подхода.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций: ТКП EN 1992-1-1-2009*ю
2. А. Н. Кувалдин, Г.С. Стрельцова Пример расчета железобетонных конструкций зданий. – Москва: Стройиздат, 1976.
3. Lapko, A. Projektowanie konstrukcji żelazobetonowych wg Wurocodu 2 i PN-B-03264:1999. – Arkady: Warszawa, 20000 – 547 s.

**Реконструкция с модернизацией ФОК «Серебрянка»
в г. Минске**

Самусевич А. Д.

Научный руководитель Мадалинский Г. Г.
Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Проведение настоящего натурного обследования технического состояния основных несущих и ограждающих конструкций необходимо для разработки проекта замены наружной отделки фасадов, с пристройкой спортивных помещений к зданию ФОК.

Здание физкультурно-оздоровительного комплекса (ФОК) построено в 1986 г., по индивидуальному проекту, разработанному институтом «Минскпроект» в 1979-1983 гг. (объект 73–78).

Здание ФОК расположено в глубине микрорайона «Серебрянка–9» ограниченного улицами Якубова, Плеханова и проспектом Рокоссовского.

Здание ФОК сложной конфигурации в плане, размерами 47,0×78,2 м. Здание кирпичное, частично с внутренним железобетонным каркасом. Высота подвала – 4,2 м, высота первого этажа – 3,3 м. По техническому заданию обследуемая часть здания прямоугольная в плане, 2-этажная с подвалом.

Модульный шаг в продольном направлении 3,0; 5,5; 6,0 м, в поперечном 3,0; 4,5 м. В обследуемой части здания продольные и поперечные несущие кирпичные стены толщиной 510 мм, в подвальной части из блоков ФБС толщиной 500 мм. Перегородки кирпичные толщиной 120 мм.

Внутренний сборный железобетонный каркас на 1 м этаже и в подвале. Пространственная жесткость обеспечивается горизонтальными дисками перекрытий и продольными и поперечными кирпичными стенами. Сборный железобетонный каркас обследуемой части принят по типовой серии ИИ-04.

Плиты перекрытия сборные железобетонные, пустотные над подвалом и 1 м этажом приняты по серии ИИ-04-4 и серии 0.264.Э. Ригели сборные железобетонные, таврового сечения по серии

ИИ-04-3. Колонны сборные железобетонные, сечением 300×300 мм по серии ИИ-04-2.

Несущими конструкциями покрытия являются балки-складки шириной 2000мм, высотой 800мм, пролетом 15,0 м, опирающиеся на опорную конструкцию в виде монолитного железобетонного пояса сечением 380×250мм.

На первом этапе обследовательских работ был произведен предварительный визуальный осмотр для определения конструктивной схемы здания и выявления ослабленных участков.

На втором этапе было произведено тщательное фиксирование дефектов и повреждений конструкций, контрольные вскрытия, механическое определение прочности материалов.

Фасады здания имеют сложную конфигурацию с перепадами высот. Выполнено наружное утепление контура стен. В качестве утеплителя использованы жесткие минераловатные плиты толщиной 50мм, плотностью 125 кг/м³.

Продольные и поперечные стены выложены из полнотелого керамического кирпича на цементно-песчаном растворе.

Расчетная толщина наружных кирпичных стен (без учета штукатурки) – 510 мм. Внутреннее штукатурное покрытие цементно-песчаное, или из сложного раствора. Толщина штукатурки по внутренней поверхности стен колеблется в диапазоне 15–30 мм. Для определения фактических прочностных характеристик кирпича и раствора были отобраны образцы для проведения лабораторных исследований.

Внутренние перегородки в обследуемой части здания кирпичные, толщиной 120 мм, оштукатурены с двух сторон на всю высоту этажа.

Стеновое ограждение не имеет силовых трещин, осадок и других дефектов, указывающих на потерю несущей способности кладки. В результате обследования установлено, что швы заполнены раствором полностью, сцепление кирпича с раствором удовлетворительное.

Для определения фактических прочностных характеристик кирпича и раствора из стены по оси 1 отобраны пробы материалов. По данным ЦНИИСК (Центра научных исследований и испытаний строительных конструкций) в кладке стен использован кирпич керамический полнотелый марки М150 на растворе М75.

