

Министерство образования Республики Беларусь
Брестский политехнический институт
Строительный факультет

**ПРОБЛЕМЫ И ПЕРСПЕКТИВЫ
СОВРЕМЕННЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ
КОНСТРУКЦИЙ И ТЕХНОЛОГИЙ**

Труды XXV научно-технической конференции
профессорско-преподавательского состава, аспирантов
и студентов

Брест – 1998

УДК 624.01.002.2
ББК 65.9(2)306.2

Проблемы и перспективы современных строительных конструкций и технологий: труды XXV научно-технической конференции профессорско-преподавательского состава, аспирантов и студентов/Отв.ред. В.И.Драган – Брест: БПИ, 1998.

В сборник включены доклады XXV научно-технической конференции «Проблемы и перспективы современных строительных конструкций и технологий». Рассмотрены вопросы теории и методов расчета строительных конструкций, новых строительных материалов, технологий, организации и экономики строительства, градостроительства и архитектуры.

Сборник предназначен для инженерно - технических работников, научно – исследовательских, проектных, строительных организаций, а также студентов, аспирантов, преподавателей вузов.

Рецензент: директор научно – технического центра Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь, к.т.н. Найчук А.Я.

Редакционная коллегия:

к.т.н., проф. Драган В.И. – ответственный редактор,
к.т.н., проф. Кудиненко А.Д.
К.т.н., доц. Черноиван В.Н.

© Брестский политехнический институт, 1998.

ПОДАТЛИВОСТЬ УЗЛОВЫХ СОЕДИНЕНИЙ РАМНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ПРЯМОУГОЛЬНЫХ ТРУБ

Мухин А.В., Зинкевич И.В., Головки Л.Г., Лебедь В.А.

В настоящее время в практике строительства существенное место занимают полноразборные здания с использованием стальных конструкций максимальной заводской готовности с применением холодногнутых профилей, которые позволяют снизить расход металла по сравнению с горячекатаными профилями, повысить эксплуатационную надежность и снизить трудоёмкость изготовления и монтажа, тем самым сократить сроки и снизить стоимость строительства.

Экономия металла в конструкциях с применением прямоугольных труб в большей части достигается за счёт рациональной концентрации материала в профиле и отсутствия в узловых соединениях фасонки. Элементы в узлах соединяются на сварке. К достоинствам прямоугольных труб следует отнести также благоприятные статические характеристики сечений, повышенные физико-механические характеристики материала вследствие холодного гнутья, значительная коррозионная стойкость, благоприятные монтажные характеристики и высокая эстетичность, благодаря прямоугольной форме сечений. Явные недостатки заключаются в повышенной стоимости вследствие передела листа, ограничения в использовании больших толщин листа и сталей повышенной прочности, концентрация напряжений в узловых соединениях.

В настоящее время в Республике Беларусь и России выпускается широкая номенклатура замкнутых гнутосварных профилей с толщинами стенок от 3 до 14 мм [1]. В Беларуси подобные профили и конструкции выпускаются в Молодечно на заводе металлических конструкций с толщинами стенок от 3 до 8 мм.

Однако, не смотря на преимущества рамных конструкций из данных профилей, внедрение таких конструкций ограничено. При использовании для каркасов зданий рамных систем возникает проблема, связанная с податливостью узловых соединений, жёсткостью которых меняется в процессе нагружения каркаса здания. Поэтому в настоящее время весьма актуально создание метода, позволившего определить податливость, оптимального алгоритма и программного продукта для расчёта подобных конструкций с учётом изменения податливости узловых соединений в процессе нагружения, поскольку действующие на сегодняшний день нормы совершенно не учитывают данное явление. Исследование работы стальных конструкций с применением замкнутых гнутосварных профилей выполнялись также и сотрудниками кафедры СК в рамках ГБ 97/607 [2], [3].

В настоящее время существуют методики и ряд исследований напряжённо-деформированного состояния узлов рамных систем, проводившихся в различных странах. Сложностью в определении напряжённо-деформированного состояния узла является учёт особенности работы тонкостенного профиля со сложным напряжённым состоянием и с нелинейной работой материала в локальных областях, а также с особен-

ностями самих узловых соединений. Было проведено большое количество экспериментально-теоретических исследований с целью получения удовлетворительных методик расчёта. Теоретическое решение напряжённо-деформированного состояния узлов весьма сложно. Суть большинства методов расчёта заключается в сочетании экспериментальных данных для конкретных узлов с теоретическими предпосылками различной степени приближения. Основным методом при решении подобных задач—метод предельного равновесия. Однако недостаток его в том, что принимается искусственная схема разрушения узла, которая не отвечает её действительной картине. Кроме того метод предельного равновесия не позволяет определить перемещения, соответствующие определённой стадии податливости узла, изменяющейся в процессе нагружения.

Исходя из экспериментальных и теоретических исследований, выделяют три основных этапа в работе узла рамы в процессе нагружения. На первом этапе узел работает упруго. Второй связан с локальным развитием пластики. На третьем этапе происходит развитие шарнира пластичности в узле.

Объектом наблюдения в рамных конструкциях, как было сказано выше, являются бесфасоночные узловые соединения (узлы с примыканием к грани профиля одного или нескольких стержневых элементов). Данные узлы применяются в конструкциях ферм, сквозных колонн, каркасах одноэтажных и многоэтажных зданий. По очертанию они подразделяются на Т-, У-, К-образные и крестообразные. Узлы образуются как соединением прямоугольных труб, так и соединением прямоугольных труб и двутавров. Следует также отметить, что при проектировании стальных рам рациональным является комбинирование двутавровых ригелей и колонн из прямоугольных труб.

На сегодняшний день нет единого критерия разрушения таких узлов. В литературных источниках, как правило, рассматриваются три возможных вида разрушения: первое - разрушение узла, то есть разрушение полки или стенок пояса; второе - местное разрушение примыкающего элемента в окрестности узла; третье - разрушение по сварному шву (прочность сварных швов, как правило, обеспечивается отдельно так, чтобы разрушение по сварным швам не происходило). За критерий разрушения таких узлов целесообразным кажется принятие максимума нагрузки. Однако, воспользовавшись терминологией I. Ligocki и J. Szlendak [4], [5] введших понятия “мягкие” узлы ($\beta \leq 0,9$) и “жесткие” узлы ($\beta \rightarrow 1$), для “мягких” узлов ($\beta \ll 1$) до достижения максимума нагрузки имеют место очень большие пластические деформации пояса, а для “жестких” узлов ($\beta \rightarrow 1$) обычно перед достижением максимума нагрузки возникают трещины в зоне нагрева металла при сварке. Таким образом, характер деформирования и разрушения этих узлов существенно различается. Следует также отметить, что на данный момент нет простых методов для предсказания разрушающей нагрузки. Причем теоретический анализ работы таких узлов должен учитывать изменение геометрических параметров во время процесса нагружения, механическое упрочнение, мембранный эффект и другие факторы. Таким критерием может быть принят произвольно принятый максимальный угол поворота или максимальное перемещение нагруженного пояса, как было

предложено в статье Mouty [6]. Однако возникает проблема в предсказании предельной нагрузки по такому критерию. По этой причине этот критерий оказался слишком сложным для практического применения.

За критерии разрушения с недавнего времени была принята нагрузка, соответствующая образованию шарнира пластичности. Однако нет единого мнения, как определять разрушающую нагрузку. Kanatani предложил принять за предельную нагрузку, при которой жесткость узла становится равной одной третьей начальной жесткости. Это определение имеет недостаток в силу отличия работы “мягких” и “жестких” узлов. Наиболее приемлемым выглядит предложение Manga [7]. Он определил максимальную пластическую нагрузку для узлов, нагруженных изгибающим моментом, как нагрузку, связанную с максимумом кривизны экспериментальной кривой “момент - поворот”. Подобное определение выглядит наиболее приемлемым по сравнению с описанными выше. Между тем и данный критерий не гарантирует приемлемый резерв безопасности для каждого узла.

Необходимо также отметить, что при статическом расчете рам следует четко различать типы узловых соединений ригелей со стойками, которые могут быть шарнирными, жесткими, податливыми. Шарнирное узловое соединение не должно передавать изгибающих моментов, которые бы существенно влияли на работу рамы. Жесткое узловое соединение должно быть таково, чтобы его деформация не изменяла бы распределение усилий в элементах рамы более чем на 5 процентов. Податливое узловое соединение должно передавать момент в узле в соответствии с зависимостью « момент – угол поворота » в узле. Статический расчет рам при наличии жестких и шарнирных узлов можно выполнять по существующим программам. Рамы с податливыми узлами необходимо рассчитывать по специальным программам. При нелинейной зависимости « момент – угол поворота » программы должны использовать итерационные процессы.

Возникает необходимость в классификации узловых соединений. Узел рамы можно считать шарнирным, если выполняется условие $S < 0.5EJ/L$, где: S – секущий модуль кривой « момент – угол поворота » при расчетном значении момента; EJ/L – погонная жесткость ригеля.

Для определения вида узлового соединения необходимо экспериментально или теоретически получить кривые зависимости « момент – угол поворота » и сопоставить их с графиками, приведенными ниже, которые справедливы при соотношении погонных жесткостей ригеля и стойки более 0.1 [8].

$$\bar{m} = \frac{M}{M_{pl}}; \quad \bar{\phi} = \frac{EI\phi}{M_{pl}l};$$

M - момент в узле; M_{pl} - предельный пластический момент в узле; ϕ - угол поворота в узле, EI - жесткость ригеля, l - пролет ригеля.

При проектировании рамных конструкций из замкнутых профилей с целью еще большей экономии металла, в местах, подверженных большим напряжениям, ведущим к потере несущей способности из-за выхода из строя стенок профилей, как по длине

элементов-стоек, так и в узлах, было предложено заполнять прямоугольные трубы бетоном. Однако, из-за недостаточно высокого сцепления бетона на обычных цементах со стенками профилей происходит отрыв металлической оболочки от бетонного ядра. Происходит это явление вследствие усадки бетона во времени, а так же в процессе работы самого трубобетона [9]. Как вариант решения данной проблемы был предложен к использованию бетон на самоупрочающихся цементах. Однако при использовании трубобетонных элементов конструкций на самоупрочающихся цементах возникает проблема, связанная с определением несущей способности таких элементов, что вызвано недостатком экспериментальных данных по этому вопросу и отсутствием удовлетворительных теоретических разработок в данной сфере.

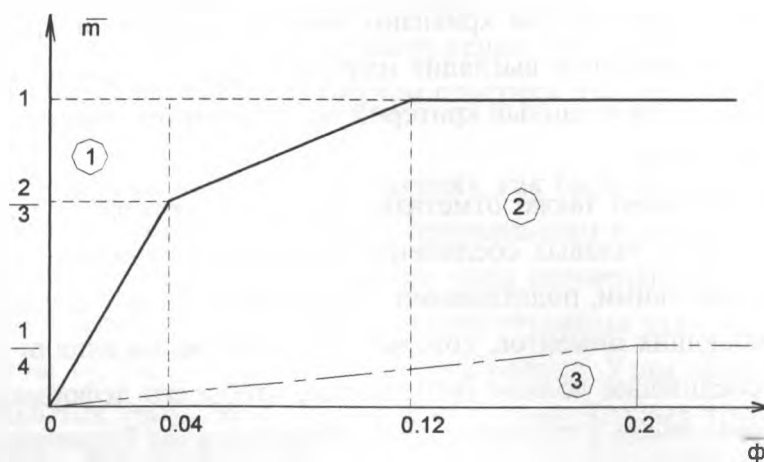


Рис. 1. Рамные системы: 1 - жесткие узлы; 2 - податливые узлы; 3 - шарнирные узлы.

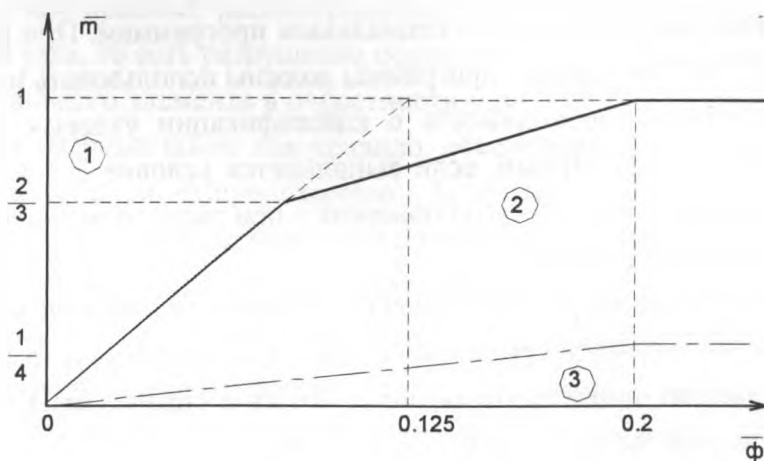


Рис. 2. Рамно-связевые системы: 1 - жесткие узлы; 2 - податливые узлы; 3 - шарнирные узлы.

Таким образом, решение проблемы податливости узловых соединений из прямоугольных труб на данный момент является весьма актуальным. Результаты экспериментальных исследований и теоретических разработок в данной области существенно до-

полнили бы имеющиеся и разрабатываемые в настоящее время нормативные документы. Что в итоге позволило бы получить значительный экономический эффект при проектировании металлических конструкций.

Литература

1. Руководство по проектированию стальных конструкций из гнутосварных замкнутых профилей. ЦНИИПроектстальконструкция. М. 1978. 43с.
2. Отчёт по НИР 97/607 «Разработка метода расчёта и программного обеспечения для проектирования стальных конструкций с применением замкнутых гнутосварных профилей с учётом податливости узловых соединений при нагружении». - Мухин А.В. , Зинкевич И.И. , Головкин Л.Г. , Черноиван Н.В. , Лебедь В.А. - Брест 1997. - 63с.
4. Определение податливости узловых соединений из прямоугольных труб. - Мухин А.В. , Зинкевич И.И.—Металлостроительство—96 (Состояние и перспективы развития) : Международная конференция. Сборник трудов , т2, Донецк - Макеевка - 1996. - 132с.
5. Szlendak J., Ligocki I. Strength of T-joints of type RR-I in rectangular hollow section frames. - Staveb. Cas. - 1989, N37, p. 175-189.
6. Szlendak, M. Broniewicz. Sztywnosc wezlow spawanych typu T z rur prostokatnych. - Брест - 1995.
7. Mouty J. Calcue descharges ultimes des assemblages saundes de profils creux et rectangulares. - Construction Metallique. - 1976, N2, s. 37-58.
8. Mang F., Bucak O., Wolfmuller F. Bemessungsverfahren fur T-Knoten aus Rechteck-Hohlprofilen, Forschungsbericht N82, der Studiengesellschaft fur Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e. V., Dusseldorf, 1981.
9. Brodka J., Kozlowski A., Sztywnosc i nosnosc wenzlow podatnych.- Bialystok 1996 Rzeszow. p.322.
10. Прочность трубобетона. – Под ред. Лукша Л.К.-- Мн. : « Высшэйшая школа », 1977.—95 с.
11. Инструкция по проектированию самонапряженных железобетонных конструкций . СН 511-78. Госстрой СССР.- М.: Стройиздат, - 1979. - 59с.
12. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции. 94с.
13. Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten. Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln fur den Hochbau Deutsche fassung ENV 1993-1-1.

К ОЦЕНКЕ ПОДАТЛИВОСТИ СОЕДИНЕНИЙ РАЗНОМОДУЛЬНЫХ ОБШИВОК НЕСУЩИХ СТЕНОВЫХ МОНОПАНЕЛЕЙ

Чистяков А.М., Черноиван В.Н., Мухин А.В., Черноиван Н.В.

В Центральном научно-исследовательском проектно и конструкторско-технологическом институте легких и металлических конструкций разработана конструкция здания системы “Монопанель”.

Здания системы “Монопанель” отличаются высокой технологичностью монтажа, малой массой монтируемых элементов, что позволяет при их возведении обходиться без подъемных кранов.

Основой зданий системы “Монопанель” является двухслойная панель, состоящая из профилированного оцинкованного стального листа толщиной 0.8 мм и трудногорючего пенопласта Пенорезол объемной массой до 100 кг/м³. Панели изготавливаются по ТУ 5284-101-04614443-97 на линии непрерывного действия со скоростью 6 м/мин. Специализированный завод по производству панелей находится в г. Талдом Московской области.

Основным несущим элементом здания системы “Монопанель” является профилированный оцинкованный стальной лист двухслойной панели, устойчивость которого с одной стороны обеспечивается припененным на клею пенопластом, а с другой - плоским листом из фанеры, цементностружечной, цементногипсовой или гипсоволокнистой плитой, соединенной дискретными связями. Такое конструктивное решение “шубой наружу” обеспечивает:

- хорошую теплоизоляцию зданий, так двухслойная панель с толщиной Пенорезола 80 мм аналогична по требуемому сопротивлению теплопередаче кирпичной стене толщиной 1900 мм;
- отсутствие дополнительных напряжений в стеновом ограждении, вызываемых атмосферными температурно-влажностными воздействиями;
- вторую группу огнестойкости зданий по СНиП 2.01.02-85;
- хорошую пароизоляцию со стороны помещения (за счет оцинкованного листа);
- возможность отделки внутренних стен с помощью обоев или окраски;
- удобный монтаж электрики, трубопроводов и др.

Внешняя сторона стен решается в нескольких вариантах:

- нанесением специальных жидких масс из акриловых смол, наполненных натуральным камнем (мрамор, гранит, песок и др.);
- облицовкой керамическими материалами;
- облицовкой вагонкой, горбылем, профилированным металлом и другими материалами.

Одной из основных причин, сдерживающих широкое внедрение системы “Монопанель” в практику строительства является отсутствие данных о работе разномодульных обшивок, соединенных на дискретных связях.

Так как фанера является наиболее доступным материалом для Брестской области и Республики Беларусь в целом, то оценка податливости соединений проводилась на образцах следующей конструкции. Образцы были выполнены из монопанели, изготовленной на специализированном заводе по производству панелей (г. Талдом), и фанеры березовой, изготовленной на ПДО (г. Пинск). Фанера марки ФСФ толщиной 10 мм, прикрепленная одним нагелем к волне профиля Н57-750-0.7, использовалась в качестве внутренней обшивки. По конструктивному решению образцы отличались типом принятого крепления фанерной обшивки к стальному профилю. Для испытаний были изготовлены образцы с наиболее технологичными дискретными связями. Всего было испытано 16 образцов (рис.1) следующих видов:

- 5 образцов с саморезом, установленным со стороны фанеры, усиленной под головкой самореза вклеенной стальной шайбой (рис. 3б) (№№1-5, группа I, рис.2а);

- 3 образца с саморезом, установленным со стороны фанеры, усиленной под головкой самореза неклеенной стальной шайбой (рис. 3б) (№№6-8, группа II, рис.2а);

- 1 образец с саморезом, установленным со стороны внутренней поверхности гофра стального профиля; фанерная обшивка усилена вклеенной стальной шайбой (рис. 3б) со стороны примыкающей к стальному профилю (№9, группа III, рис.2б);

- 1 образец с саморезом, установленным со стороны внутренней поверхности гофра стального профиля; фанерная обшивка усилена вклеенной стальной шайбой (рис. 3б) со стороны противоположной стальному профилю (№10, рис.2в);

- 1 образец с саморезом, установленным со стороны внутренней поверхности гофра стального профиля; фанерная обшивка выполнена без усиления шайбой (№11, рис.2г);

- 5 образцов с болтом ($d=6$ мм), установленным со стороны внутренней поверхности гофра стального профиля; фанерная обшивка усилена со стороны противоположной стальному профилю вклеенной стальной шайбой (рис. 3б) (№№12-16, группа IV, рис.2д).

Все соединения были решены с использованием стальных подкладок, толщиной 2.8 мм. Стальные подкладки (рис.3б) фиксировались с внутренней стороны гофра (рис. 1а).

а). Вид со стороны металла б). Вид со стороны фанеры

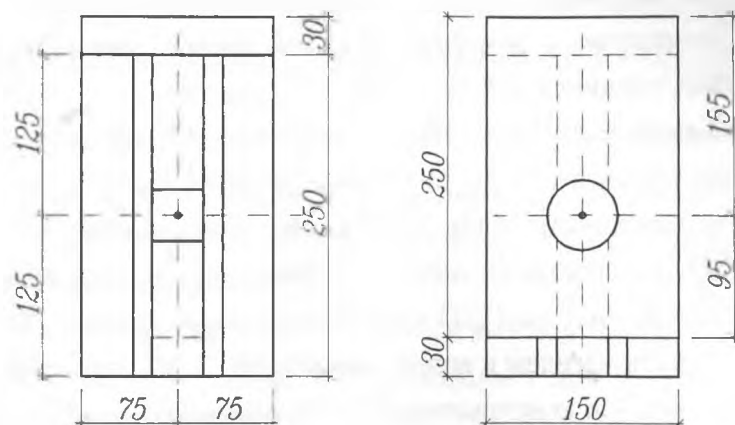


Рис.1 Общий вид соединения

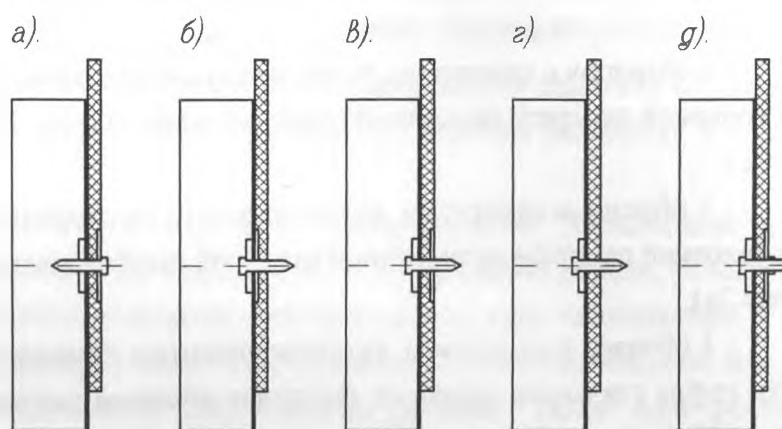


Рис. 2. Сечения типов соединений по оси симметрии

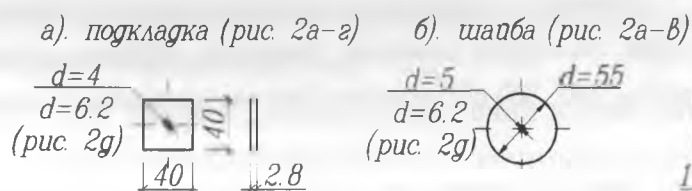


Рис. 3. Стальные детали для соединений.

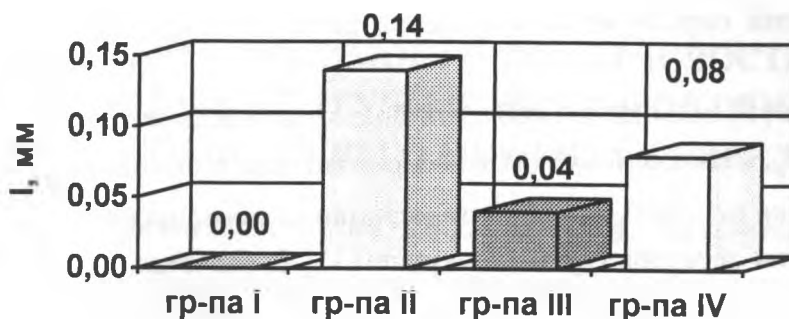
Испытания образцов производились на прессе марки ПСУ-5-10. Нагрузка прикладывалась к фрезерованному торцу фанерной обшивки, выдвинутой относительно верхней грани стального профиля на 30 мм вверх (рис.1). Скорость загрузки образца была постоянной и составляла 130 Н/с. Измерения вертикальных перемещений фанерной обшивки от действия приложенной нагрузки фиксировались с помощью двух индикаторов часового типа ИЧ-10 с ценой деления 0.01 мм.

В ходе испытаний были зафиксированы:

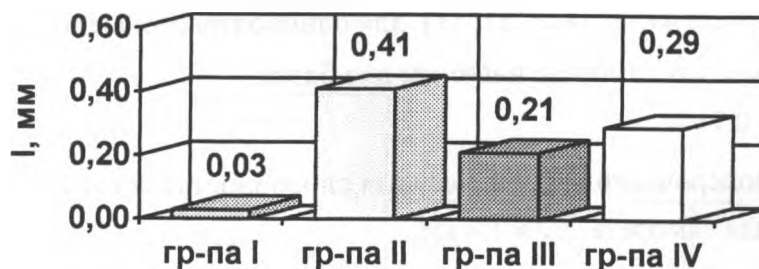
- значения приложенных нагрузок и величины вертикальных перемещений фанерной обшивки соответствующие им;
- численные значения разрушающей нагрузки для каждого образца.

По итогам испытаний для качественной оценки исследуемых типов соединений были построены диаграммы (см. рис.4-6).

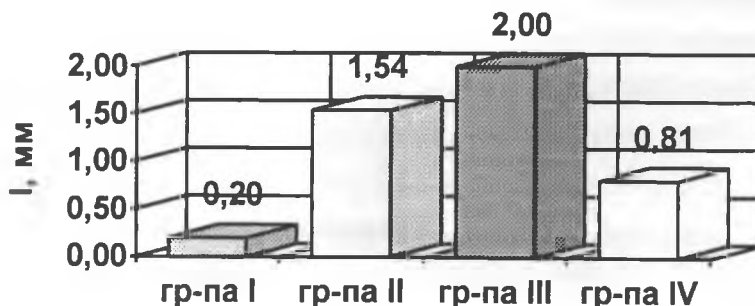
Податливость соединения при $P=1.67$ кН (рис.4)



Податливость соединения при $P=2.505$ кН (рис.5)



Податливость соединения при $P=3.34$ кН (рис.6)



Анализ экспериментальных данных позволяет сделать следующие основные выводы:

- наименее деформативными являются образцы с саморезом, установленным со стороны фанеры, усиленной под головкой самореза клеенной стальной шайбой;

- наиболее деформативными являются образцы с саморезом, установленным со стороны фанеры, усиленной под головкой самореза невклеенной стальной шайбой.

Проведенный осмотр испытанных образцов показал, что основной причиной вертикальных перемещений фанерной обшивки было смятие металла стального профиля под нагелем. Исходя из этого можно заключить, что несущая способность принятых типов соединений определяется из условия работы материала стального профиля на смятие.

Согласно [1] несущая способность болтового соединения определяется расчетным усилием N_b , которое может быть воспринято одним болтом на срез или смятие.

Для оценки несущей способности испытанных соединений были выполнены поверочные расчеты образцов группы I и группы IV. В расчетах было принято, что материал стального профиля имеет следующие прочностные характеристики: $R_v = 215$ МПа, $R_{w1} = 365$ МПа (табл. 51* [1]). Расчет был проведен по формуле:

$$N_b = R_{bp} \cdot \gamma_b \cdot d \cdot \sum l,$$

где $R_{bp} = 485$ МПа согласно табл. 59 [1] для класса точности А;

$\gamma_b = 0.8$ согласно табл. 35* [1] для одноболтового соединения;

$d = 5$ мм для самореза и $d = 6$ мм для болта;

$\sum l = 0.7$ мм.

Согласно поверочного расчета несущая способность составила:

- для самореза $N_b \approx 1.4$ кН;

- для болта $N_b \approx 1.6$ кН.

Из результатов испытаний следует, что фактическая несущая способность для образцов группы I, составляет примерно 7 кН, что более чем в 5 раз превосходит расчетную; для образцов группы IV (болтовые соединения) фактическая несущая способность составляет около 5 кН, что более чем в 3 раза выше расчетной.

Из изложенного следует, что испытанные виды соединений (группы I и IV) требуют дальнейших более углубленных исследований с целью разработки их методики расчета.

Литература

1. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции / Госстрой СССР. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989.
2. Чистяков А.М. Легкие многослойные ограждающие конструкции. - М.: Стройиздат, 1987.
3. Легкие ограждающие конструкции с утеплителями на основе минеральных волокон. Шоболов Н.М. // Обзорная информация. - М.: ВНИИТПИ, 1991.
4. Шоболов Н.М. Применение новых прогрессивных материалов в легких ограждающих конструкциях // Промышленность строительных материалов. Сер.6. Промыш-

ленность полимерных, мягких кровельных и теплоизоляционных строительных материалов / ВНИИЭСМ. - М., 1990. -Вып.5.

5. Гликин С.М. Прогрессивные ограждающие конструкции промышленных зданий. - М.: Стройиздат, 1990.

К ОПРЕДЕЛЕНИЮ ЗАВИСИМОСТИ ПОДАТЛИВОСТИ УЗЛОВ РАМ ИЗ ПРЯМОУГОЛЬНЫХ ТРУБЫ И ДВУТАВРОВ ПРИ ДЕЙСТВИИ ИЗГИБАЮЩЕГО МОМЕНТА В РИГЕЛЕ

Зинкевич И.В., Мухин А.В., Лебедь В.А., Черноиван Н.В.

Наиболее рациональной, при проектировании стальных рам, является комбинация колонн из прямоугольных труб и ригелей из двутавра. Такая комбинация позволяет рационально совместить достаточно большую жёсткость сжатой колонны в обоих возможных направлениях её потери устойчивости с традиционно выгодным распределением материала двутавра в работающем на изгиб ригеле]. Данный узел с условными обозначениями представлен на рис. 1.

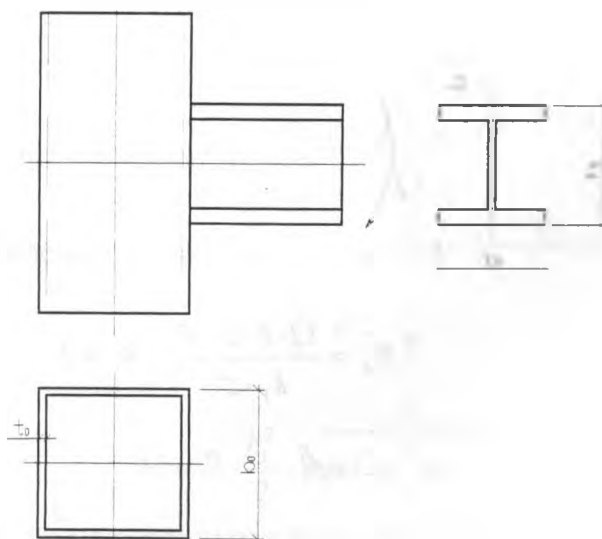


Рис.1. Узел сопряжения двутавра с колонной из прямоугольной трубы.

$$\beta = \frac{h_1}{b_0}, \quad \lambda_0 = \frac{h_0}{t_0}$$

Для вычисления жесткости узла, обусловленной местным изгибом пояса, представим его в виде шести независимых пластин, к которым прикреплен двутавр.

Определим реакции, возникающие при изгибе пластин.

Реакция двух поперечных пластин:

$$R_1 = 2 \cdot \left(\frac{12 \cdot E \cdot J}{k_1 \cdot c^3} \right) \cdot \delta,$$

где k_1 - коэффициент, учитывающий деформирование стенок профиля пояса

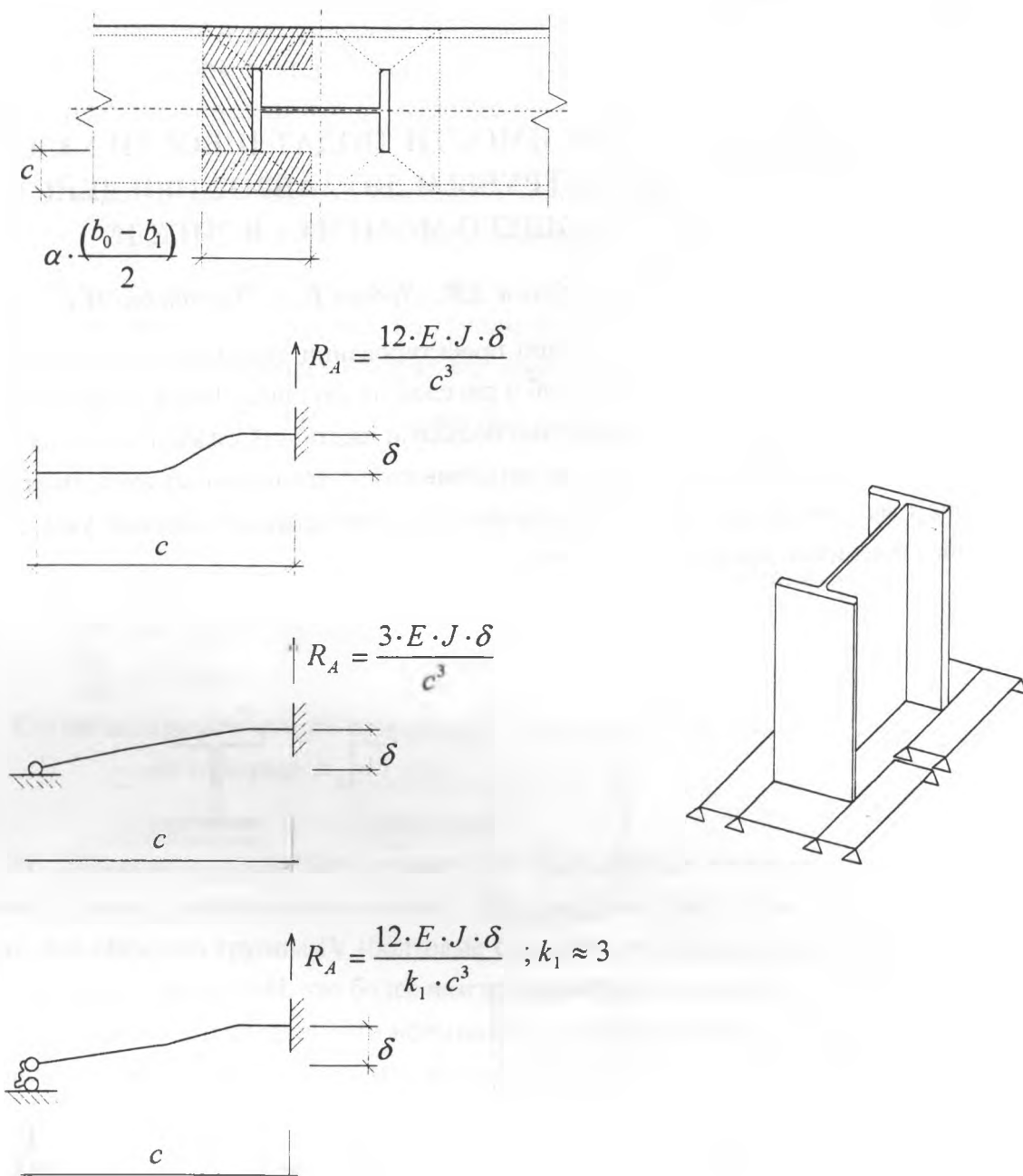


Рис.2. Расчетная модель узла.

Представив значения J и c :

$$J = \frac{2 \cdot \alpha \cdot c \cdot t_0^3}{12} \text{ и } c = \frac{b_0 - b}{2} = 0.5 \cdot b_0 \cdot (1 - \beta), \text{ получим:}$$

$$R_1 = \frac{16 \cdot E \cdot \alpha \cdot t_0^3 \cdot \delta}{k_1 \cdot [b_0^2 \cdot (\beta - 1)^2]}$$

Реакция продольной пластины:

$$R_2 = \frac{3 \cdot E \cdot J}{(\alpha \cdot c)^3} \cdot \delta,$$

или в принятых обозначениях:

$$R_2 = \frac{2 \cdot E \cdot \beta \cdot t_0^3 \cdot \delta}{b_0^2 \cdot [\alpha^3 \cdot (1 - \beta)^3]}.$$

Для определения параметра α найдем минимум суммарной реакции:

$$R = R_1 + R_2: \frac{dR}{d\alpha} = 0,$$

$$\frac{16 \cdot E \cdot t_0^3 \cdot \delta}{k_1 \cdot [b_0^2 \cdot (\beta - 1)^2]} - \frac{6 \cdot E \cdot \beta \cdot t_0^3 \cdot \delta}{b_0^2 \cdot [\alpha^4 \cdot (1 - \beta)^3]} = 0.$$

После сокращения неравных нулю множителей получим:

$$\frac{16}{k_1} - \frac{6 \cdot \beta}{\alpha^4 \cdot (1 - \beta)} = 0,$$

откуда $\alpha = \sqrt[4]{\frac{3}{8} \cdot k_1 \cdot \frac{\beta}{1 - \beta}}.$

Коэффициент k_1 , как показывают расчеты, для ГСП может быть принят ≈ 3 .

Тогда $\alpha = \sqrt[4]{\frac{\beta}{1 - \beta}}$

Согласно рис. 2 изгибающий момент в ригеле равен:

$$M = R \cdot h_1;$$

перемещение δ определяется для малых углов как:

$$\delta = \frac{h_1}{2} \cdot \varphi;$$

Тогда

$$M = R \cdot \frac{h_1^2}{2} \cdot \varphi = C_{M1} \cdot \varphi,$$

где R - суммарная реакция пластин от единичного перемещения;

C_{M1} - жесткость узла на поворот, обусловленная местным изгибом полки.

После подстановок находим выражение для C_{M1} :

$$C_{M1} = \frac{16 \cdot E \cdot \sqrt[4]{\frac{\beta}{1 - \beta}} \cdot t_0^3 \cdot h_1^2}{k_1 \cdot b_0^2 \cdot (1 - \beta)^2} + \frac{2 \cdot E \cdot \beta \cdot t_0^3 \cdot h_1^2}{b_0^2 \cdot \left(\sqrt[4]{\frac{\beta}{1 - \beta}}\right)^3 \cdot (1 - \beta)^3}$$

после преобразования получаем:

$$C_{M1} = \frac{E \cdot t_0 \cdot h_1^2}{\lambda_0^2} \cdot \frac{\sqrt[4]{\beta}}{\sqrt[4]{(1-\beta)^3}} \cdot \left(\frac{8}{k_1} + 1 \right)$$

Как показали численные расчеты и эксперименты при $\beta \rightarrow 1$ деформативность узла в основном обусловлены сдвиговыми деформациями стенки, которые учтены следующим образом:

прогиб δ от сдвиговых деформаций стенки:

$$\delta = \frac{\eta_Q}{G \cdot A} \int_0^h Q \cdot \bar{Q} \cdot dx$$

или

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{\eta_Q}{G \cdot A} \left(\frac{M}{2 \cdot h_1} \cdot h_1 \cdot 1 - \frac{2 \cdot M}{4 \cdot h_1} \cdot \alpha \cdot c \cdot \frac{1}{2} \cdot 1 \right) = \\ &= \frac{M}{G \cdot A} \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{4} \cdot \frac{\alpha \cdot c}{h_1} \right) \end{aligned}$$

после подстановки значений

$$A = h_0 \cdot t_0; \quad G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}; \quad \alpha = \sqrt[4]{\frac{\beta}{1-\beta}}; \quad \delta = \varphi \cdot h_1; \quad c = \frac{b_0}{2} \cdot (1 - \beta),$$

где $\nu = 0.3$ - коэффициент Пуассона для стали;

$\eta_Q = 1.2$ - коэффициент учета формы сечения;

получим:

$$\varphi \cdot h_1 = \eta_Q \cdot M \cdot \frac{(1 + \nu)}{E \cdot h_0 \cdot t_0} \cdot \left(1 - \frac{\sqrt[4]{\beta \cdot (1 - \beta)^3}}{2 \cdot \eta} \right)$$

после преобразования получим:

$$M = \frac{E \cdot h_1 \cdot h_0 \cdot t_0}{\eta_Q \cdot (1 + \nu)} \cdot \left(\frac{2 \cdot \eta}{2 \cdot \eta - \sqrt[4]{\beta \cdot (1 - \beta)^3}} \right) \cdot \varphi$$

Тогда сдвиговая жесткость узла будет равна:

$$C_{M2} = \frac{E \cdot h_1 \cdot h_0 \cdot t_0}{\eta_Q \cdot (1 + \nu)} \cdot \left(\frac{2 \cdot \eta}{2 \cdot \eta - \sqrt[4]{\beta \cdot (1 - \beta)^3}} \right)$$

Суммарный угол поворота:

$$\varphi = \varphi_{M1} + \varphi_{M2} = \frac{M}{C_{M1}} + \frac{M}{C_{M2}} = M \cdot \left(\frac{1}{C_{M1}} + \frac{1}{C_{M2}} \right)$$

Тогда

$$M = \frac{\varphi}{\frac{1}{C_{M1}} + \frac{1}{C_{M2}}}$$

ИЛИ

$$C_M = \frac{1}{\frac{1}{C_{M1}} + \frac{1}{C_{M2}}}$$

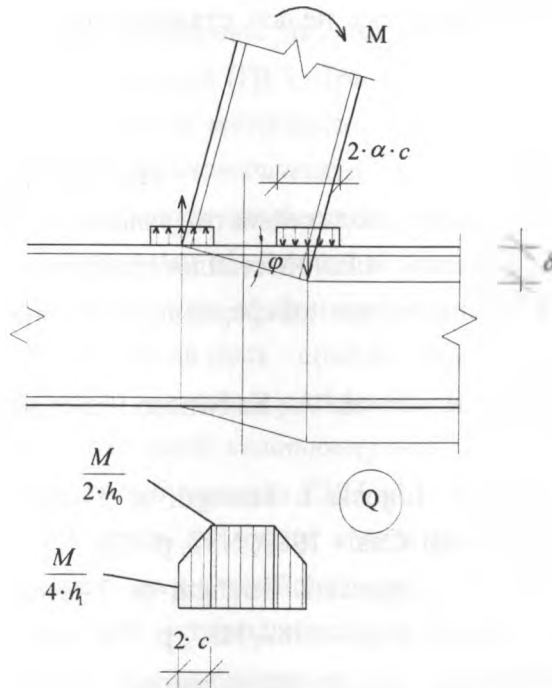


Рис. 3. К определению влияния сдвига стенок на жесткость узлов.

Ниже приведено сопоставление результатов расчета по полученным формулам и данных экспериментальных исследований рамных узлов проводившихся в Белостокской политехнике.

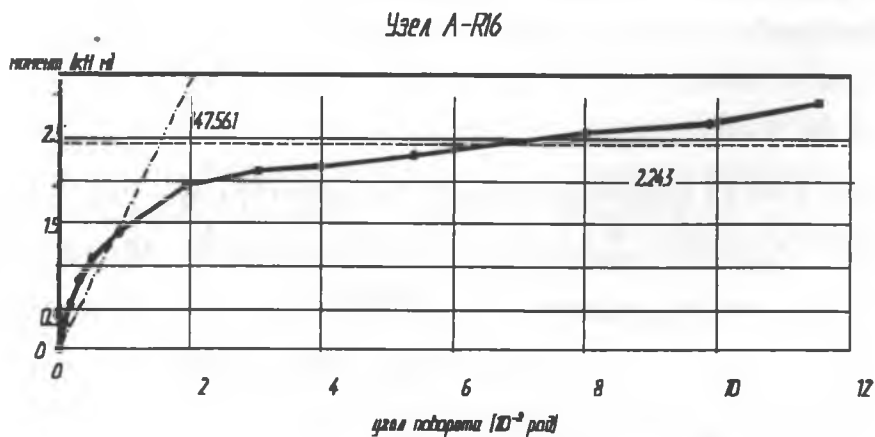


Рис. 4. Сопоставление данных расчета с экспериментальными данными для узла рамы с ригелями из двутавра.