Как было отмечено выше, в обследуемой части здания, внутренний сборный железобетонный каркас запроектирован по серии ИИ-04: плиты перекрытия по серии ИИ-04-4 в. 17; в. 19.

Перекрытие над первым этажом запроектировано в основном из плит:

- ПЗ – ПК8-53.15;
- П4 – ПК8-53.15п;
- П5 – ПК8-58.12;
- П6 – ПК8-58.15;
- П7 – ПК8-58.15п.

Исходя из типовой серии и марки плит, перекрытие запроектировано под расчетную нагрузку по несущей способности 800 кгс/м^2 (без учета собственного веса панели).

В процессе проектирования в проектную документацию перекрытия 1-го этажа внесены изменения (корректировка). Плиты ПЗ (ПК8-53.15) заменены на плиты П6 по серии 0-264-Э марки ПБФ 53.15.2-К7(6)12-4т, под расчетную нагрузку 889 кгс/м^2 .

Плиты П6 (ПК8-58.15) заменены на плиты П23 по серии 0-264-Э марки ПБФ 58.15.2-К7(6)14-4т, под расчетную нагрузку $841,0 \text{ кгс/м}^2$.

Фактическая схема расположения плит перекрытия на отм. +3.300 в осях Е-Ж; 1-6 в целом соответствует проекту. Трещин, сверхнормативных прогибов, лещадок бетона и других признаков перегрузки плит перекрытия не установлено и они по внешним признакам находятся в удовлетворительном состоянии. С целью установления фактического армирования плит, уложенных в междуэтажное перекрытие, и последующего определения несущей способности были выполнены выборочные контрольные вскрытия и определено расположение арматуры. Прозвучиванием плит электронным прибором «BOSH», а также контрольными вскрытиями установлено, что плита П4 шириной 1490 мм армирована в растянутой зоне $4\phi 12\text{AIV} + 2\phi 10\text{AIV}$, защитный слой бетона 20 мм.

Прочность бетона, определенная электромагнитным измерителем прочности ОНИКС-2.5 можно отнести к классу C20/25 (М300), при проектной марке по серии М200. В целом по виду армирования, прочности бетона, геометрическим параметрам, указанные плиты можно отнести к серии ИИ-04-4 – марки ПК8-53.15п под расчетную нагрузку по несущей способности 800 кгс/м^2 .

При обследовании плит П6 установлено, что плиты шириной 1490 мм, высотой 220 мм, толщиной нижней полки 40 мм, характеру пустот, можно отнести к плитам марки ПБФ – плиты безопалубочного формирования.

По проекту плиты П6 марки ПБФ 53.15.2-К7(6)12 должны быть армированы в растянутой зоне $12\phi 6K7 - A_s = 272 \text{ мм}^2$.

Фактически плиты армированы $6\phi 9K7 A_s = 305 \text{ мм}^2$. Защитный слой бетона 20–25 мм. Прочность бетона можно отнести к классу С30/37 (М400). Как показывают поверочные расчеты, расчетная несущая способность – 918 кгс/м^2 (без учета собственной массы плиты).

При обследовании перекрытия над подвалом на отм. 0.000 в осях 1-6, установлено, что вместо проектной плиты ПЗ (ПК8-53.15) в перекрытие уложена плита марки ПБФ, причем в отличие от типовой, плита армирована $6\phi 9K7$. Защитный слой бетона 15–20 мм. Прочность бетона можно отнести к классу С30/37. По своим параметрам плита аналогична плите перекрытия первого этажа П6.

Как показали поверочные расчеты, указанные плиты могут быть использованы под расчетную нагрузку 900 кгс/м^2 (без учета собственной массы).

При обследовании перекрытия подвала в плите П7, в осях 1/В-2/В, пробиты два отверстия для пропуска инженерных коммуникаций. При этом при пробивке отверстия, рабочая арматура $\phi 14AIV$ обрзана.

По проекту плита П7 марки ПК8-58.15п. Как показало обследование, армирование плиты $5\phi 14AIV$ соответствует типовой серии. Класс бетона С20/25 выше проектной марки М200. Однако фактически, с учетом вырезки рабочей арматуры, плита армирована $4\phi 14AIV$. Таким образом, несущая способность значительно снижена, и расчетная несущая способность составляет 600 кгс/м^2 , без учета собственной массы. В плите П6 в осях 1В-2В пробиты отверстия, оголена рабочая арматура, покрытая слоем ржавчины.