Следует отметить, что ранее область определения жёсткости для узлов сопряжения ригеля из двутавра и колонны из прямоугольных профилей была обделена вниманием, не смотря на целесообразность такой комбинации профилей. В зоне внимания последнее время была проблема податливости узлов из прямоугольных профилей.

Не смотря на ценность полученных теоретических результатов, обеспечивающих удовлетворительную сходимость теоретических расчётов с экспериментальными данными, на данной проблеме нельзя ставить точку. Проблема требует дальнейшего рассмотрения.

Литература

1. Определение податливости узловых соединений из прямоугольных труб. - Мухин А.В., Зинкевич И.И.—Металлостроительство—96 (Состояние и перспективы развития) : Международная конференция. Сборник трудов , т2, Донецк - Макеевка - 1996. - 132с.
2. Brodka J., Kozlowski A., Sztwnosc i nosnosc wenzlow podatnych.- Bialystok 1996 Rzeszow. p.322.
3. Szlendak J., Ligocki I. Strength of T-joints of type RR-I in rectangular hollow section frames. - Staveb. Cas. - 1989, N37, p. 175-189.
4. Szlendak J., Ligocki I. Strength of T-joints of type RR-I in rectangular hollow section frames. - Staveb. Cas. - 1989, N37, p. 175-189.
5. Руководство по проектированию стальных конструкций из гнутосварных замкнутых профилей. ЦНИИПроектстальконструкция. М. 1978. 43с.
6. Szlendak, M. Broniewicz. Sztwnosc wezlow spawanych typu T z rur prostokatnych. - Брест - 1995.
7. Mang F., Bucak O., Wolfmuller F. Bemessungsverfahren fur T-Knoten aus Rechteck-Hohlprofilen, Forschungsbericht N82, der Studiengesellschaft fur Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e. V., Dusseldorf, 1981.
8. Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten. Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln fur den Hochbau Deutsche fassung ENV 1993-1-1.

АВТОМАТИЗИРОВАННАЯ ПОДСИСТЕМА СОСТАВЛЕНИЯ СПЕЦИФИКАЦИЙ СТАЛИ И МЕТИЗОВ ПРИ РАЗРАБОТКЕ ЧЕРТЕЖЕЙ КМД

Уласевич В.П., Мигель В.В.

В процессе обучения проектированию стальных конструкций студенты выполняют два курсовых проекта, объем которых достаточно велик. И все же, навыки проектирования у большинства студентов желают лучшего. Причина - недостаток времени на

их глубокую проработку в связи с перегрузкой. В результате, даже тот, кто сделал курсовой проект в срок, не имеет времени на глубокую проработку методического материала. Считается, что студент для успешной учебы должен тратить 10 часов ежедневно. Думаем, что в действительности эти затраты еще больше. Но парадокс в этих затратах времени состоит в том, что 40% из них тратится на непроизводительную, рутинную рукописную оформительскую работу. Сегодня выход из этого положения очевиден - *эффективное использование автоматизированных рабочих мест (АРМ) студента на базе современных персональных компьютеров (ПК)*. При выполнении же курсовых проектов выход - *во внедрении компьютерной технологии обучения проектированию, посредством использования обучающих технологических линий проектирования (ТЛП)*. *Обучающие ТЛП* представляют собой *пакет профессиональных подсистем автоматизированного проектирования*, с элементами обучения, вписанными в пользовательский интерфейс. Суть *элемента обучения* зависит от функционального назначения подсистемы, при этом должна достигаться главная цель - способствовать приобретению у студента инженерно-конструкторского и системотехнического мышления с одновременным развитием навыка работы в *локальной компьютерной сети*. На кафедре строительных конструкций разработаны две *обучающих ТЛП*, которые успешно используются при выполнении курсовых проектов по курсу «Металлические конструкции» и «САПР в строительстве» [1]. Уровень их дальнейшего совершенствования зависит от мощности ПК для АРМ и операционной системы, поддерживающей функционирование учебной локальной сети, под которую и разрабатывается подсистема. Разработанные ранее ТЛП эксплуатировались под MS-DOS. В настоящее время локальная сеть кафедры функционирует под управлением Microsoft ОС Windows for Workgroup (Windows 95 или Windows 3.11), которая оказалась наиболее удобной и надежной при организации учебного процесса. Это объясняется многими ее достоинствами. Укажем на главные.

- Возможность организации локальной сети без специально задействованного компьютера под сервер с использованием ресурса всех ПК как единого целого, и в то же время - организации управления работой сети с одного из них.

- Мощные универсальные *прикладные средства MsWord, MsExcel*, разработанные фирмой Microsoft под ОС Windows, на базе которых легко создать эффективные в использовании в учебном процессе *профессиональные приложения*, а так же наличие в ОС Windows режима OLE, позволяющего просто компоновать документы типа *пояснительных записок* курсовых проектов со сложными техническими текстами (*формулы, рисунки, графики*). Такая организация работы одновременно развивает у студента и навык работы со средами, получившими широкое признание в работе с приложениями во всех отраслях производственной деятельности.

- Достаточно большое число прикладных средств, разработанных другими фирмами, которые могут успешно использоваться в обучении проектированию при включении их обучающие ТЛП в качестве подсистем. Среди них отметим *AutoCAD LT for Windows* (©Autodesk inc.), *MathCAD Plus 5.0* (©Mathsoft inc.).

- Наличие эффективных языков программирования высокого уровня, в том числе и встроенных в прикладные средства *MsWord, MsExcel*.

Учитывая вышесказанное, начат процесс постепенного обновления подсистем обучающих ТЛП под ОС *Windows*.

Предлагаемая Вашему вниманию подсистема **SPECMK** предназначена для составления спецификаций стали и стальных метизов в автоматизированном режиме при разработке чертежей КМД металлических конструкций. Концептуальная модель подсистемы построена на возможности прямой и обратной связи в системе «Пользователь-АРМ». Концептуальная модель реализована на алгоритмическом языке DELPHI-1.

При запуске подсистемы на экране появляется монитор диалога, из которого может быть установлена связь либо с программой расчета спецификаций металла, либо с программой составления спецификаций метизов.

Программа расчета спецификаций металла открывает окно диалога, дающего возможность с помощью кнопок диалога сделать выбор вида работ (Рис. 1).

Слева расположены кнопки для работы с файлами спецификаций:

«Новая» - открыть новый файл спецификации; «Открыть» - вызвать ранее сохранённый файл спецификации; «Сохранить» - сохранить файл спецификации; «Сохранить как ...» - сохранить файл спецификации под новым именем; «Печатать» -



Рис.1. Диалоговое окно программы расчета спецификации стали в стадии КМД

вывод спецификации на принтер (предварительный просмотр); «Выход» - выход из программы.

Выбор равнополочного уголка.

Сталь прокатная угловая равнополочная
(по ГОСТ 8509-72*)

№ Профиля	Размеры, мм				Площадь, см ²	Масса, кг/м	
	b	d	R	t			
5,0	50	4	5,5	1,8	3,89	3,05	+
5,0	50	5	5,5	1,8	4,80	3,77	
5,6	56	5	6,0	2,0	5,41	4,25	
6,3	63	5	7,0	2,3	6,13	4,81	
6,3	63	6	7,0	2,7	7,28	5,72	
7,0	70	5	8,0	2,7	6,86	5,38	
7,0	70	6	8,0	2,7	8,15	6,39	
7,5	75	5	9,0	3,0	7,39	5,80	
7,5	75	6	9,0	3,0	8,78	6,89	
7,5	75	7	9,0	3,0	10,10	7,96	+

Принять

Закреть

Рис. 3. Пример окна для работы с сортаментом

Справа расположены кнопки для работы со спецификацией:

«Добавить марку» - возможность добавить марку в спецификацию; «Добавить элемент» - возможность добавить элемент в спецификацию; «Изменить элемент» - возможность изменить элемент спецификации; «Удалить элемент» - удаление элемента из спецификации;

«Отменить выбор» - отменить начатую работу со спецификацией.

Внизу расположены следующие кнопки редактирования элемента спецификации:

«Расчёт» - подсчитывается масса элемента спецификации; «Принять» - редактируемый документ записывается в виде файла *.sps; «Сечение» - возможность сделать выбор типа и параметров элементов сечения профиля. Кнопка «Сечение» открывает диалоговое окно, в котором имеется набор кнопок с рисунками профиля сортамента.

При нажатии одной из кнопок открывается таблица сортамента, из которой, указанием маркера мыши может быть сделан выбор номера профиля с требуемыми характеристиками.

Широкий набор средств управления работой с программой позволяет пользователю не только составлять спецификацию, но и вносить в нее изменения. Файл спецификации может быть распечатан в пояснительную записку, а так же вставлен в чертеж, разрабатываемый в среде AutoCAD.

Программа составления спецификаций метизов предназначена для расчета в автоматизированном режиме спецификации потребности метизов по данным разрабатываемого чертежа.

Обычно студент данную спецификацию в курсовом проекте либо составлял формально, либо вообще не составлял, так как работа над ней требовала достаточно больших затрат времени, а так же наличия ГОСТов и специальной справочной литературы.

Справочник метизов.

О программе

Болты нормальной точности по ГОСТ 7798 - 70 Диаметр болта
 Болты повышенной точности по ГОСТ 7805 - 70 Длина болта
 Болты высокопрочные по ГОСТ 22353 - 77*

Болты
 Гайки
 Шайбы

Характеристики болта:

Диаметр резьбы d = мм S = мм
 Длина резьбы L0 = мм H = мм
 d1 = мм r = мм
 Масса 1000 штук болтов кг D = мм

Расстояние от опорной поверхности головки до отверстия в стержне L1 = мм

Рис. 4. Окно интерфейса для составления потребности метизов

Спецификация метизов.

Файл Список Помощь

Список контактных метизов по слесю

№ п/п	Наименование	Диам. мм	Высота мм	Длина мм	Длина резьбы мм	Х-во	Масса, кг		Примечание
							штуки	общая	
1	Болты высокопрочные	20	30	60	46	7	0,2191	1,534	ГОСТ_22353-77*
2	Гайки высокопрочные	20	30			7	0,0626	0,438	ГОСТ_22354-77*
3	Шайбы	20				14	0,0229	0,321	ГОСТ_11371-70

Добавление метиза

Наименование: Примечание:

Диаметр: мм Длина резьбы: мм Количество:

Высота: мм Масса: кг общая: кг

Рис. 5. Диалоговое окно обработки данных для выбранного метиза

В процессе работы над спецификацией студенту предоставлен электронный справочник на болты высокопрочные, нормальной и повышенной точности с возможностью выбора требуемых длин стержня, длины резьбы, а так же возможность выбора шайб и гаек. При этом подсчитывается масса рассчитываемых метизов. По принятым значениям формируется файл спецификации на метизы установленной формы.

Простота работы с подсистемой **СПЕСМК** определена наличием базы на действующий сортамент профилей, а так же болтов, гаек, шайб, используемых в строительстве с указанием соответствующих ГОСТ, а также дружеского пользовательского интерфейса, позволили успешно применить ее в курсовом и дипломном проектировании.

Литература

1. Уласевич В.П. Компьютерная технология обучения - путь к качественной подготовке инженера строителя//Сб. Материалы научно-технической конференции, посвященной 30-летию ин-та. Ч.II. - Брест: БрПИ, 1996. -с. 148-149.

ИССЛЕДОВАНИЕ ЗАКОНОМЕРНОСТЕЙ НЕУПРУГОГО ДЕФОРМИРОВАНИЯ БЕТОННЫХ И АСФАЛЬТОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ ЦИКЛИЧЕСКИХ НАГРУЗКАХ

Драган В.И., Радзишевски П., Шурин А.Б., Шалобыта Н.Н., Прокапович Ю.Л.

По характеру изменения неупругой деформации за цикл в зависимости от числа циклов нагружения при мягком режиме нагружения все материалы условно можно разделить на три класса : циклически разупрочняющиеся, для которых при циклическом нагружении наблюдается увеличение неупругих деформаций ; циклически стабильные, для которых характерно постоянство неупругой деформации; циклически упрочняющиеся , для которых в процессе нагружения наблюдается уменьшение неупругой деформации.

Для испытанных в данной работе материалов диаграммы циклического деформирования были построены с использованием зависимостей $\Delta\gamma_n - N$, $\Delta\epsilon - N$, полученных при различных уровнях амплитуды напряжения (Рис. 1-3).

Полученные зависимости показывают, что весь процесс циклического нагружения, предшествующий разрушению бетона, может быть разделен на три периода. В первом периоде происходит увеличение неупругой деформации за цикл с увеличением числа циклов нагружения. Второй период, характеризуется стадией стабилизации процесса неупругого деформирования. При высоких напряжениях стадия стабилизации отсутствует, с увеличением числа циклов нагружения наблюдается непрерывное увеличение неупругой деформации за цикл вплоть до разрушения образца.

Так как зависимость $\Delta\gamma_n \cdot N$, $\Delta\varepsilon - N$ для различных материалов имеют различный характер изменения, следует обосновать выбор N , при котором определялась величина неупругой деформации за цикл при заданном уровне амплитуды напряжения. При определении количественных соотношений между циклической неупругой деформацией и амплитудой напряжения, а также между циклической неупругой деформацией и числом циклов до разрушения использовались значения неупругой деформации на стадии стабилизации циклического деформирования. Для тех случаев, когда отсутствовала стадия стабилизации неупругой деформации, в качестве таких значений $\Delta\gamma_n$, $\Delta\varepsilon_n$ принимались при $N=0.5 \cdot N_p$

С учетом данных, приведенных выше, можно сказать, что диаграммы циклического деформирования, построенные по значениям неупругой деформации на стадии стабилизации будут характеризовать напряженно-деформированное состояние образцов в момент образования в бетоне магистральной усталости трещины. На рис. 4 - 6 представлены начальные участки диаграммы деформирования при циклическом растяжении-сжатии и кручении (линии 2). Диаграммы статического деформирования обозначены линией 1.

При построении этих зависимостей были использованы соотношения $\gamma_a = \tau_a / G + \Delta\gamma_n/2$; $\varepsilon_a = \tau_a / E + \Delta\varepsilon_n/2$.

Для удобства анализа полученных экспериментальных данных диаграммы циклического деформирования совмещены с кривыми многоциклового усталости. В координатах амплитуда напряжения - число циклов до разрушения.

Для всех исследованных материалов при обоих видах нагружения кривых многоциклового усталости соответствующей области перехода от упругого материала к неупругому деформированию. Уровень неупругой деформации для мелкозернистого бетона при циклическом кручении на базе $5 \cdot 10^6$ циклов равняется $\Delta\gamma_n=1.5 \cdot 10^{-5}$ мм/мм, уровень неупругой деформации пенополистеролбетона при циклическом растяжении-сжатии на уровне предела выносливости составил $\Delta\varepsilon_n=1.2 \cdot 10^{-5}$ мм/мм.

Начальные участки диаграмм циклического деформирования расположены выше диаграммы статического деформирования. На основании этого экспериментального результата можно сделать вывод, что исследованные бетоны ведут себя при многоциклового нагружении как циклически упрочняющиеся материалы.

Энергетический подход к описанию накопления усталостного повреждения и разрушения является наиболее общим при решении задач прочности материалов при циклическом нагружении. В литературе имеется большое количество работ, посвященных исследованию энергетических критериев усталостного разрушения материалов. Используя энергетические модели, можно установить взаимосвязь между уровнем действующих напряжений и числом циклов до зарождения усталостной трещины и на основе этого получить уравнение кривой усталости, а следовательно, найти предел выносливости.

Уровень энергии, рассеянной в бетоне за цикл, определяли по площади петли гистерезиса в координатах σ - ε . Между неупругой деформацией $\Delta\varepsilon_n$, $\Delta\gamma_n$ и необратимо рассеянной энергией D имеет место следующие соотношения [1]:

при растяжении $D = K_\phi \cdot \sigma_n \cdot \Delta\varepsilon_n$, (3)

при кручении сплошного образца $D = K_\phi \cdot \tau_n \cdot \Delta\gamma_n$ (4)

где K_ϕ - коэффициент формы петли гистерезиса, принимаем для петли в виде эллипса $K_\phi = 1.57$.

На рис.7 показано изменение суммарной рассеянной энергии $D_{\text{сум}}$ в зависимости от числа циклов до разрушения. Для исследованных бетонов суммарная рассеянная энергия с увеличением числа циклов до разрушения существенно возрастает. Это свидетельствует о том, что с уменьшением величины переменных напряжений увеличивается часть рассеянной энергии, не связанной с процессом усталостного разрушения. Принципиальное значение имеет разложение рассеянной энергии на опасную с точки зрения разрушения и неопасную и физическая интерпретация опасной части необратима рассеянной энергии.

Приведенные ранее исследования показали, что в области напряжений, превышающий предел выносливости, значение неупругой деформации на стадии

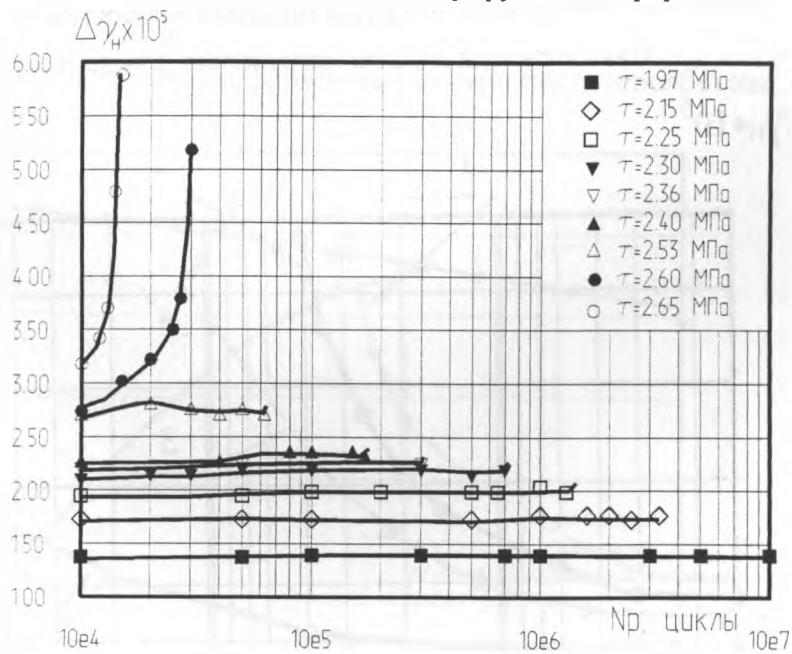


Рис. 1 Зависимость изменения неупругой деформации за цикл от числа циклов нагружения для мелкозернистого бетона $R=15$ МПа, $R_{sh}=2.3$ МПа.

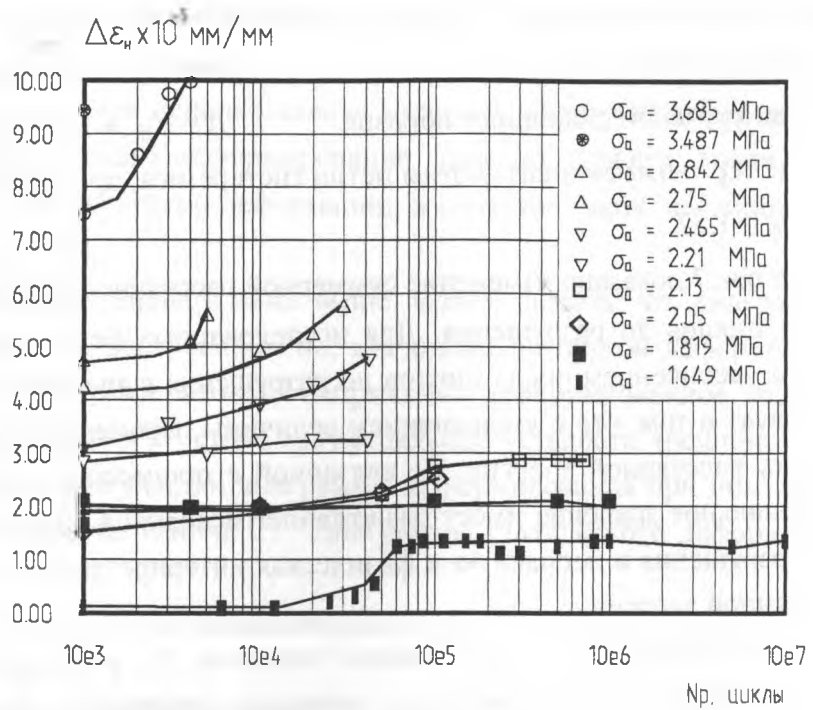


Рис.2 Зависимость изменения неупругой деформации за цикл от числа циклов нагружения для пенополистиролбетона.