Для определения фактических нагрузок на перекрытия были определены составы полов. Пол спортивного зала (перекрытие первого этажа на отм. +3,300) деревянный дощатый по лагам, с покрытием на момент обследования плитами ДСП. Пол первого этажа (перекрытие подвала на отм. 0.000) мозаичный толщиной 35 мм, по цементно-песчаной стяжке толщиной 95 мм. Общая толщина пола 130 мм.

Как было отмечено выше в обследуемой части использован сборный железобетонный каркас по серии ИИ-04. Ригели каркаса по серии ИИ-04-3 В.4; В5. В основном использованы ригели марок Р2-72-27 и Р2-72-42. Ригели таврового сечения высотой 450 мм, шириной полки 400 мм и высотой 250 мм. Проектная марка бетона М400.

Как показало обследование, геометрические размеры ригелей близки к проектным. Прочность бетона ригелей в пределах 33.4–36.8 МПа – близка к проектной. Схемы армирования ригелей не имеют существенных отклонений от проекта. Ригель Р2-72-27 – ригель двухполочный, армирован в растянутой зоне 2Ø20АIII, защитный слой бетона 30–35 мм. Ригель Р2-72-42 – ригель двухполочный, армирован в растянутой зоне 2Ø25АIII, защитный слой бетона 32–37 мм. Ригеля под расчетную равномерно-распределенную нагрузку 7.2 т/м.п. При этом при обследовании перекрытия подвала установлено, что по оси Е₁ в осях 1/А-1/в на отм. 0.000 ригеля Р2-72-27 не смонтированы. Вместо ригеля Р2-72-27, между стеной из блоков ФБС и колонной в осях Е₁-1В смонтирована металлическая балка, состоящая из 2I№32. Двутавры покрыты слоем ржавчины.

В целом техническое состояние ригелей удовлетворительное, действительные параметры близки к проектным, несущая способность ригелей достаточна для восприятия действующих эксплуатационных нагрузок.

В соответствии с проектом колонны каркаса сборные железобетонные, одноярусной разрезки сечением 300×300мм по серии ИИ-04-2 в.7; в.9.

При этом в подвале предусмотрены колонны марок КНР-342-17; КНР-342-17-1; КНР-342-17-2 – колонны нижние с двумя консолями сечением 300×300 мм, высотой этажа 4,2 м, несущей способностью при центральном сжатии 173 тс.

Выборочным вскрытием колонн установлено, что колонны армированы 4Ø22АIII с поперечной арматурой Ø6АI с шагом ≈ 300 мм. Защитный слой бетона 30–45 мм. Прочность бетона колонн находится в пределах 35.8–37.6 МПа и может быть отнесена к классу С30/35. Проектная марка бетона М400, проектное армирование 4Ø22АIII.

Таким образом, как показали поверочные расчеты, несущая способность колонн достаточна для восприятия эксплуатационных нагрузок.

Однако следует отметить, что в некоторых колоннах установлена недостаточная толщина защитного слоя бетона поперечной арматуры (местами практически отсутствующего), вследствие чего поперечная арматура подвержена коррозии, защитный слой отслаивается воздействием продуктов коррозии. Необходимо предусмотреть мероприятия по очистке поперечной арматуры от коррозии с восстановлением защитного слоя.

На первом этаже колонны марок КВР-333-14 и КВК-333-14-1 – колонны верхние с двумя и одной консолью соответственно, сечением 300×300 мм; высотой этажа 3,3 м, несущей способностью при центральном сжатии 140,0 тс.

Выборочным вскрытием колонн установлено, что колонны армированы продольной арматурой 4ø25АIII, поперечной арматурой ø6АI с шагом 250–300мм, защитный слой бетона 35–40мм. Сечение колонн 300×300 мм. Прочность бетона может быть отнесена к классу С20/25. Проектная марка бетона по серии – М300.

В целом по виду армирования, прочности бетона колонны соответствуют проектной марке. Состояние колонн первого этажа удовлетворительное, признаков снижения несущей способности не установлено. Несущая способность колонн достаточна для восприятия эксплуатационных нагрузок.