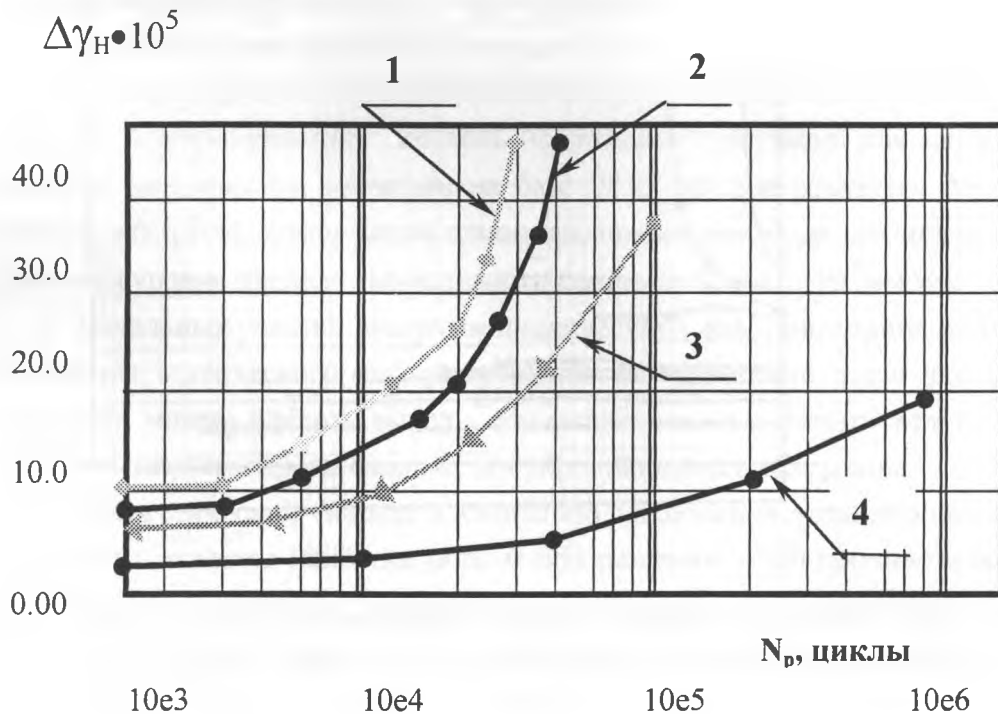


Рис.3 Зависимость изменения неупругой деформации за цикл от числа циклов нагружения для асфальтобетона (1 - $\tau=0.881$ МПа, 2- $\tau=0.778$ МПа, 3- $\tau=0.724$ МПа, 4 - $\tau=0.554$ МПа).

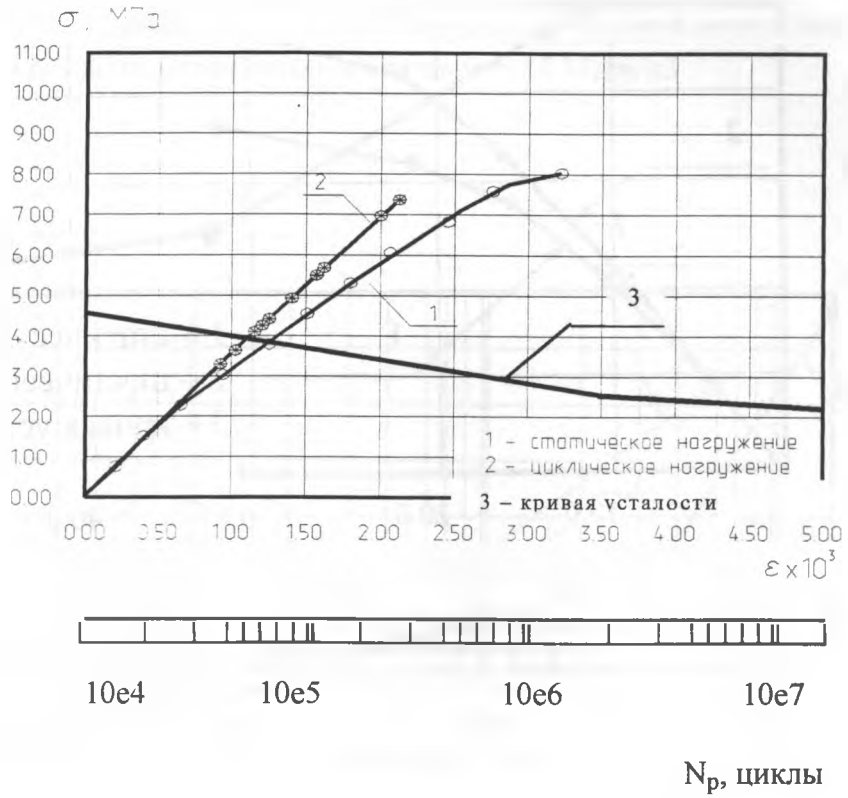


Рис. 4. Диаграммы деформирования пенополистеролбетона.

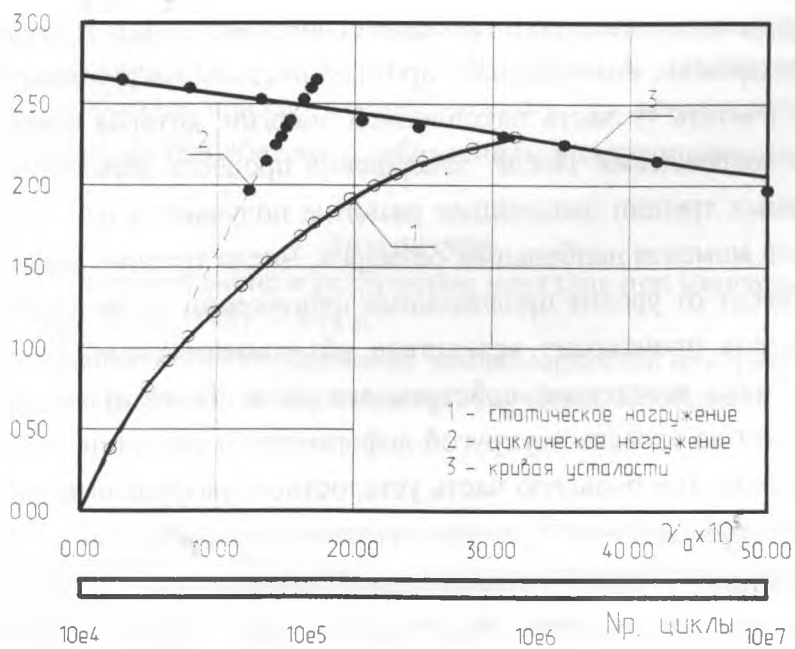


Рис. 5. Диаграммы деформирования для мелкозернистого бетона $R=15\text{MPa}$, $R_{sh}=2.3\text{MPa}$ (1-статическое нагружение, 2-циклическое).

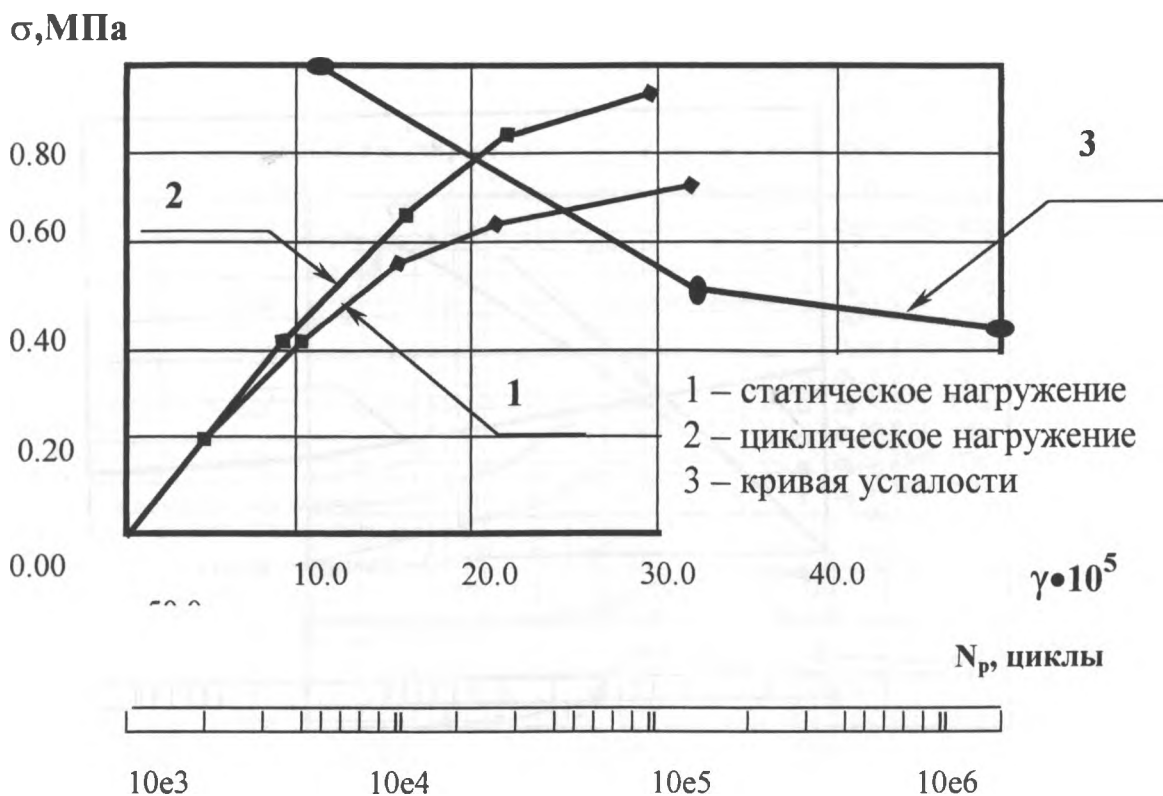


Рис. 6. Диаграммы деформирования для асфальтобетобетона.

стабилизации, а следовательно и рассеянная энергия за цикл определяется размерами и числом микротрещин, возникающих при циклическом нагружении [2]. Поэтому опасной следует считать ту часть накопленной энергии, которая связана с накоплением рассеянного повреждения. После завершения процесса образования микротрещин из многочисленных трещин дальнейшее развитие получают в основном те, которые достигли до этого момента наибольших размеров. Число трещин, получивших дальнейшее развитие, зависит от уровня приложенных напряжений и материала. Причем увеличение их размеров происходит вследствие объединения микротрещин магистральной трещиной, а также вследствие собственного роста. Такое протекание процесса разрушения не влияет на уровень неупругой деформации и рассеянной за цикл энергии. Чем ниже напряжения, тем большую часть усталостного разрушения занимает время развития магистральной трещины. Поэтому суммарную рассеянную в бетоне энергию следует рассматривать как критерий зарождения магистральной трещины. На

стадии развития трещины рассеянная энергия будет определяться только ранее накопленными повреждениями, и суммирование этой энергии теряет физический смысл.

Анализ полученных зависимостей изменения суммарной энергии от числа циклов до разрушения показывает ее постоянство для начальной стадии усталостного раз-

рушения, где происходит накопление рассеянного повреждения и деформирование магистральной трещины. Уровень суммарной энергии для стадии зарождения усталостной трещины для исследованных бетонов составляет 50 МДж/м³.

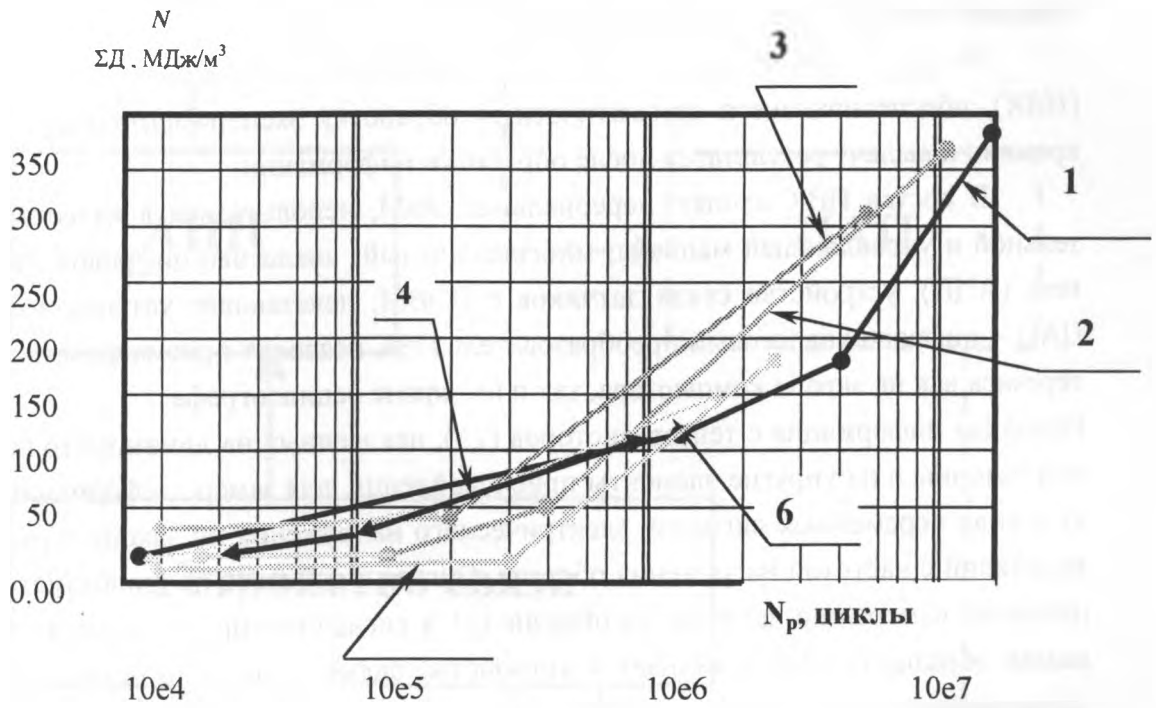


Рис. 7. Изменение суммарной рассеянной энергии в зависимости от числа циклов до разрушения при кручении : 1,2,3 - для бетона с $R=15$ МПа, $R=30$ МПа, $R=38$ МПа; 4 - асфальтобетона; при растяжении – сжатии : 5 - пенополистеролбетона и 6 - пенополистеролбетона с добавлением полипропиленовых волокон.

Литература

1. Трошенко В.Т. Деформирование и разрушение металлов при многоцикловом нагружении. – Киев: Наук. думка, 1981. – 344 с.
2. Трошенко В.Т., Драган В.И. Исследование закономерностей неупругого деформирования и усталостного разрушения металлов при кручении. Проблемы прочности. – 1982. – №5.- с. 3-10.

АВТОМАТИЗАЦИЯ ПРОЦЕССА ИЗМЕРЕНИЙ И ОБРАБОТКИ ИНФОРМАЦИИ ПРИ ЦИКЛИЧЕСКИХ ИСПЫТАНИЯХ

Драган В.И., Шурин А.Б., Шалобыта Н.Н., Шалобыта Т.П.

В настоящее время ставится вопрос совершенствования методов управления и обработки информации, испытаний с применением современных информационных технологий и ЭВМ. Особое значение эти методы имеют при изучении усталостных де-

формаций, возникающих в бетонных и железобетонных конструкциях, подверженных циклическому воздействию.

Особенностью разрабатываемой аппаратуры является высокая точность измерения неупругих деформаций, что необходимо при исследовании бетонных и железобетонных конструкций в области многоциклового усталости. Данный вариант позволит измерять неупругие деформации, начиная с $1 \cdot 10^{-6}$ мм/мм.

На рис.1 представлена блок-схема измерительно-вычислительного комплекса (ИВК), обеспечивающего автоматическую обработку экспериментальных данных во времени и выдачу результатов после обработки информации.

В состав ИВК входят: персональная ЭВМ, используемая в качестве вычислительной и управляющей машины; многоканальный аналогово-цифровой преобразователь (АЦП); устройство связи датчиков с ПЭВМ; печатающее устройство (принтер); ЦАП – цифрово-аналоговый преобразователь. ИВК позволит просматривать петлю гистерезиса как на экране компьютера, так и на экране осциллографа.

Исходная информация с тензорезисторов (*ТЗ*), наклеенных на динамометр испытательной машины и на упругие элементы приспособления для замера деформаций, поступает в виде переменных сигналов электрического напряжения по закону гармонических колебаний с частотой нагружения образца. Сигнал с датчиков на динамометре пропорционален измерению нагрузки на образце (*y*), а сигнал на упругих элементах – деформации образца (*x*). Он поступает в устройство связи (*УСО*), где осуществляется его фильтрование и усиление до весьма высокого уровня, обеспечивается постоянство усиления при длительной непрерывной работе, а также идентичность и стабильность амплитудно-фазовых характеристик обоих каналов измерения. Затем сигнал поступает на аналогово-цифровой преобразователь (*АЦП*), который после обработки передает его на ЭВМ.

Устройство связи (*УСО*) состоит из: тензостанции (*ТС*), которая принимает и предварительно усиливает сигнал с тензодатчиков; усилителя мощности (*УМ*), так как коэффициент усиления тензостанции слишком мал; фильтра низких частот (*ФНЧ*) и фазовращателя (*ФВ*).

Фильтр низких частот служит для устранения в измерительной схеме помех, вызванных действием переменных электромагнитных полей от внешних источников, и пропускает сигналы с частотой 32 ± 2 Гц. Фазовращатель дает возможность контролировать и устранять аппаратный сдвиг фаз.

Обмен информацией между АЦП и базовой ПЭВМ может осуществляться либо через последовательный или параллельный интерфейс, либо через локальную шину (*ISA*, *PCI* и т.д.). Во втором случае АЦП выполняется в виде платы, вставляемой в свободный слот системной платы ПЭВМ.

В состав АЦП должны входить устройства выборки и хранения (*УВХ*), формирователь сигнала и собственно АЦП. Наличие нескольких УВХ позволит реализовать режим одновременного взятия выборки по нескольким каналам.

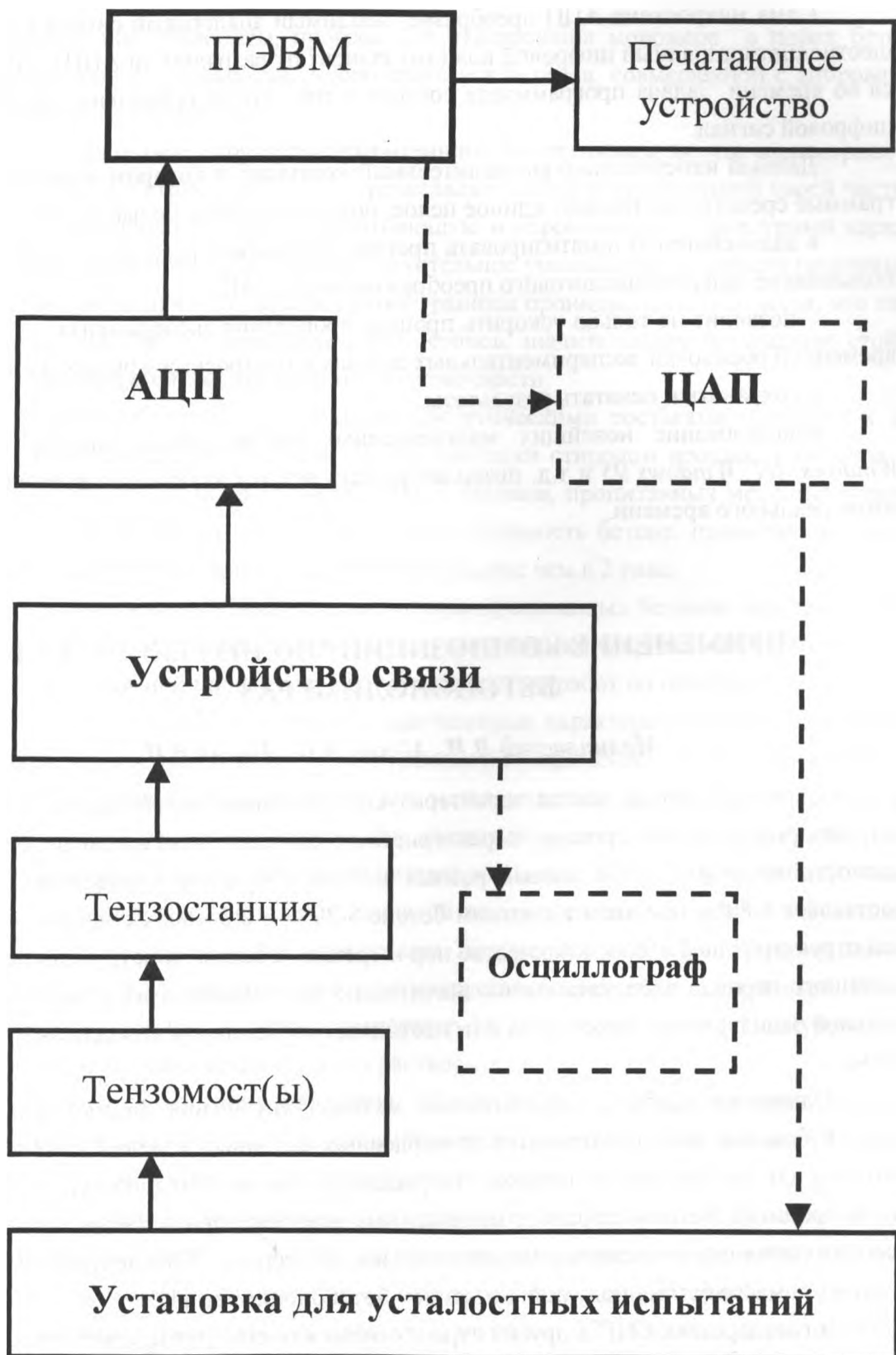


Рис.1. Блок-схема измерительно-вычислительного комплекса.

Сама микросхема АЦП преобразует вводимый аналоговый сигнал в восьми или шестнадцатиразрядный цифровой код (это зависит от разрядности АЦП), изменяющийся во времени. Задача программиста состоит в том, чтобы правильно обработать этот цифровой сигнал.