В результате обследования фундаментов установлено, что стены подвала по оси 1 в осях Е-Ж выполнены из блоков ФБС по ГОСТ 13579-78, монолитных заделок, с участками кладки из полнотелого кирпича. Толщина стены подвала 500мм. Прочность бетона блоков ~ С8/10. Блоки уложены на растворе М50.

Вскрытием фундамента в шурфе установлено, что ширина фундаментных плит под стену по оси 1 составляет 1000мм с отметкой низа подошвы в месте вскрытия –4,800 м. По проекту ширина подошвы фундаментов 1000 мм, с отметкой низа –4,800. По своим параметрам фундаментные плиты соответствуют серии 1.112-5.8.2.

При обследовании фундаментов признаков неравномерных деформаций и трещин не обнаружено.

Состояние фундаментов удовлетворительное. При этом следует отметить, что при демонтаже участка стены (организации проемов в уровне 2го этажа), нагрузка на фундамент снизится $\approx$ на 600 кг/м.

Обследованием покрытия в осях 1-6; Е-Ж установлено, что покрытие выполнено из железобетонных складок, которые по своим параметрам могут быть отнесены к серии объект № 5/70; № 5-1/70 «Белгоспроекта» марки СК15-2, под расчетную равномерно распределенную нагрузку 405 кг/м² без учета собственной массы.

По типовой серии масса складки– 6090 кг.

При вскрытии кровли, установлено, что покрытие состоит:

- из 2-х слоев наплавляемого рубероида $\delta = 7.0$ мм;
- утеплителя из мягких минераловатных плит $\delta = 100$ мм, плотностью ~ 100 кг/м³;
- пароизоляции из пленки;
- профилированного профнастила.

При этом расчетная постоянная нагрузка на складки составляет 37,8 кг/м², запас под временную 367 кг/м².

При обследовании складок трещин, сверхнормативных прогибов, коррозии арматура не установлено. Состояние складок и покрытия (кровли) удовлетворительное, возможна их дальнейшая нормальная эксплуатация.

Оценка технического состояния и эксплуатационной пригодности обследованных конструкций производилась на основе анализа данных натурного обследования и выполненных поверочных расчетов. Пригодность здания к дальнейшей эксплуатации определяется техническим состоянием и несущей способностью стен. При обследовании установлено, что стены здания не имеют повреждений в виде трещин силового характера.

В целом, обследованные несущие стены здания имеют достаточный запас прочности для восприятия эксплуатационных нагрузок.

Техническое состояние сборных железобетонных междуэтажных перекрытий удовлетворительное.

В отличие от проектного решения, в перекрытии 1-го этажа вместо плиты П6 – ПБФ 53.15.2-К7(6)12-4т уложена плита, армированная б69К7. Исходя из фактически установленного минимального армирования, габаритных размеров, прочности бетона расчетная несущая способность плиты составляет 918 кгс/м² без учета собственной массы плиты.

В целом, перекрытие 1-го этажа может быть использовано под расчетную нагрузку 800 кгс/м².

По своим габаритам размерам, типу опалубки плиты перекрытия подвала соответствуют типовым по сериям ИИ-04-4; 0-264-Э и могут быть использованы под расчетную равномерно-распределенную нагрузку 800кгс/м² без учета собственного веса, за исключением плиты П7 – ПК8-58.15п, в которой при пропуске инженерных коммуникаций обрезан один стержень рабочей продольной арматуры.

Исходя из фактического армирования, на основании выполненных поверочных расчетов, несущая способность плиты П7 ~ 600 кгс/м² без учета собственной массы.

Ригели перекрытий находятся в удовлетворительном состоянии и соответствуют маркам проекта. Дефектов, снижающих их эксплуатационную надежность, не установлено.

Колонны каркаса находятся в удовлетворительном состоянии, соответствуют маркам типовой серии использованной в проекте. Несущая способность их достаточна для восприятия эксплуатационных нагрузок. В колоннах подвала с отслоением защитного слоя поперечной арматуры, выполнить комплекс ремонтно-восстановительных работ, с удалением отслоившегося защитного слоя и восстановлением защитного слоя с использованием полимерцементного раствора.