Данный измерительно-вычислительный комплекс, в котором аппаратные и программные средства составляют единое целое, позволит решить целый спектр задач:

в дальнейшем автоматизировать процесс управления режимами нагружения (использование цифрово-аналогового преобразователя – ЦАП);

- позволит не только ускорить процесс проведения эксперимента, но и одновременной обработки экспериментальных данных и построения кривых усталости;

- сохранять и печатать результаты;

использование новейших многозадачных операционных систем, таких как *Windows NT*, *Windows 95* и т.д. позволит решать все эти задачи одновременно и в режиме реального времени.

ПРИМЕНЕНИЕ КОМПОЗИЦИИ “ПОЛИУРЕКОЛЬ-32” В БЕТОНОПОЛИМЕРАХ

Малиновский В.Н., Мухин А.В., Драган В.И.

Структура бетона всегда характеризуется наличием микротрещин, каверн, пустот, которые снижают прочные характеристики, снижают показатели водостойкости, маслостойкости и т. п. По данным разных авторов объем пор в затвердевшем бетоне составляет 8-80%, при этом в плотном бетоне 8-20%, а в бетонах с искусственнопористой структурой до 75-90%. Количество пор и трещин в бетоне конструкций после определенного периода эксплуатации их значительно увеличивается из-за нарушений нормальной эксплуатации, перегрузок или нестойкостью бетонов к агрессивным воздействиям.

Одним из наиболее эффективных методов улучшения физико-механических свойств бетонов является пропитка затвердевших бетонных изделий синтетическими смолами или растворами полимеров, отверждающимися в капиллярно-пористой системе после пропитки. Бетоны на основе минеральных вяжущих, пропитанные после структурообразования синтетическими мономерами и олигомерами с последующим их отверждением в массе бетона получили название - бетонополимеры [1].

В государствах СНГ и других странах были изучены ряд пропиточных материалов: стирол, метилметакрилат и др. Лучшим был признан метилметакрилат. Для отверждения полимера применялся радиационный нагрев или термokatализ. Технология получения бетоно-полимерных изделий состоит из следующих операций: изготовление бетонных изделий, высушивание при температуре 110⁰ в течении 10-20 часов, вакуумирование бетона для удаления воздуха и паров воды из парового пространства, пропитка

мономером под давлением, прогрев для отверждения мономера в порах бетона. В Днепропетровске разработан способ пропитки бетонов, совмещенной с вибровакуумуплотнением бетонной смеси.

Исследование структуры пропитанного бетона показало, что полимерная фаза, отвержденная в структуре бетона, представляет собой в значительной своей части объемную трехмерную структуру, уплотняющую и упрочняющую структурный каркас бетонного конгломерата. Характерно значительное уменьшение количеств грунтовых пор и увеличения мелких до размеров ниже границы проницаемости для воды, что способствует улучшению водопроницаемости бетонов, значительному повышению стойкости к агрессивным агентам, увеличению долговечности.

Пропитка бетонов различными синтетическими составами приводит к значительному увеличению прочности. После пропитки стиролом прочность бетонов повышается с 3.0-25.0 МПа до 35.0-85.0 МПа, у бетонов, пропитанных метилметакрилатом, прочности повышается до 55.0-115.0 МПа. Прочность бетона, пропитанного одновременно с вакуумуплотнением, увеличивается более чем в 2 раза.

Несмотря на ощутимые преимущества пропитанных бетонов перед бетонами без пропитки, всё же бетонополимеры не получили широкого применения. Объясняется это не так дороговизной полимеров, как трудоёмкостью работ по пропитке.

Авторами были исследованы прочностные характеристики бетонов, пропитанных полимерной композицией «Полиуреколь-32», применяемой Брестским ООО «Кворум» как защитное покрытие бетонных, металлических, деревянных изделий и конструкций. «Полиуреколь-32» разработан институтом тяжёлого органического синтеза Республики Польша на основе полиуретановой смолы. Полиуретаны или изоцианатные смолы получают вследствие ступенчатой полимеризации ди- или полифункциональных спиртов (полиолов) с диизоцианатами. Жизнеспособность полиуретанов зависит от температуры окружающей среды и регулируется посредством ускорителей. Наиболее благоприятен для них интервал температур 15-25⁰. Отверждается «Полиуреколь-32» в результате испарения органического растворителя.

Наносится на подготовленную, обеспыленную и обезжиренную поверхность пропиточный состав кистью, валиком или краскопультом за один или два раза с расходом 1.0-1.5 кг/м² в зависимости от пористости бетона.

Несложность затворения и отверждения полимера, простота технологии нанесения состава на поверхность позволяет надеяться на конкурентоспособность композиции «Полиуреколь-32» в сравнении с ранее рассмотренными материалами.

Образцы пропитанные составом «Полиуреколь-32» показали увеличение поверхностной прочности бетона, определённой неразрушающими методами контроля. Так прочность на сжатие при однократном покрытии бетона повысилась с 13.0 МПа до 15.4 МПа. Глубина пропитки за один раз составила 1-1.5 мм, за два раза – 1.5-2.0 мм.

Полученные данные дают возможность рекомендовать применение состава «Полиуреколь-32» для повышения поверхностной прочности стяжек из цементно-песчаных

растворов и бетонов на мелких заполнителях при устройстве и ремонтах полов промышленных и гражданских зданий, предотвращении дальнейшего разрушения бетона поверхностных слоёв железобетонных конструкций из-за химической реакции гашения окиси кальция при ремонтно-восстановительных работах после пожара, восстановления протравленных поверхностей резервуаров и других сооружений.

Литература

1. Никонов М.Р., Мощанский Н.А., Татуров В.В. Бетонополимеры и характерные особенности их структуры. //Бетон и железобетон.-1974.-№8.
2. Железобетонные сооружения: Ремонт, гидроизоляция и защита. Пер. с англ./Под ред. Цитрона М.Ф.—М.:Стройиздат, 1980.—256 с.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ТИПОВЫХ ПЛИТ ЛЕНТОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ НА ОСНОВАНИЯХ РАЦИОНАЛЬНОГО ПРОФИЛЯ

Тимошук Н.А.

По данным [1] имеем, что на грунтовых основаниях с выпуклым трапециевидным сечением, при $h_k = s$, где s - осадка фундамента (рис. 1а), на типовую плиту ленточного фундамента (ГОСТ 13580-85) будет действовать неравномерное реактивное давление с нулевыми значениями по краям и максимальным в ее средней части P_{\max} . При этом

$$P_{\max} = 1,5P_{\text{ср}} = 1,5N/b, \quad (1)$$

где N - нагрузка на плиту, b - ширина плиты.

Высота плиты h и ее армирование определяется из условий на продавливание и изгиб в расчетных сечениях. Продавливающая сила (на 1 м.п. длины плиты):

1) на плоском основании

$$F = P_{\text{ср}}(a_k - h_0) \quad (2)$$

2) на выпуклом основании:

$$\text{если } b_k \geq a_k - h_0, \text{ то } F_b = 0,5P_1(a_k - h_0), \text{ где } P_1 = P_{\max}(a_k - h_0)/b_k; \quad (3)$$

$$\text{если } b_k < a_k - h_0, \text{ то } F_b = P_{\max}(a_k - 0,5b_k + h_0). \quad (4)$$

Изгибающий момент по краю стены подвала:

на плоском основании

$$M = 0,5P_{\text{ср}} \cdot a_k^2 \quad (5)$$

на выпуклом основании

$$M_b = 0,5P_{\max} \left[a_k^2 - b_k \left(a_k - \frac{1}{3}b_k \right) \right] \quad (6)$$

Определим нагрузки, которые выдержит плита на плоском и выпуклом основании (N и N_b)

$$N = P_{cp} \cdot b; \quad N_b = P_{cp}^* \cdot b$$

где P_{cp} - среднее давление на основание при трапециевидном распределении реактивного давления.

На рис. 16 показаны эпюры давления:

1 – эпюра среднего давления для плоского основания;

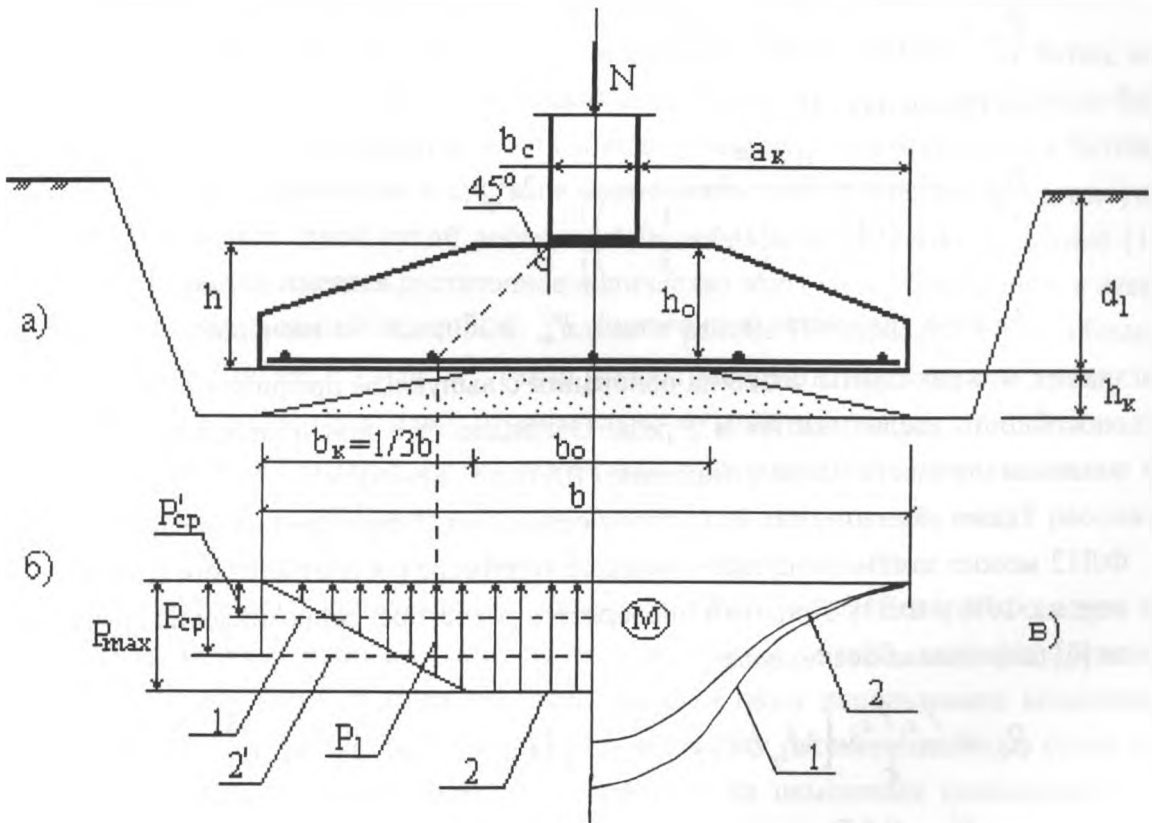


Рис. 1

2 – эпюра давлений для выпуклого основания;

2' – эпюра среднего давления для выпуклого основания;

На рис. 1в показаны эпюры моментов:

1 – эпюра моментов для плоского основания;

2 – эпюра моментов для выпуклого основания.

Из условия на продавливание для определения приравняем уравнения (2) и (3), из которых получим

$$P_{cp}^* = \frac{4P_{cp} \cdot b_k}{3(a_k - h_0)} \quad (7)$$

Из условия изгиба приравняем уравнения (5) и (6), из которых получим

$$P_{cp}' = \frac{P_{cp} \cdot a_k^2}{1,5 \left[a_k^2 - b_k \left(a_k - \frac{1}{3} b_k \right) \right]} \quad (8)$$

где $P_{cp} = \frac{P_{max}}{1,5}$

Из уравнений (7) и (8) находим минимальное значение P_{cp}' . Так, например, для плиты ФЛ12, при толщине стенового блока 0,4 м $a_k=0,4$ м; $b_k=0,4$ м; $h_o=0,265$ м. Тогда по уравнению (7)

$$P_{cp}' = \frac{4 \cdot P_{cp} \cdot 0,4}{3(0,4 - 0,265)} = 4P_{cp} \quad (9)$$

Из уравнения (8)

$$P_{cp}' = \frac{0,4^2 P_{cp}}{1,5 \left[0,4^2 - 0,4 \left(0,4 - \frac{1}{3} 0,4 \right) \right]} = 2P_{cp} \quad (10)$$

Из двух полученных значений P_{cp}' выбираем наименьшее, т.е. $P_{cp}' = 2P_{cp}$. Это значит, что для плиты ФЛ12 на основании с выпуклым профилем при $h_k=s$, ее несущая способность увеличивается в 2 раза. Очевидно, что при изменении ширины плиты и толщины стенового блока отношение (10) будет меняться.

Таким образом, для выпуклого основания, под заданную нагрузку $N=P_{cp}b$ плиту ФЛ12 можно заменять на плиту меньшего размера (в соответствии с расчетом, например, на ФЛ6 и ФЛ8). При этом проверяется расчетное сопротивление грунта по формуле [2] (для здания без подвала)

$$R_b = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} \left[M_{\gamma} b k_n \gamma_{II} + M_g (P_{cp}'' + \gamma_{II} d_1) + M_{c,c} \right] \quad (11)$$

где $P_{cp}'' = 0,5P_{max}$ - среднее давление реактивного давления на участке b_k , которое для средней части плиты является пригрузкой. Все остальные обозначения см. [3].

Литература

1. Грицук М.С., Тимошук Н.А. Влияние формы грунтовых оснований на распределение реактивного давления по подошве фундамента. Материалы XXII научн.-техн. конф., ч.1. БПИ, 1996. – С.195.
2. Грицук М.С. Рациональные конструкции плит для ленточных фундаментов. – Брест: Изд. Брестского политехн. ин-та, 1997. – 218 с.
3. СНИП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений. Строительные нормы и правила. - М.: Стройиздат, 1985. – 41 с.

КОНСТРУКЦИОННЫЙ БЕТОН НА ЦЕМЕНТО-ЗОЛЬНЫХ СМЕСЯХ, МОДИФИЦИРОВАННЫХ ДОБАВКОЙ РСУ

Уласевич В.П., Тимошевич В.В.

Стоимость бетона во многом определена расходом цемента, который является основным вяжущим при проектировании бетонных смесей. Таким он останется и на ближайшее обозримое будущее. Кроме того, все возрастающие объемы строительства требуют увеличения производства цемента. Материальные же ресурсы, которые лежат в основе его производства, постоянно истощаются.

Поэтому актуален поиск недорогих, недефицитных наполнителей в бетон, которые бы рассматривались не только как часть его объема, но и модифицировали бетонную смесь, уменьшая ее водопотребность, а еще лучше, если бы проявляли в бетонных смесях совместно с цементом и другими модификаторами бетона свойства вяжущего вещества. В качестве такой сухой добавки известна каменноугольная зола-унос [1]. В Республике Беларусь имеется достаточное количество золы-унос, хранящейся в отвалах в районах действующих ГРЭС и ТЭС. Только в районе Березовской ГРЭС общий ее объем составляет более 1.5 млн. м³. Такие отвалы засоряют окружающую среду, занимая десятки га земельных угодий, отрицательно воздействуя на воздушный и водный бассейны, поэтому их утилизация весьма актуальна в обстановке экологического кризиса. В тоже время золошлаковые отвалы, в случае их применения, могут рассматриваться как дополнительные материальные ресурсы в строительстве.

Анализируя опыт использования золы-унос в Республике Беларусь, следует признать перспективным использование цементно-зольных смесей, модифицированных химическими добавками. В качестве такой добавки нами использована комплексная добавка в бетон РСУ [2 - 5], полученная при утилизации регенерационного стока сахарафинадных производств. Механизм ее действия на цементных композициях подробно описан в [5]. Исследования в области применения золы, шлака и золошлаковой смеси в бетонах [6] позволил нам сделать научный прогноз о перспективности поиска цементно-золошлаковых смесей, модифицированных комплексной добавкой РСУ, для производства легких конструкционных и конструкционно-теплоизоляционных бетонов. Такой прогноз обоснован следующим:

Применение золы-унос, обоснованное на технологических методиках получения известково-зольного вяжущего, малоперспективно, так как трудно обеспечивается требуемая надежность бетона. Это связано со многими недостатками, среди которых в первую очередь следует подчеркнуть трудность выделения чистой золы-унос как составляющей вяжущего, наличие вредных примесей в виде несгоревших частиц угля, необожженных глинистых материалов, свободной серы.

Необходимость строгого контроля над стабильностью силикатного, алюминатного и железистого составляющих, являющихся основными показателями активности золы.

Трудность получения чистой золы-унос требуемой дисперсности в больших объемах, так как при сжигании угля на ГРЭС и ТЭС, чаще получают золу по техническим требованиям [6] больше соответствующую требованиям к золошлаковым смесям;

Цель выполненных исследований - отработка методики и путей поиска новых эффективных, недорогих составов бетонных смесей для конструкционных и конструкционно-теплоизоляционных бетонов, применяемых в монолитном и сборном жилищном строительстве, с использованием цемента-зольных и цемента-золошлаковых смесей.

Исследования выполнялись в два этапа. На первом этапе отработывалась оптимальная дозировка добавки РСУ для составов мелкозернистой цемента-песчаной смеси, а на втором - выполнялся поиск оптимальных соотношений составов цемента-зольных смесей и песка, с поиском оптимальной дозировки для них добавки РСУ как модификатора. Исследуемые смеси приготавливались на портландцементе марки ПЦ 400 Волковысского цементного завода и на цементе Ср 35 завода Chelm (Польша), соответствующего марке ПЦ 400-Д0 ГОСТ 10178-85. Песок природный, соответствующий ГОСТ 8736-85. Вода для затворения бетонной смеси применялась питьевая из водозабора р. Муховец, соответствующая требованиям ГОСТ 23732-79. Добавка РСУ соответствовала данным табл. 1.2 [5].

Зола-унос применяемая в экспериментах, проверялась на соответствие правил приемки по ТУ 34 4014-73 (табл.2 [6]), и признана пригодной как зола сухая I класса.

Расчет составов бетонной смеси выполнялся с использованием ТЛП ВЕТОН [7] с учетом рекомендаций [5]. Испытания проводились на образцах-кубах 10x10x10 через 4 часа после ТВО по режиму (3+6+2) при $t=60^{\circ}C$. Составы бетонных смесей, их физико-технологические параметры и прочностные характеристики, приведены в табл. 1. Из таблицы видно, что прирост прочности достаточно значителен и при количестве РСУ, равном 0.6% массы цемента, достигает 40%. Подвижность смеси - не менее 13 см.

Таблица 1.

№ № сос- та- ва	Состав и параметры цемента-песчаной смеси на м ³ бетона						Прочность после ТВО	
	Це- мент, кг	Песок, кг	PCY-1, % от массы цемента	Вода, л	В/Ц	Плот- ность кг/м ³	МПа	% в сравне- нии с кон- трольным
1	400	1280	---	320	0.81	2000	5.12	100.0
2	400	1280	0.4	305	0.76	1988	5.96	116.4
3	400	1280	0.5	301	0.75	1984	6.82	133.2
4	400	1280	0.6	299	0.75	1981	7.17	140.0
5	400	1280	0.7	303	0.76	1986	6.87	134.2
6	400	1280	0.8	305	0.76	1988	6.45	126.0

В результате поиска оптимального состава *цементо-золевой* смеси для мелкозернистого бетона, установлено, что для практических целей достаточно приемлемым может быть принято следующее соотношение составляющих смеси: зола - 40,...,50% от массы цемента при расходе добавки *PCU* - 0.45,...,0.55% от массы цемента в пересчете на сухое вещество.

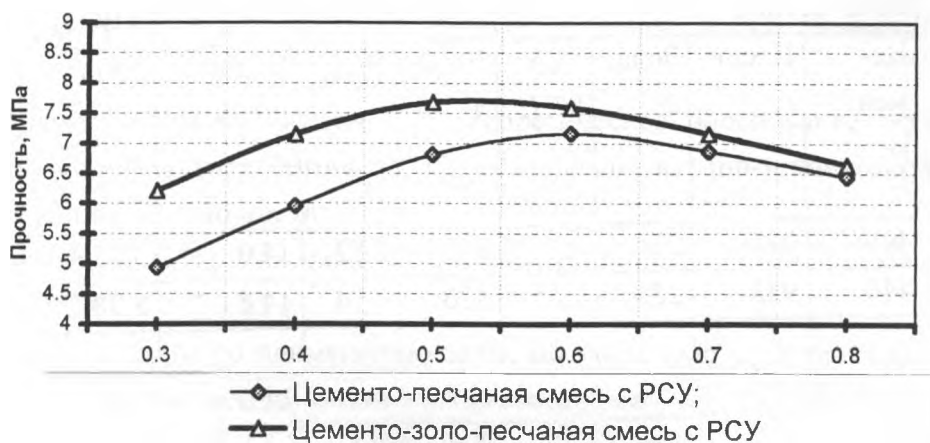


Рис. 1. Влияние количества добавки *PCU* на прочность мелкозернистого бетона.

Результаты поиска оптимального расхода *PCU* для цементно-песчаной и цементно-золо-песчаной смесей на цементе *Ср 45* завода *Chelm* изложены на рис.1, на котором хорошо просматривается тенденция к снижению расхода *PCU* в цементно-золо-песчаной смеси. Оптимальный расход *PCU* составляет: для мелкозернистого бетона - 0.60% сухого в-ва *PCU* от массы цемента; для мелкозернистого бетона на цементно-золевой смеси - 0.55%.

Оптимальный эффект модификации цементно-золо-песчаной смеси с добавкой *PCU* был получен при расходе золы-унос 40,...,50% от массы цемента. Некоторые результаты исследований изложены в табл. 2.