СПИСОК ИСНОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Основания и фундаменты зданий и сооружений: СНБ 5.01.01–99. – Минск, 1999.
2. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01–02. – Минск, 2003.
3. Каменные и армокаменные конструкции: СНиП II-21–81. – М.: Стройиздат, 1985.
4. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07–85. – М., 1986.
5. Рекомендации по оценке состояния и усилению строительных конструкций промышленных зданий и сооружений. – М.: Стройиздат, 1989.
6. Обследование строительных конструкций зданий и сооружений. Порядок проведения: ТКП 45-1.04-37–2008 (02250).
8. Испытание бетона. Неразрушающий контроль прочности: СТБ 2264–2012.

7. Здания и сооружения. Техническое состояние и обслуживание строительных конструкций и инженерных систем и оценка их пригодности к эксплуатации. Основные требования: ТКП 45-1.04-208–2010 (02250).

УДК 624

Определение армирования железобетонных конструкций радиолокационным методом

Денисенко А. А., Сладковский С. А.

Научный руководитель Гринев В. В.

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

В данной научной работе определение армирования железобетонных конструкций проводилось с использованием прибора Hilti PS 1000 X-Scan, радиолокационным методом

Описание и основные возможности прибора

Система PS 1000 X-Scan состоит:

- из сканера
- блока анализатора
- системы программного обеспечения

Принцип работы данной системы основан на эффекте Доплера, т. е. когда радиоволны проходя через какую-либо среду отражаются, замеряется время и затем устанавливается конкретное расположение элементов в обследуемой конструкции.

В приборе установлено несколько антенн, которые одновременно работают и на передачу, и на прием сигнала, все три они активны.

Антенны есть бистатичного действия и моностатичного действия. Если использовать двойной подход бистатичный и моностатичный, то мы видим четкую картинку, и соответственно можем точно установить, где находится той, или иной объект в пространстве. Кроме того, массив антенн позволяет произвести несколько замеров одновременно, то есть за один проход прибор записывает пять параллельных путей сразу. Это повышает качество, той информации, которую

снимаем, повышается четкость и происходит анализ данных в реальном времени.

Таким образом, можно сказать, что три антенны обеспечивают более высокую продуктивность, лучшее качество данных, лучшее разрешение.

Процесс анализа происходит следующим образом:

1. Сначала получается первичных необработанный сигнал;
2. После этого с помощью математических вычислений, которые заложены в этом приборе происходит отфильтровка шумов, соответственно сигнал усиливается, фокусируется, и на выходе мы получаем те данные, которые мы видим на приборе.
3. После этого система способна перестроить всю полученную информацию в 3D-модель.

Индикация различных объектов в железобетонных конструкциях

Используя данный прибор можно определять, как магнитные, так и немагнитные включения, объекты, имеющие пустотелые формы, металлические пластины и другие включения.

Индикация границы среды

По отраженному радиосигналу можно определить толщину материала, защитный слой.

Точность измерения глубины зависит от диэлектрической проницаемости бетона

В приборе данный параметр настраивается, и зависит от того, насколько бетон влажный. Точность измерения прибора ± 5 мм, глубина 300 мм, скорость измерения: к примеру участок $1,2 \times 1,2$ м можно измерить за 5 минут.

Дополнительные шесть катушек позволяют обнаруживать объекты под напряжением.

Помимо радиоволной технологии в приборе существует ряд катушек, так называемый электромагнитный сенсор. Он предназначен для того чтобы обнаруживать наличие электропроводки в железобетонной конструкции, то есть если где-то проходит ток, то прибор это покажет.

Визуализация в режиме реального времени Quickscan

Прибор может работать в режиме быстрого сканирования и в режиме блочного сканирования.

Результаты всегда можно получить в реальном времени.

Основные применения данной системы включают в себя:

- локализацию армирования
- визуализацию металлических включений
- поиск различных неоднородностей, к примеру пустотных форм.

Экспериментальная часть

Цель: провести обследование железобетонных плит ферросканом. Ознакомиться с прибором. Изучить преимущества и недостатки ферроскана при обследовании плит разных конструкций.

В ходе научной работы было обследовано две плиты.

1) Плита пустотная по технологии «Макс-Рот» рис. 1.



Рис. 1. Плита пустотная по технологии «Макс-Рот»

2) Сплошная железобетонная плита рис. 2.



Рис. 2. Сплошная железобетонная плита

В начале эксперимента, в связи с невозможностью сканирования плиты «Макс-Рот» «снизу». Были предприняты попытки сканирования плиты «сверху». Результат на рис. 3.

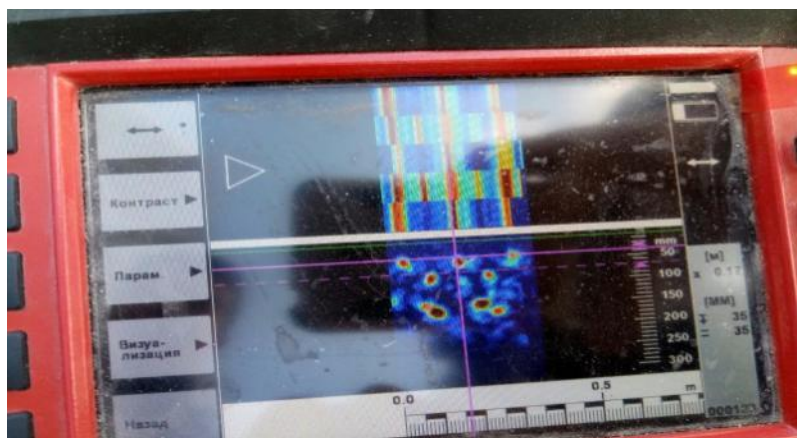


Рис. 3. Результаты сканирования плиты «сверху»

Результат сканирования не дал правильного результата, прибор не смог правильно определить толщину защитного слоя. Так же было

неправильно определено местоположение арматуры. Это объясняется наличием больших пустот в плите, из-за которых происходит отражение волн.

Следующим шагом было изменение положения плиты «Макс-Рот» и сканирование плиты «снизу». Результат на рис. 4.

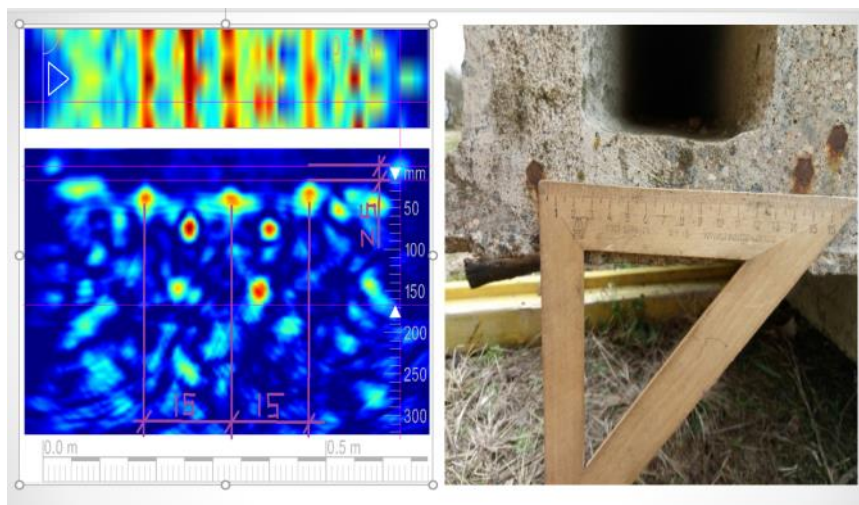


Рис. 4. Результаты сканирования плиты «снизу»

При сканировании плиты «снизу» прибор правильно определил положение арматуры, ее диаметр и толщину защитного слоя – 25 мм. Точно определил расстояние между стержнями арматуры – 150 мм. Технические характеристики прибора (минимальное расстояние между двумя объектами 4 см по горизонтали, 5 см по вертикали) не позволили нам определить двойное армирование в плите «Макс-Рот». Результат на рис. 5.

При обследовании сплошной железобетонной плиты ферроскан зарекомендовал себя с хорошей стороны. Прибор смог точно определить толщину плиты – 150 мм, расположение арматуры, диаметр арматуры и защитный слой бетона. Точно определил фактическое расстояние между стержнями арматуры 30 мм. Определил двойное армирование в сплошной плите.