В качестве контрольного образца принимался бетон из цементно-золо-песчаной смеси без добавки *PCU*. В табл. 2. приведены некоторые исследуемые составы, а так же результаты испытаний образцов после тепловлажностной обработки. Полученные результаты большого (около 70%) прироста прочности бетона из цементно-золо-песчаной смеси свидетельствуют о том, что цементно-золевой состав в смеси, модифицированный оптимальным количеством добавки *PCU*, возможно представляет собой *новое вяжущее вещество*, которое, ускоряя процессы твердения, существенно повышает прочность бетона. При этом водоотделение не наблюдалось, а скорее проявлялась склонность смеси к уменьшению водопотребления. Установлено так же, что без *PCU* зола-унос проявляла очень слабую активность, и вела себя в цементно-золевом составе, скорее всего как наполнитель. В тоже время, как видно из табл. 2 прирост прочности при добавке *PCU* в количестве 0.55 массы цемента значителен, и при расходе цемента 360,...,440 кг.м³ составил 50,...,70% в сравнении с контрольным. Такой высокий прирост подтвержден и

независимыми исследованиями. Так по данным лаборатории Белозерского завода ячеистого бетона, где в настоящее время так же ведутся лабораторные испытания, при отработке оптимального количества *PCV* на цементно-песчаной смеси получен прирост прочности к контрольному образцу около 70%.

Таблица 2.

№ № сос- та- ва	Состав и параметры цементно-зола-песчаных смесей на м ³ бетона							Прочность после ТВО	
	Це- мент, кг	Песок, кг	Зола, кг	PCY, % Ц	Вода, л	В/Ц	Подвиж- ность, см	МПа	% к конт- рольно- му
1	440	925	220	---	355	0.82	14.0	5.27	100
2	440	925	220	0.55	326	0.74	14.2	8.98	170.4
3	400	1031	160	---	349	0.87	14.0	4.91	100
4	400	1031	160	0.55	308	0.77	14.0	7.97	162.3
5	360	1170	90	---	320	0.89	14.0	3.75	100
6	360	1170	90	0.55	292	0.81	14.1	5.64	150.4

Отрабатывался и поиск оптимального цементно-золяного соотношения в цементно-зола-песчаных смесях. Как показали исследования наиболее вероятно, что оптимальная дозировка золы-унос - около 50% от массы цемента.

В настоящее время ведутся лабораторные исследования с целью отработки новых золобетонных смесей, с крупными и крупнопористыми заполнителями с использованием золошлаковых смесей. Выполненные исследования позволяют предсказать целесообразность исследований в направлениях поиска составов легких бетонов с добавкой *PCV* следующих типов:

Составы бетонных смесей с добавкой золошлаковой смеси и *PCV* для конструктивных бетонов с марками по средней плотности D1800 - D1900 классов B20,...,B35;

Составы мелкозернистого бетона групп А и Б с золой-унос и *PCV* для производства бетонных блоков повышенной морозостойкости классов B15,...,B35 для производства стеновых и отделочных плит;

Составы золошлаковых смесей для получения ячеистого золобетона с добавкой *PCV* безавтоклавным способом;

Составы конструкционно-теплоизоляционного керамзитозолобетона и шлакозолобетона, модифицированных *PCV*, марок по средней плотности D800,...,D1500 классов B5,...,B20 для монолитного домостроения.

Литература

1. Concrete science: Treatise on Current Research / V.S. Ramachandran, R.F. Feldman, Y.Y. Beaudoin / Heyden. London. Philadelphia.
2. Крылов Б.А., Уласевич З.Н. Использование добавки РС для улучшения пластических свойств бетонной смеси и сокращения энергозатрат //Ресурсосберегающие технологии производства бетона и железобетона: -М.: НИИЖБ, 1988. -с.120-125.
3. Z.Ulasewicz, W.Ulasewicz, M. Boltryk, D. Malaszkiwicz. Domieszki do betonu. Warstwy nr 1, 1996.
4. Уласевич З.Н., Уласевич В.П. Теоретическое обоснование эффективности применения модификатора бетона РСУ. //Материалы научно-технической конференции, посвященной 30-тию института, часть II, 1996, с. 149-150.
5. Уласевич В.П., Уласевич З.Н. Конструкционный бетон с добавкой РСУ. - Брест, ООО FORT, 1997. - 65 с.
6. Рекомендации по применению золы, шлака и золошлаковой смеси тепловых электростанций в тяжелых бетонах и строительных растворах. НИИЖБ. -М., Стройиздат, 1976 г. -30 с.
7. Уласевич В.П. Тимошевич В.В. Система автоматизированного проектирования модифицированных бетонов заданных свойств. Сб.: Современные строительные конструкции. Проблемы и перспективы. Матер. XIX научн.-техн. конф. - Брест, БрПИ, 1995. с. 88-93.

КОМБИНИРОВАННЫЙ СПОСОБ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ АРМАТУРЫ

Тур В.В., Кондратчик А.А., Марчук В.А.

Постановка задачи

Исследования напряженно-деформированного состояния заземленных по контуру железобетонных плит и форм их разрушения показали, что эти два параметра существенно зависят от жесткости контурных конструкций [1]. При расчете оболочек рассматривают два варианта: с деформируемыми вдоль контура опорными брусьями и оболочки с недеформируемыми контурными конструкциями [2]. Чем выше жесткость контурных брусьев, тем меньше растягивающие напряжения в приконтурной зоны оболочки (в 2..3 раза). На рис. 1 показано влияние жесткости контурных балок на характер разрушения плит, заземленных по контуру.

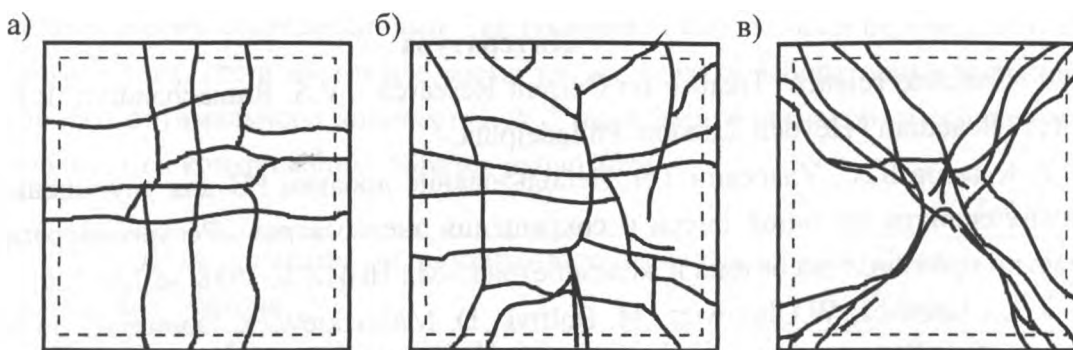


Рис. 1. Схемы разрушения плит, защемленных по контуру при малой (а), средней (б) и большой (в) жесткости контурных балок

Радикальным способом повышения жесткости (читай и трещиностойкости) является предварительное напряжение арматуры, что на практике выполняют в построечных и заводских условиях. При этом обжатие бетона может производиться после объединения оболочки с контурными балками и до их объединения (сборные бортовые элементы). Первый случай предпочтительнее, так как происходит обжатие и плиты самой оболочки.

Идея использования напрягающего бетона в качестве материала контурных элементов изложена в работах [3, 5]. Использование энергии расширения напрягающего бетона в процессе твердения позволяет получить предварительное напряжение арматуры и, следовательно, обжатие бетона в построечных условиях. Однако, в ряде случаев преднапряжение арматуры, достигнутое физико-химическим способом, оказывается недостаточным. Стремление к увеличению уровня обжатия бетона привело к необходимости использования в контурном брусе из бетона на напрягающем цементе арматуры, преднапрягаемой механическим способом. При этом в нормальном сечении бруса будет присутствовать арматура, преднапрягаемая химическим способом (за счет энергии расширения материала), и арматура, преднапряженная механическим и химическим способом (то есть комбинированным способом) [4]. Следует отметить, что применение напрягающего бетона не только для изготовления контурных балок, но и плиты оболочки, позволяет получить выгодную геометрическую поверхность на стадии расширения материала [3].

Исследования по изучению комбинированного способа преднапряжения арматуры проводились в Лаборатории самонапряженных конструкций БПИ.

Методика исследований

Формовались образцы из напрягающего бетона сечением $120 \times 120 \times 1000$ мм, конструктивное решение которых представлено на рис. 2. В опытных образцах изменяли условия взаимодействия арматуры с напрягающим бетоном. Деформирование арматуры при расширении бетона обеспечивалось в балке ОС-2 за счет сцепления, а в балке ОК-2 – за счет сцепления с бетоном и при устройстве торцевых анкерных пла-

стин. В балке ОКК–2 иммитировались условия как и в балке ОК–2, но арматура имела предварительное напряжение, созданное механическим способом, и была заанкерена на жестких упорах.

Напрягающий цемент изготавливали в лабораторных условиях путем совместного помола шлакопортландцемента, гипса и глиноземистого цемента. Характеристики напрягающего цемента и бетона на его основе, определенные по стандартным методикам, приведены в таблице 1.

Таблица 1

Физико-механические характеристики напрягающего бетона

Наименование	Возраст	Показатели	Примечание
Призменная прочность, МПа	21	25.5	Характеристики раствора состава 1:1 (НЦ:П) – самоупрессия 2 МПа; – свободное расширение 2.7%
Кубиковая прочность, МПа <u>начало увлажнения</u> при испытании	<u>3</u> □	<u>10</u> □	
	21	43.5	
Самоупрессия, МПа <u>наибольшее</u> при испытании	<u>13</u> □	<u>1.75</u> □	
	21	0.6	
Модуль упругости <u>бетона, МПа×10⁴</u> <u>арматуры, МПа×10⁵</u>	<u>21</u> □	<u>2.54</u> □	
	–	2.25	

Деформации арматуры контролировали стационарно установленными индикаторами часового типа с ценой деления 0.001 мм на базе 100 мм, а деформации бетона – переносной мессурой с точностью 0.01 мм по реперам, наклеенным через 500 мм. Режим хранения балок показан на рис. 3. После окончания хранения балки были испытаны статической нагрузкой на изгиб.

На рис. 3 приведены усредненные деформации бетона, измеренные в балках ОС–2, ОК–2 и ОКК–2 при выдержке в воздушно-сухих и влажных условиях. Как видно из рис. 3, в начальный период твердения деформации бетона в образцах ОС–2 и ОК–2 практически одинаковы, а в ОКК–2 на 34 % ниже. Во время воздушно-сухого хранения зафиксированы деформации укорочения бетона, величины которых практически одинаковы для всех образцов.

На рис. 4 показано изменение напряжений в арматуре на участке между торцом балки и упором стенда. Полученный характер изменения деформаций арматуры согласуется с данными по изменению деформаций бетона балки.

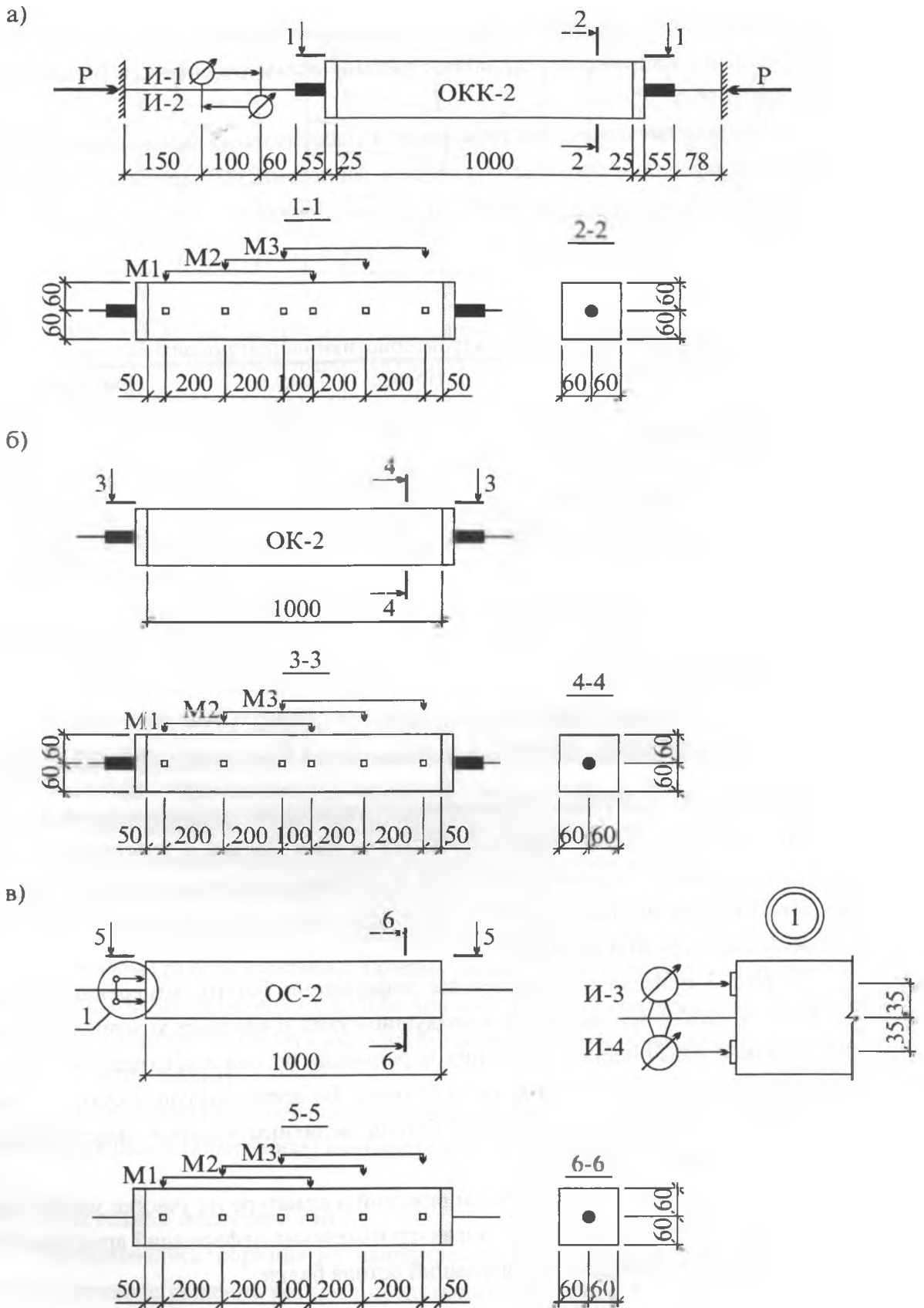


Рис. 2. Конструктивное решение опытных образцов с комбинированным (а) (ОКК-2) и с химическим (б, в) преднапряжением (ОК-2 и ОС-2) арматуры.

Анализ результатов испытания

В образце ОС–2 при прочности бетона 7.5±10 МПа наблюдали появление сил сцепления между арматурой и бетоном и расширение бетона сдерживалось арматурой, которая выступала в качестве ограничивающей связи. Используя аналогию с арматурой, преднапрягаемой механическим способом, отметим, что это равносильно приложению усилия обжатия к торцам балки. Такой же процесс происходил и в балке ОК-2. Равенство деформаций бетона балок ОС–2 и ОК–2 указывает на то, что условия деформирования арматуры в обеих балках были одинаковыми.

В балке ОКК–2 деформирование арматуры происходило в отличных условиях: арматура была предварительно напряжена до бетонирования механическим путем. Так как преднапряженную арматуру крепили на упорах стенда, то деформации торцов балки вызывали существенное падение напряжений на свободных участках стержней между торцом балки и упором. Это создавало дополнительное обжатие торцов балки (см. рис. 4). Величина дополнительного обжатия зависит от коэффициента $K_{\pi} = l_{\sqrt{c}}$, учитывающего соотношение длины изготавливаемого элемента и свободного участка стержня ($l_{\sqrt{c}}$ – длина балки, c – длина свободных участков арматуры на стенде). Следуя гипотезе, изложенной в [4], дополнительное усилие обжатия можно оценить вводя понятие дополнительной ограничивающей связи, получившей название условного армирования. При этом суммарный процент ограничивающей арматуры (с учетом условной) определится по формуле:

$$\sum \rho_l = \rho_{l,s} + \rho_{l,y} = \rho_{l,s} + \rho_{l,s} \cdot K_{\pi} = \rho_{l,s} (1 + K_{\pi})$$

где $\rho_{l,s}$ – процент армирования сечения.

Исходное напряженное состояние, установленное с учетом изложенных выше особенностей, полученное в балках ОС–2, ОК–2 и ОКК-2, повлияло на трещиностойкость нормальных сечений при статических испытаниях (см. таблицу 2).

Таблица 2

Результаты испытания балок

Обозначение балки	Напряжения обжатия бетона, МПа	Момент трещинообразования, кН·м	
		опытный	по СНиП 2.03.01-84
ОС–2	0.78	2.00	1.64 (–18 %)
ОК–2	0.78	1.88	1.64 (–18 %)
ОКК–2	3.78	2.82	2.27 (–19 %)

Примечание: Напряжения обжатия бетона в балке ОКК-2 складывается из величины самонапряжения 0.87 МПа, определенной с учетом условного процента армирования и напряжения обжатия преднапряженной механическим способом арматуры 2.91 МПа.

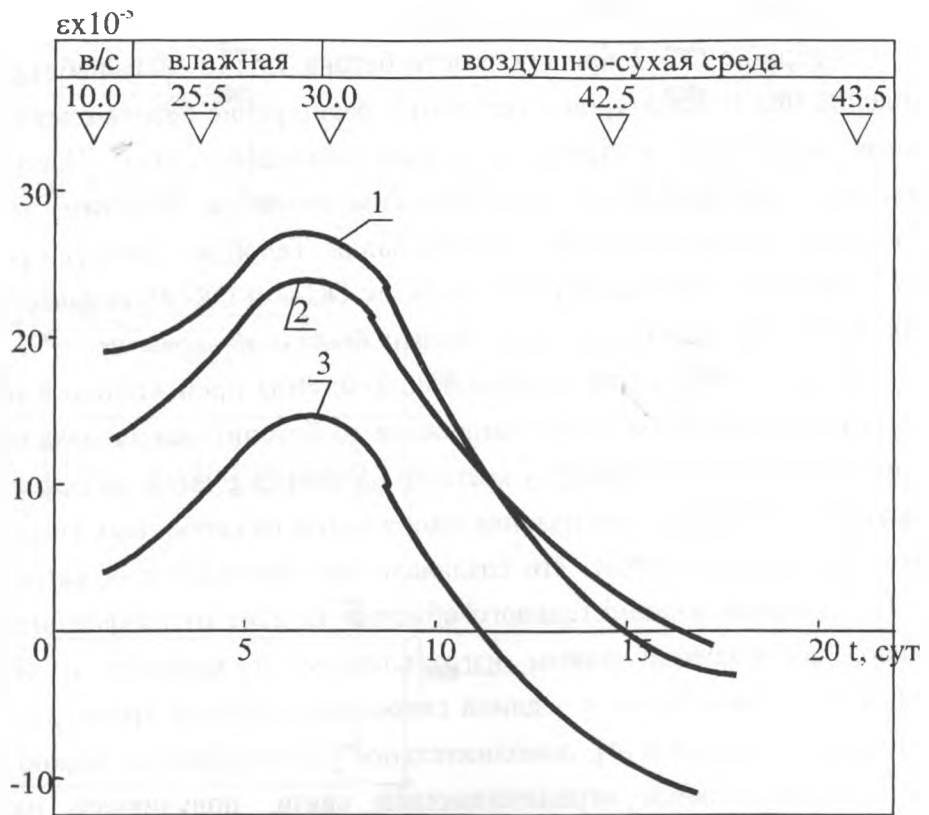


Рис. 3. Средние деформации бетона в процессе набора прочности образцов ОС-2 (1), ОК-2 (2), ОКК-2 (3). Цифры соответствуют кубиковой прочности в МПа.

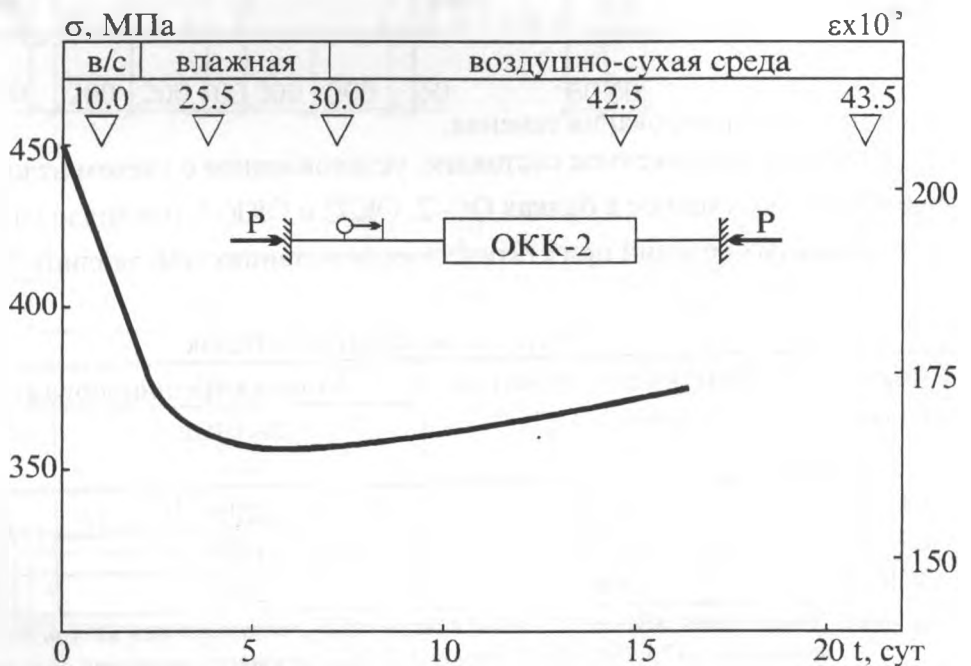


Рис. 4. Изменение напряжений в арматуре, преднапряженной механическим способом на свободных участках между упором и балкой из напрягающего бетона. Цифры соответствуют кубиковой прочности в МПа.