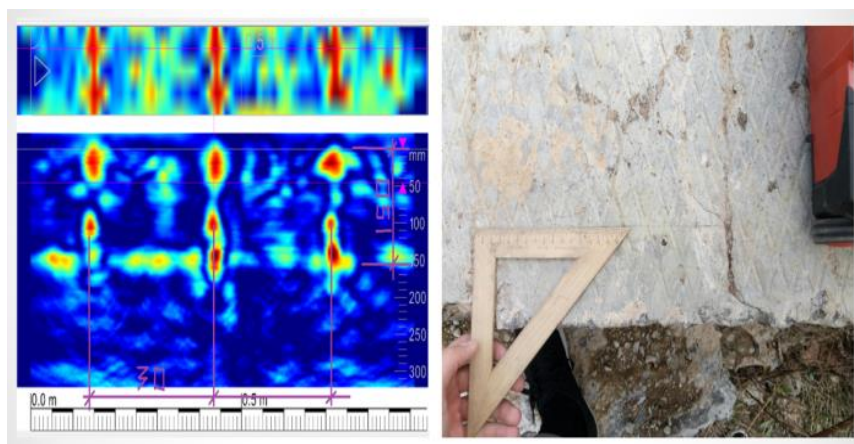


Рис. 5. Результаты сканирования

Вывод.

Ферроскан хорошо зарекомендовал себя при сканировании сплошных железобетонных плит, монолитных плит. Точно определяет положение арматуры, диаметр, защитный слой, толщину плиты. Обследование этих плит можно производить как при положении прибора сверху плиты, так и снизу, и результат будет одинаково точен.

При обследовании ферросканом пустотных плит результаты не всегда получаются достоверными из-за отражения волны в пустотах. Исходя из этого сканировать плиту «сверху» не целесообразно. Производить обследование этих плит необходимо «снизу» ближе к рабочей арматуре.

При обследовании плит «снизу» со стержневой арматурой прибор точно определит расположение арматуры, и ее защитный, слой. При обследовании плит с проволочным армированием либо с канатным когда армирующие элементы расположены рядом друг с другом (см. рис. 4), прибор не способен выдавать точную информацию.

СПИСОК ИСНОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Руководство по эксплуатации PS 1000.
2. Воздействия на конструкции: ТКП EN 1991-1-2-2009*.
3. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02.

Применение постнапряжения в монолитных конструкциях

Соколовская Е. И

Научный руководитель Зверев В. Ф.

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Одним из наиболее перспективных направлений развития монолитного железобетона является применение преднапряжения с натяжением на бетон в построечных условиях.

Преднапряжение может осуществляться как со сцеплением напрягаемой арматуры с бетоном, так и без сцепления.

В первом случае в тело конструкции на стадии опалубочных работ и армирования укладываются каналообразователи из тонколистовой стали. После бетонирования в образовавшиеся полости вводятся арматурные элементы из высокопрочной стали (канаты). Затем производят механическое натяжение при помощи гидравлического домкрата и инъецирование полости бетоном под давлением.

«В случае применения систем без сцепления в тело конструкции на стадии производства опалубочных работ и армирования укладываются специальные канаты заводского изготовления в пластиковой трубке (табл. 1, 2).

Таблица 1.

Геометрические характеристики каната

Диаметр каната	Диаметр проволоки каната, мм		Площадь поперечного сечения, мм ²	Номинальная масса 1 м.п.	Допускаемое отклонение от номинальной массы, %
	наружной	центральной			
15,7	5,2	5,4	150	1,172	±2

Все пространство между трубкой и канатом заполнено антикоррозионным составом, который также способствует уменьшению сил трения при натяжении каната. Затем, как и в случае со сцеплением, происходит бетонирование, набор требуемой прочности и механическое натяжение канатов. Передача усилий натяжения осуществляется при помощи анкерных устройств, состоящих из анкерной плиты и зажима. Анкерная плита может быть как прямоугольной так и круглой формы.

Таблица 2

Механические и реологические свойства каната

Условный предел упругости $s_{0,1}$, Н/мм ²	Условный предел упругости $s_{0,2}$, Н/мм ²	Временное сопротивление s , Н/мм ²	Удлинение при максимальной нагрузке d_{max} , %	Релаксация при начальной нагрузке 0,7, от фактического разрывного усилия, %
Не менее				Не более
1520	1570	1770	3,5	2,5

Все пространство между трубкой и канатом заполнено антикоррозионным составом, который также способствует уменьшению сил трения при натяжении каната. Затем, как и в случае со сцеплением, происходит бетонирование, набор требуемой прочности и механическое натяжение канатов. Передача усилий натяжения осуществляется при помощи анкерных устройств (рис. 1), состоящих из анкерной плиты и зажима. Анкерная плита может быть, как прямоугольной так и круглой формы.