Вывод

Конструкции, выполненные с комбинированным преднапряжением арматуры, имеют повышенную трещиностойкость и жесткость сечения, что дает основание эффективно использовать их в качестве контурных элементов пространственно-деформируемых покрытий и перекрытий.

Литература

1. Антонов К.К., Рогатин Ю.А. Расчет квадратных железобетонных плит, защемленных по контуру. / Бетон и железобетон. 1975. N 4. с. 27-29.
2. Байков В.Н., Хампе Э., Рауз Э. Проектирование железобетонных тонкостенных пространственных конструкций: Учебное пособие для ВУЗов. М. Стройиздат. 1990. 232 с.
3. Tur W., Król M., Kondratczyk A. Kryterium projektowania stropów zespolonych z udziałem betonu ekspansywnego. Konstrukcje zespolone. IV Konferencja naukowa. Wydawnictwo wyższej szkoły inżynierskiej w Zielonej Górze. Zielona Góra, 1996 – 9 s.
4. Тур В.В., Кондратчик А.А., Кондратчик Н.И. Железобетонные конструкции из напрягающего бетона с арматурой преднапряженной механическим способом. Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь. Сб. ст. III научно-технического межвузовского семинара. Брест. 1997.
5. Тур В.В. Прочность, жесткость и трещиностойкость самонапряженных ребристых плит перекрытий. Дисс. канд. техн. наук. М. 1989. с. 275.

О РАБОТЕ ПРИОПОРНЫХ СЕЧЕНИЙ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Тур В.В., Кондратчик А.А., Кондратчик Н.И.

Правильная оценка возможности элемента воспринимать усилия, действующие в приопорном сечении, определяет не только надежность конструкции, но и ее экономичность, поскольку оптимальное распределение поперечной арматуры по сечению должно обеспечить максимальное использование последней.

Постановка задачи

Работа приопорной зоны железобетонных конструкций привлекает исследователей своей сложностью и ответственностью. Совместное действие изгибающего момента и поперечной силы, многообразие факторов, влияющих на несущую способность "зоны среза", привело к возникновению различных подходов в оценке ее сопротивления внешним воздействиям [1]. Следует признать, что большинство исследований проводилось на сплошных элементах и число работ по изучению поведения приопорных сечений сборно-монолитных конструкций под нагрузкой чрезвычайно ограничено.

Создание конструкции, состоящей из двух материалов, даже близких по своим физико-механическим свойствам, предопределяет появление новых факторов, влияющих на работу наклонных сечений (различные деформативные и прочностные характеристики материалов, появление контактной плоскости, разделяющей сечение и т.д.), которые, в свою очередь, оказывают влияние на результаты, полученные при изучении на сплошных элементах. Это обстоятельство создает необходимость проведения специальных исследований работы приопорной зоны сборно-монолитных конструкций.

Напряженное состояние приопорных участков до приложения внешних воздействий

В сборно-монолитной конструкции до приложения нагрузки формируется собственное внутреннее напряженно-деформированное состояние. В монолитном бетоне набетонки происходит связанная усадка. Деформации усадки, благодаря силам сцепления в плоскости контакта монолитного и сборного бетонов вызывают деформации верхних волокон сборного элемента. Накопление этих деформаций наблюдается на концевых участках конструкции, где концентрируются усилия сдвига и отрыва по длине контакта (см. рис.1). Величина сдвигающего усилия зависит от характеристики жесткости связи в контактной плоскости; с увеличением жесткости связи возрастает концентрация усилий, а с увеличением податливости напряжения снижаются распределяясь на большую длину контакта [2].

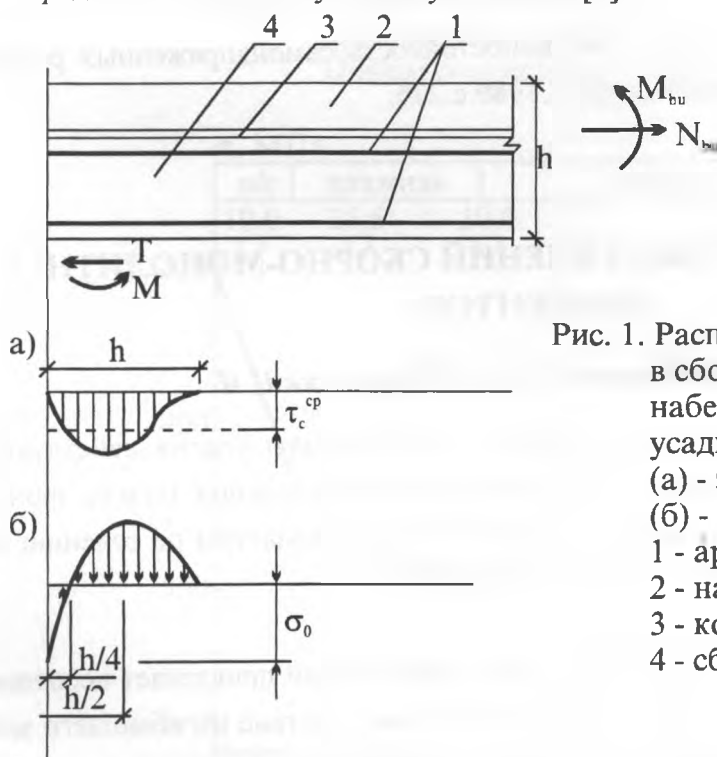


Рис. 1. Распределение сдвигающих усилий в сборно-монолитном элементе с набетонкой из бетона на ПЦ от усадки:

- (а) - эпюра сдвигающих усилий;
- (б) - эпюра напряжений отрыва.
- 1 - арматура;
- 2 - набетонка из бетона на ПЦ;
- 3 - контактный слой;
- 4 - сборный элемент.

На рис. 3а представлена эпюра напряжений по высоте сечения, иллюстрирующая внутреннее напряженное состояние составного сечения при усадке материала набетонки.

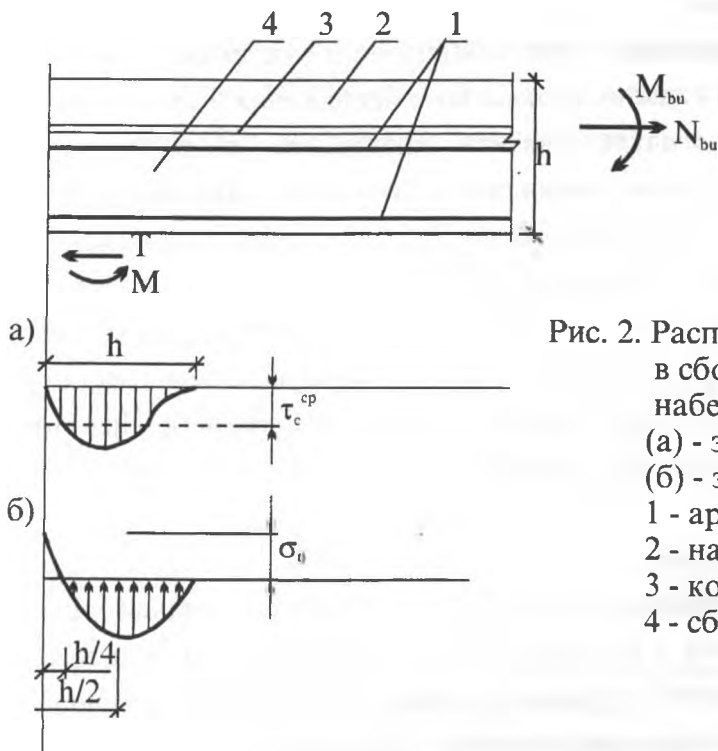


Рис. 2. Распределение сдвигающих усилий в сборно-монолитном элементе с набетонкой из напрягающего бетона (а) - эпюра сдвигающих усилий; (б) - эпюра нормальных напряжений. 1 - арматура; 2 - набетонка из бетона на ПЦ; 3 - контактный слой; 4 - сборный элемент.

При использовании напрягающего бетона для изготовления набетонки через силы сцепления в контактной плоскости на сборный элемент передаются силы расширения и напряженное состояние изменяется (см. рис. 2 и рис. 3б). Сборный элемент будет работать на внецентренное растяжение и изгиб, а набетонка на внецентренное сжатие и изгиб. Числовые значения достигаемых напряжений будут зависеть, в первую очередь, от надежности связей в контактной плоскости.

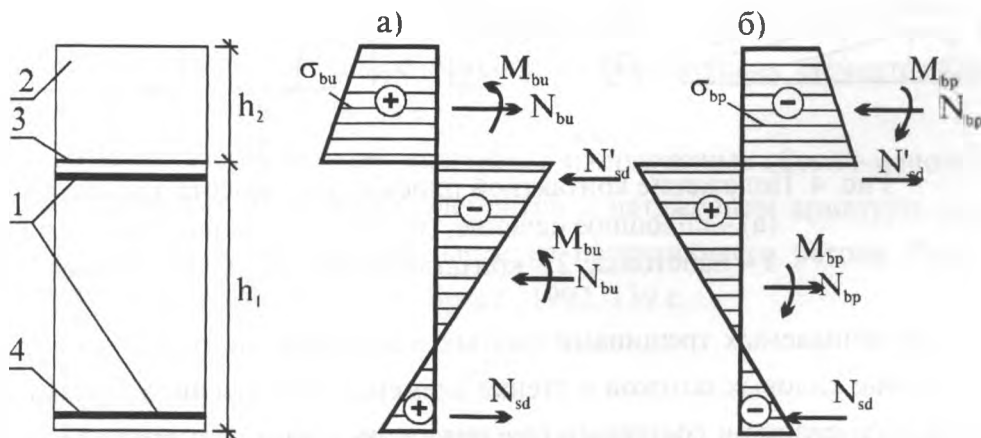


Рис. 3. Распределение напряжений по высоте сечения возникающих в процессе усадки монолитного бетона:

- (а) набетонка из бетона на ПЦ; (б) набетонка из бетона на НЦ;
 1 – арматура; 2 – набетонка;
 3 – контактный слой; 4 – сборный элемент.

Напряженное состояние приопорных участков после приложения внешних сил

После приложения нагрузки в сечении следует рассматривать две характерные стадии напряженного состояния приопорной зоны.

А) До появления трещин.

В общем случае рассматривается цельный элемент в сечениях которого действуют главные растягивающие и главные сжимающие напряжения. Критерием образования наклонной трещины следует считать предельное сопротивление бетона растяжению в сложном двухосном напряженном состоянии. Для сборно-монолитной конструкции принципиальное значение будет иметь положение контактной плоскости соединения сборного элемента с монолитным бетоном, т.е. положение сечения, где будет зарождаться трещина (см. рис. 4). Положение этого сечения будет зависеть не только от концентрации напряжений, но и от прочностных характеристик бетона набетонки и сборной части, от жесткости связей в контактной плоскости. При этом исходное напряженное состояние будет суммироваться с усилиями от внешней нагрузки.

Б) После появления трещин.

Появление трещин заставляет исследователей отказаться от привычного распределения напряжений в сечении, т.к. возрастает неоднородность поля напряжений на припорном участке. Анализируя результаты испытаний балок как сплошных, так и сборно-монолитных, выделим очередность появления наклонных трещин и появление

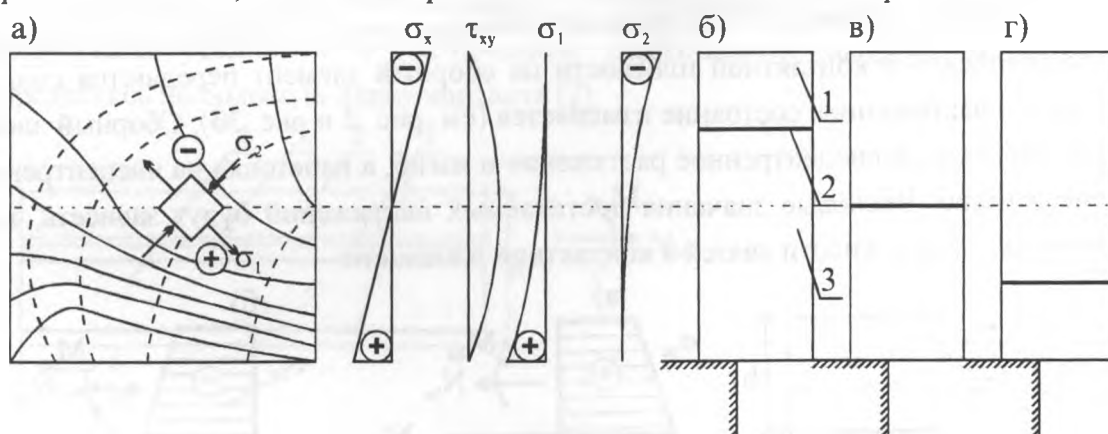


Рис. 4. Положение контактной плоскости по высоте элемента
(а) – сплошное сечение; (б), (в), (г) - сборно-монолитное сечение;
1 – набетонка; 2 – контактная плоскость; 3 – сборный элемент.

ограничиваемых трещинами сжатых наклонных подкосов, ориентированных по направлению силовых потоков в стенке элемента. Увеличение нагрузки и дальнейшее трещино-образование в составных сечениях показывает, что предельная несущая способность наклонного сечения должна проверяться также исходя из положения контактной плоскости по высоте сечения.

При небольшой толщине набетонки (рис. 5а) следует оценить несущую способность по материалу сборного элемента, учитывая прочностные характеристики монолитного бетона при определении усилия в сжатой зоне бетона над наклонной трещиной. В случае, когда толщина набетонки больше или равна высоте сжатой зоны бетона над наклонной трещиной следует учитывать, что наклонная трещина будет

иметь горизон-тальный участок по контактной плоскости (рис. 5б, участок А–Б). Увеличение толщины набетонки ($h_2 > 0,5h$) приведет к возникновению ситуации, когда несущая способность наклонного сечения будет зависеть от прочности на сдвиг участка В–С (см. рис. 5в).

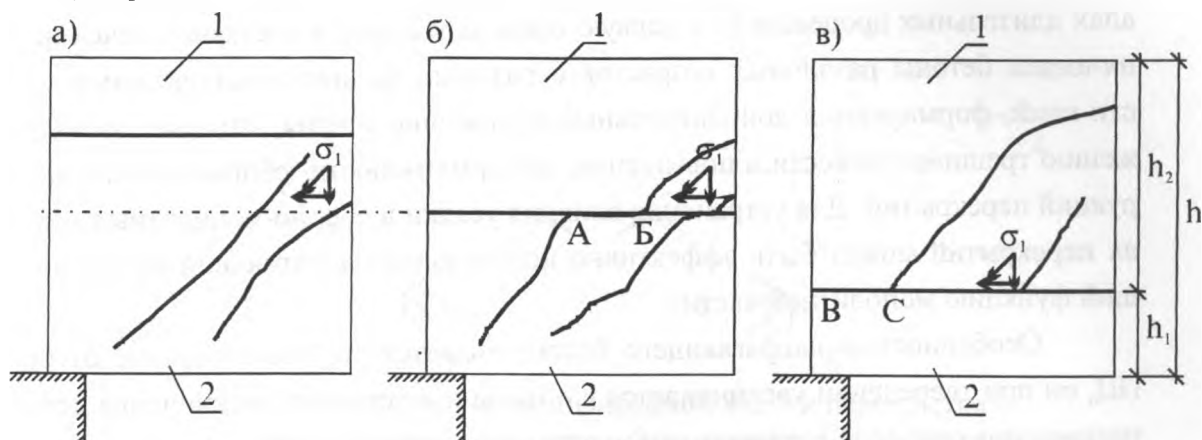


Рис. 5. Развитие наклонных трещин в сборно-монолитных элементах при различной толщине набетонки
1 – набетонка; 2 – сборный элемент.

Выводы

Трещиностойкость и прочность наклонных сечений сборно-монолитных элементов зависит от исходного напряженного состояния и отношения толщины монолитного слоя набетонки к полной высоте сечения.

Литература

1. Васильев П.И., Рочняк О.А. Сопротивление железобетонных элементов поперечным силам. Мн: Наука и техника, 1978, 88 с.
2. Отчет о НИР. Исследование предварительно-напряженных сборно-монолитных конструкций, составленных из сборных элементов с натяжением арматуры на твердеющую бетонную смесь и монолитной части из напрягающего бетона. Рук. Тур В.В. Брестский политехнический институт, Брест.: 1992, 139 с.

САМОНАПРЯЖЕННЫЕ БЕЗРИГЕЛЬНЫЕ СБОРНО-МОНОЛИТНЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ

Басов В.С., Тур В.В.

Конструктивные решения сборно-монолитных конструкций, в частности перекрытий, представлены в практике строительства достаточно широко и разнообразно. Они сочетают в себе преимущества сборных и монолитных конструкций, таких как существенное сокращение трудозатрат на опалубочные работы по сравнению с возве-

дением монолитных конструкций, сокращение сроков строительства при общем повышении уровня индустриализации.

Однако, как показывают обширные исследования, применение для омоноличивания сборно-монолитных конструкций традиционных бетонов, при развитии в материалах длительных процессов (а в первую очередь усадки), в составном сечении, объединяющем бетоны различных возрастов с разными физико-механическими характеристиками, формируются дополнительные внутренние усилия, которые приводят к снижению трещиностойкости и повышению деформативности сборно-монолитных конструкций перекрытий. Для устранения влияния усадки в сборно-монолитных конструкциях перекрытий может быть эффективно использован напрягающий бетон, выполняющий функцию монолитной части.

Особенностью напрягающего бетона является то, что в отличие от бетона на ПЩ, он при твердении увеличивается в объеме и в условиях ограничения деформаций расширения способен создавать самоупругения сжатия в собственной структуре.

Применение напрягающего бетона в качестве монолитной части сборно-монолитных конструкций позволяет получить:

1. Из отдельных сборных плит неразрезную конструкцию с предварительным напряжением элементов в построечных условиях.
2. Предварительное напряжение конструкции перекрытия без механического натяжения арматуры.
3. Ртотный самоупругенный стык между сборными элементами и монолитным бетоном.

Исследованиями ребристых сборно-монолитных самоупругенных настилов для ячеек квадратного плана было установлено, что в результате расширения напрягающего бетона изменяется характер статической работы перекрытия. Основным внешним ограничением для монолитной плиты является связанный с ней по контактной поверхности сборный настил и монолитные контурные балки. При таком внецентренном ограничении деформаций расширения монолитная плита получает выгиб, становится вспарушенной, что превращает всю конструкцию в пространственно работающую систему.

С целью эффективного использования энергетических возможностей напрягающего бетона было предложено сборный настил разрезать на треугольные плиты, что позволило придать сборным конструкциям большую жесткость при транспортировке и монтаже и, тем самым, уменьшить размеры сечения окаймляющих ребер. Были определены конструктивные параметры экспериментального сборно-монолитного перекрытия с ячейкой 6×6 м. Принципиальная схема перекрытия представлена на рис.

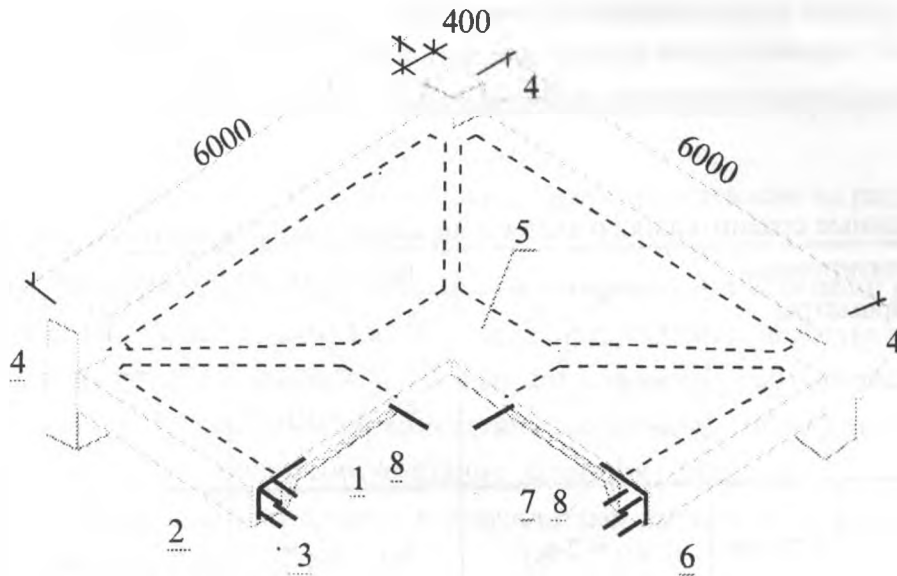


Рис. 1. Конструкция анализируемой ячейки перекрытия
 1 – сборные ребристые плиты; 2 – монолитная конструктивная балка;
 3 – арматура контурных балок; 4 – колонны;
 5 – монолитный участок; 6 – дополнительная опорная сетка;
 7 – сетки среднего монолитного участка; 8 – плита-набетонка.