Также в системе возможно использование анкерных устройств на 2, 3, 4, 5 канатов (мультианкеров) (рис. 2). Геометрические свойства анкеров отражены в табл. 3.



Рис. 1. Моноанкер



Рис. 2. Мультианкер

Таблица 3

Геометрические характеристики анкеров

Тип анкера	Количество натягиваемых канатов	Вид опорной плиты в плане	Основные размеры, мм
Моноанкер	1	прямоугольное	130×55
		круглое	Ø95
мультянкер	4	прямоугольное	200×140

Зажим состоит из трех цанговых элементов с внутренней резкой. После натяжения зажим расклинивается в анкерной плите.

Работа по предварительному напряжению железобетонных монолитных конструкций в построечных условиях сводится к нарезке канатов требуемой длины, устройству анкеров, раскладке канатов в проектное положение и натяжению, т. е. не сложнее обычного армирования, и не требует высоко квалифицированного персонала.

В основе экономической эффективности лежит принцип использования канатов, свитых из высокопрочной проволоки с пределом прочности в 4–5 раз превышающим аналогичный показатель обычной арматурной стали. Иными словами на одни и те же напряжения, полученные из статического расчета, требуется заложить в 4–5 раз меньше канатов из высокопрочной стали по сравнению с арматурой. Тогда как стоимость канатов выше на 50–60 %, т. е. даже не в два раза.

Европейская практика на протяжении 40 лет показывает, что в плитах перекрытий применение преднапряжения позволяет сократить толщину плиты с 1/30 пролета до 1/40 – 1/45 пролета. Сокращение армирования при этом достигается на кубический метр до 35–45 кг ненапрягаемой арматуры и 10–15 кг напрягаемых канатов.

Среди наиболее распространенных областей применения подобных систем в западной практике являются конструкции фундаментных плит, перекрытий, промышленных бетонных полов производственных зданий и торговых центров.

Изложенная выше технология является наиболее перспективной и актуальной в настоящее время в связи с возросшей долей монолитного строения. Применение предварительного напряжения в построечных условиях позволяет снизить стоимость, расход бетона и арматуры, увеличить пролет перекрытия, жесткость и устойчивость конструкции.

СПИСОК ИСНОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Кондратчик Н.И., Тур В.В., Кондратчик А.А. Железобетонные конструкции из напрягающего бетона с арматурой, преднапряженной механическим способом//Перспективы развития новых технологий в строительстве и подбор инженерных кадров Республики Беларусь: сб. науч. труд. — Брестский политехнический институт, 1997. — С. 82.
2. Портаев, Д. В. Расчет и конструирование монолитных преднапряженных конструкций гражданских зданий / Д. В. Портаев. - М.: Изд-во ассоциации строит. вузов, 2011. — 247 с.
3. Предварительное напряжение в бетоне [электронный ресурс]: http://www.vashdom.ru/articles/mrstroj_1.htm. — Режим доступа 22.06.2017.
4. Примеры расчета железобетонных конструкций: Учеб. пособие для вузов по спец. «Пром. и граждан. стр-во»/И.М. Спиранский, С.Г. Шашевская, С.В. Бондаренко. — М.: Высш. шк., 1989. — 176 с.

Научное издание

**СОВРЕМЕННЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТОВ
И ОБСЛЕДОВАНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

Материалы
73-й студенческой
научно-технической конференции

23 мая 2017 года

Подписано в печать 04.11.2017. Формат 60×84 ¹/₁₆. Бумага офсетная. Ризография.
Усл. печ. л. 5,06. Уч.-изд. л. 3,95. Тираж 55. Заказ 645.

Издатель и полиграфическое исполнение: Белорусский национальный технический университет.
Свидетельство о государственной регистрации издателя, изготовителя, распространителя
печатных изданий № 1/173 от 12.02.2014. Пр. Независимости, 65. 220013, г. Минск.