В Лаборатории самонпряженных конструкций БПИ были проведены исследования безригельного сборно-монолитного перекрытия с монолитной частью из напрягающего бетона. Исследования выполняли в два этапа. На первом этапе формулировали гипотезу самонапряжения сборно-монолитной самонапряженной конструкции и проводили компьютерное моделирование. На втором этапе проводили лабораторные испытания фрагментов перекрытия в масштабе 1:2, 1:4, 1:10. Пользуясь результатами экспериментальных исследований сборно-монолитных ребристых плит перекрытия и предварительными данными компьютерного анализа установлено, что помимо самонапряжения элементов перекрытия на стадии расширения переходит из плоского в полуглую поверхность переноса положительной Гауссовой кривизны. На основании анализа была принята гипотеза о том, что для расчета напряженно-деформированного состояния элементов перекрытия при расширении монолитного напрягающего бетона достаточно установить два начальных параметра: величину реакций в ограничивающих связях, соответствующую равнодействующей усилия обжатия контурных балок и деформированную схему контурной балки.

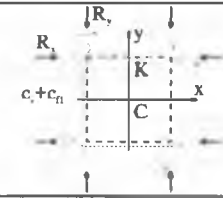
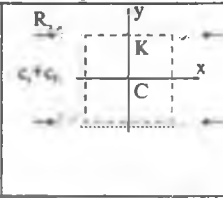
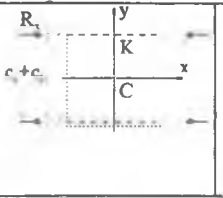
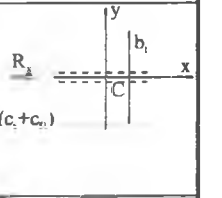


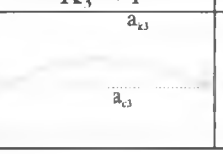
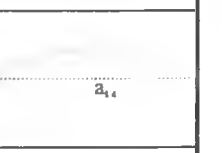
Краткая программа и результаты исследований на компьютерной модели представлены в табл. 1.

Набор вариантов анализируемых расчетных ситуаций имел целью выявить деформированную схему исходного перекрытия, а затем совершить постепенный переход от сложной ребристой системы с ограничением расширения в двух направлениях к балочной конструкции, моделирующей контурные балки одного направления.

Кроме того, решалась задача о том, какую часть по ширине свесов полки заменяющей тавровой балки следует вводить в расчет совместно с контурными балками перекрытия на стадии расширения напрягающего бетона.

Таблица 1

Данные сравнительного анализа по вариантам компьютерного моделирования

Анализируемые параметры		Варианты моделирования			
					
Вертикальные деформации	в точке "С"	$a_{c1} = 2 \cdot a_{k1}$	$a_{c2} = a_{k2} = 0.5 \cdot f_{c1}$	$a_{c3} = 0.5 \cdot 1/K_1 \cdot a_{c1} = 1/K_1 \cdot a_{c2}$ $K_1 > 1$	$a_{c4} = a_{c3}$
	в точке "К"	a_{k1}	$a_{k2} = a_{k1}$	$a_{k3} = k_2 \cdot a_{k2} = 1/K_2 \cdot a_{k1}$ $K_2 > 1$	$a_{k4} = a_{k3}$
Реакция в ограничивающих связях		R_{k1}	$R_{k2} = R_{k1}$	$R_{k3} = 1/K_3 \cdot R_{k2} = 1/K_3 \cdot R_{k1}$ $K_3 < 1$	$R_{k4} = R_{k3} = 1/K_3 \cdot R_{k1}$
Схема вертикальных деформаций контурной балки					
Примечание: в представленных зависимостях коэффициенты K_1, K_2, K_3 – коэффициенты, учитывающие влияние торцевых контурных балок.					

Результаты расчетов по компьютерным моделям для всех изученных вариантов проверяли на лабораторных моделях в масштабе 1:10.

На основании выполненных исследований были сформулированы предложения по расчету параметров напряженно-деформированного состояния на стадии расширения напрягающего бетона, базирующиеся на следующих предпосылках: 1) к расчету на стадии расширения принимают контурную балку таврового сечения с шириной свесов полки $6h'_e$; 2) ограничивающее влияние сборных плит учитывают эквивалентным количеством условного армирования; 3) деформации ограничивающей арматуры (с учетом условного армирования) и кривизну контурной балки определяют, пользуясь зависимостями (11)..(17) [1], полученными на основании исследований самонапряженных несимметрично ограниченных элементов; 4) при известной деформации ограничивающей арматуры определяют усилие обжатия, приложенное к контурной балке; 5) при известной кривизне контурной балки рассчитывают перемещения точек плана перекрытия, пользуясь уравнением, описывающим поверхность переноса; 6) рассчитывают

напряженное состояние элементов перекрытия и дополнительные самоупругения в монолитной плите.

Результаты теоретического анализа проверяли на моделях перекрытия, изготовленных в масштабе 1:2.

Конструктивное решение опытного перекрытия представлено на рис. 2.

Были получены следующие результаты.

Проведенные исследования показали, что к моменту стабилизации расширения монолитного бетона испытанный фрагмент представлял собой пологую поверхность переноса положительной Гауссовой кривизны, что полностью соответствовало деформированным схемам, полученным по компьютерным моделям. Все элементы перекрытия получили самоупругение в соответствии с принятой гипотезой.

Сопоставление опытных данных с результатами расчета по предложенному алгоритму представлено в табл. 2–4.

Статические испытания позволили выявить двухстадийную работу таких конструкций: до образования трещин перекрытие работает главным образом на изгиб, а после образования трещин – как распорная пространственная конструкция с малой стрелой подъема, что в целом соответствует схеме работы вспарушенных или пологих шатровых конструкций.

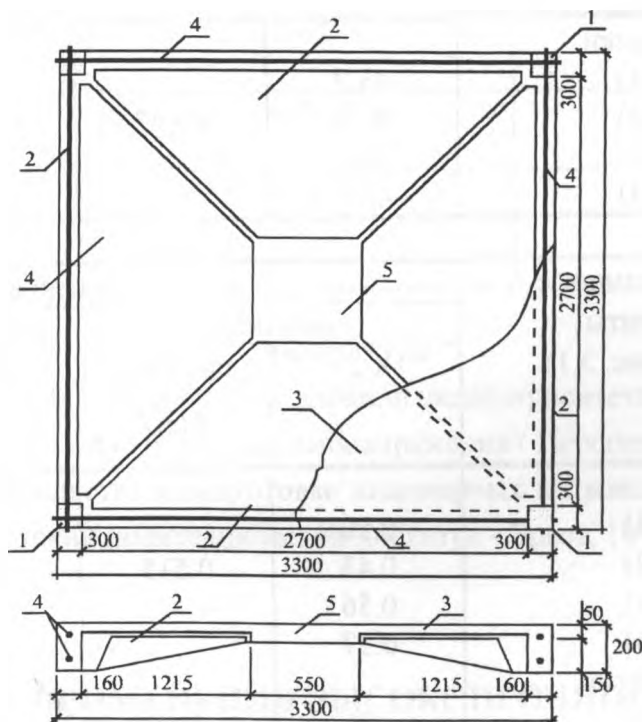


Рис. 2. Конструкция сборно-монолитного фрагмента перекрытия
1 - колонна;
2 - сборные треугольные ребристые плиты;
3 - монолитная бетонная плита;
4 - монолитные конструрные балки;
5 - монолитная бетонная центральная вставка.

Таблица 2

Сопоставление опытных и расчетных параметров деформированного состояния фрагмента перекрытия к моменту стабилизации расширения

Конструктивные элементы (схема рис. 3.1)	Кривизна $(1/r)_{CE} \times 10^5$			
	опытная		расчетная по ф-ле (3.2) $(1/r)_{CE(th)}$	$\frac{(1/r)_{CE(ex)}}{(1/r)_{CE(th)}}$
	$(1/r)_{CE(ex)}$	средняя $(1/r)_{CE(ex)}$		
Контурные балки				
Б1 (точка 1)	4.54			
Б2 (точка 2)	4.67	4.66	4.47	1.042
Б3 (точка 3)	4.70			
Б4 (точка 4)	4.72			

Таблица 3

Конструктивные элементы (схема рис. 3.1)	Продольная деформация на уровне ц.т. арматуры $\epsilon_{s,CE} \times 10^5$			
	опытная		расчетная по ф-ле (3.8) $\epsilon_{s,CE(th)}$	$\frac{\epsilon_{s,CE(ex)}}{\epsilon_{s,CE(th)}}$
	$\epsilon_{s,CE(ex)}$	средняя $\epsilon_{s,CE(ex)}$		
Контурные балки				
Б1 (точка 1)	46.7			
Б2 (точка 2)	47.6	46.97	51.4	0.92
Б3 (точка 3)	48.2			
Б4 (точка 4)	46.0			

Таблица 4

Конструктивные элементы (схема рис. 3.1)	Выгиб а, см			
	опытный		расчетный по ф-ле (3.3) $a_{(th)}$	$\frac{a_{(ex)}}{a_{(th)}}$
	$a_{(ex)}$	средний $a_{(ex)}$		
Контурные балки				
Б1 (точка 1)	0.50			
Б2 (точка 2)	0.43	0.515	0.505	1.02
Б3 (точка 3)	0.56			
Б4 (точка 4)	0.57			
Центр фрагмента (в точке О)	1.26	1.26	1.12	1.125

Площадь сечения рабочей арматуры предложено определять, как для растянутого элемента, нагруженного усилием $N_{кб}$, определяемым в зависимости от величины углового распора H_{sd} .

Кроме того угловые участки перекрытия в местах опирания на колонны должны быть проверены на местное действие нагрузки с учетом требований норм по проектированию железобетонных конструкций.

Трещиностойкость контурных балок перекрытия рекомендовано рассчитывать отдельно на действие предельного растягивающего усилия (шатровая схема излома) и изгибающего момента (балочная схема излома) с учетом дополнительного напряженно-деформированного состояния от расширения напрягающего бетона, определенного с учетом ограничивающего влияния сборных элементов.

Прогиб контурных балок предложено определять как для балки П-образного сечения на действие изгибающего момента от нормативных нагрузок.

При расчете деформаций элементов предложено учитывать начальное деформированное состояние перекрытия, получаемое от расширения напрягающего бетона и учитывать податливость опорного контура.

Сопоставление опытных данных и результатов расчетов по двум группам предельных состояний на основании принятой предпосылки о двухстадийной работе фрагмента с учетом исходного напряженно-деформированного состояния от расширения напрягающего бетона представлено в табл. 5.

Таблица 5

Сопоставление теоретических расчетов и опытных данных

Показатели	По результатам расчетов	По результатам испытаний
Разрушающая нагрузка q_u , кПа	27.07	28
Нагрузка трещинообразования q_{cr} , кПа	8.43	9
Прогиб при контрольной нагрузке 16 кПа ($0.65 q_u$) a , мм	7.3	8

Литература

1. Тур В.В., Басов В.С. К вопросу о влиянии эксцентриситета приложения ограничивающей связи на процессы развития самоупрочнения// Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров: Материалы научн. конф., Брест, 1997/ Брестский политехнический институт.– Брест, 1997 – С. 119–130.

О ВОЗМОЖНОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ ВЫСОКОПРОЧНОЙ АРМАТУРЫ В КОНСТРУКЦИЯХ БЕЗ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ

Вакульский В.А., Кондратчик А.А., Тур В.В.

Как показано в работе [2] в Республике Беларусь нет своих источников сырья черных металлов, поэтому реальный путь – переход на применение арматуры повышенной прочности из углеродистой стали.

Кроме того, в соответствии с концепцией развития экономики Республики Беларусь предусматривается уменьшение количества классов арматуры, применяемой в строительстве по опыту ряда зарубежных стран (США, Япония, Германия). В настоящее время Белорусский металлургический завод освоил технологию производства арматуры из углеродистой стали класса СтЗсп с пределом текучести не менее 500 МПа.

Однако, при расчете железобетонных конструкций без предварительного напряжения по второй группе предельных состояний согласно с [5] не допускают применения высокопрочной арматуры в виду того, что ширина раскрытия трещин достигает своих предельных значений $a_{cr,u}$ в эксплуатационной стадии. Для таких конструкций рекомендовано применять арматуру с физическим пределом текучести не выше класса А400. Ограничение допустимой ширины раскрытия трещин гарантируется увеличением площади сечения растянутой арматуры A_s .

Одним из направлений использования высокопрочной арматуры, в частности Ат-500С в конструкциях без предварительного напряжения, является применение для их изготовления напрягающего бетона. В процессе твердения такие бетоны претерпевают расширение и способны создавать растяжение в арматуре, подвергаясь самонапряжению [1]. Уровень преднапряжения арматуры зависит от ее количества в сечении и марки бетона по самонапряжению. Далее проанализируем возможность применения высокопрочной арматуры в конструкциях с физико-химическим способом преднапряжения.

Если принять значение эксплуатационной нагрузки $N_d = 0.65N_u$, где N_u – значение предельной нагрузки, то, учитывая что физический предел текучести мягких сталей ниже условного предела текучести высокопрочных сталей, будут отличаться и их значения эксплуатационных нагрузок, а величина нагрузки тещинообразования бетона остается на прежнем уровне. Кроме того, в самонапряженных конструкциях, армированных мягкими сталями, будут проявляться значительные потери самонапряжения.

Возьмем в качестве примера два железобетонных элемента одного сечения с процентом армирования 1.13% ($\varnothing 12$), армированных высокопрочной арматурой с условным пределом текучести 500 МПа. Первый образец (а) изготовлен из обычного бетона, второй (б) – из напрягающего (см. рис 1). Размеры сечения образцов $b \times h = 100 \times 100$ мм. Значения напряжений в арматуре при эксплуатационной нагрузке для обоих образцов составят $\sigma_{s,d} = 0.65 \cdot \sigma_{s,u} = 325$ МПа. Напряжения в арматуре к моменту образования трещин для бетона класса В30 составят $\sigma_{s,cr} = 2 \cdot \alpha \cdot R_{bt,ser} = 2 \cdot (E_s/E_b) \cdot R_{bt,ser} = 21$ МПа. Приращение напряжений до значений, соответствующих предельной ширины раскрытия трещин ($a_{cr,u} = 0.4$ мм) составит $\Delta\sigma_{s,1} \approx \frac{a_{cr,u} \cdot E_s}{20(3.5 - 100 \cdot \mu)^3/d}$ МПа. Подставляя значения, получим $\Delta\sigma_{s,1} = 70$ МПа. Остается недоиспользованный $\Delta\sigma_s = \sigma_{sd} - (\sigma_{s,cr} + \Delta\sigma_{s,1}) = 234$ МПа, что приводит к чрезмерному раскрытию нормальных трещин.

В самонапряженном элементе эту разность можно свести до минимума. Например для бетона марки по самонапряжению Sp 2.0 при применении цемента НЦ-20 расчетное самонапряжение бетона $R_{bs} = 1.6$ МПа. Напряжение обжатия бетона σ_{bp} в процессе самонапряжения конструкции определяется по формуле (1) [4] $\sigma_{bp} = R_{bs} \cdot k_{\mu} \cdot k_s \cdot k_e = 1.6$ МПа. Благодаря сцеплению бетона и арматуры, деформации в арматуре $\varepsilon_{sp,0} = \varepsilon_{bp,0} = \frac{\sigma_{bp}}{E_b}$. Отсюда $\sigma_{sp,0} = \varepsilon_{sp,0} \cdot E_s + 2 \cdot \alpha \cdot R_{bt,ser} = 94 + 21 = 115$ МПа.

Тогда $\Delta\sigma_s = \sigma_{sd} - (\sigma_{s,cr} + \sigma_{s,cr0} + \sigma_{sp,0}) = 119$ МПа. Если же применить для изготовления бетона цемент НЦ-40, то варьируя процентом армирования разницу в напряжениях можно уменьшить до $\Delta\sigma_s = 25$ МПа, что позволит обеспечить допустимую ширину раскрытия трещин без дополнительного механического преднапряжения железобетонной конструкции.

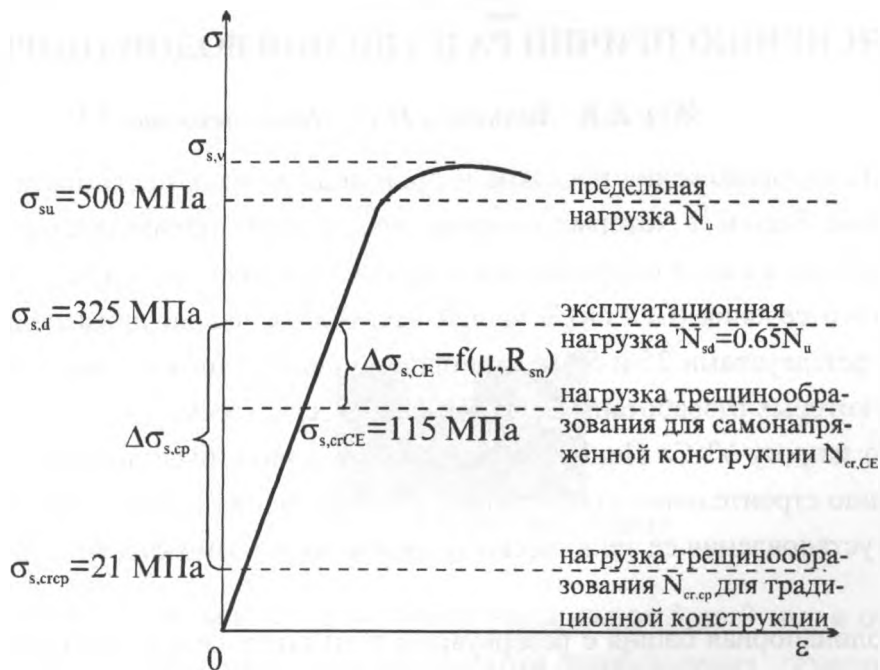


Рис. 1. Диаграмма напряжений в арматурной стали для традиционной (а) и самонапряженной конструкций, армированных высокопрочной сталью А-500с

Вывод

Из предложенного выше расчета видно, что целесообразно и экономически выгодно применение высокопрочной арматуры, в частности Ат-500С, в конструкциях, изготовленных с применением напрягающего цемента, что позволит отказаться от предварительного напряжения, создаваемого механическим способом.

Литература

1. В.В.Михайлов. Предварительно напряженные железобетонные конструкции. Москва – Стройиздат, 1978 г.

2. Терин В.Д., Волик А.Р. Изгибаемые элементы с арматурой класса Ат-500С из углеродистой стали (по материалам сборника статей III научно-методического межвузовского семинара "Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь", г.Брест. 1997 г.)
3. Михайлов В.В., Литвер С.Л. Расширяющийся и напрягающий цемент и самонапряженные железобетонные конструкции. Москва. Стройиздат. 1979 г.
4. Пособие по проектированию самонапряженных железобетонных конструкций (к СНиП 2.03.01-84). Москва ЦИТП. 1986 г.
5. СНиП 2.03.01-84. Конструкции железобетонные. Москва. Стройиздат. 1983 г.

К ВЫЯСНЕНИЮ ПРИЧИН РАЗРУШЕНИЯ ВОДОНАПОРНОЙ БАШНИ

Жук В.В., Зинкевич И.В., Пархоменкова А.В.

Для водоснабжения поселков и производственных предприятий используют водонапорные башни, в которых опорные конструкции преимущественно выполняются из железобетона в виде сплошной цилиндрической оболочки или из сборных элементов коробчатого сечения (СОГов). В нашей Республике нашли применение водонапорные башни с резервуарами 25 и 50 м³ с опорными конструкциями высотой 9-27 м, типовые проекты которых разработаны БелНИИГИПРОСельстроем.

По запросу УКСа Пинского райисполкома нами были выполнены работы по обследованию строительных конструкций водонапорной башни в совхозе «Парахонский» с целью установления ее технического состояния и возможности дальнейшей эксплуатации.

Водонапорная башня с резервуаром 50 м³ построена в 1984 году ПМК-30 треста «Пинсксовхозстрой» для водоснабжения МТФ на 400 голов.

Подземная часть башни смонтирована из двух СОГов на монолитном железобетонном фундаменте и перекрыта плитой толщиной 250 мм. Опорная конструкция сооружения имеет горизонтальную разрезку с высотой сборного яруса 1.2 м и состоит из 21 пространственного блока с размерами в плане 3×3 м. Ствол башни заканчивается железобетонной плитой толщиной 300 мм, предназначенной для опирания стального резервуара высотой 4.5 м (рис. 1). Внутри башни, по высоте ствола через 4 СОГа установлены стальные площадки, соединенные между собой лестницами. Для обеспечения работы ствола башни как единого целого по всей его высоте в углах СОГов расположены арматурные стержни Ø 28 мм., которые крепятся к закладным деталям СОГов при помощи сварки. Горизонтальные швы ствола башни замоноличены раствором.

При обследовании строительных конструкций башни установлено, что она находится в аварийном состоянии. По нашему мнению, это стало возможным из-за низко-

го качества железобетонных изделий и строительно-монтажных работ, отсутствием должного контроля инженерных служб совхоза за состоянием башни.

Согласно рабочим чертежам СОГов (Серия 3.702.1-4) предусмотрен защитный слой бетона толщиной 20 мм. Однако во многих местах требуемая толщина защитного слоя не выдержана и арматурные каркасы практически оказались на боковой поверхности СОГов.



Рис. 1. Общий вид башни

По высоте ствола башни СОГи имеют трещины от 3 до 9 мм и отколы бетона шириной до 750 мм. Это может быть результатом несоблюдения технологии изготовления железобетонных конструкций или плохими условиями транспортировки.

Одной из важнейших причин разрушения ствола водонапорной башни является низкая прочность и несоответствие проекту состава раствора швов замоноличивания. Согласно проведенным лабораторным исследованиям сложный известково-цементно-песчаный раствор имеет прочность при сжатии 2.5-5.0 МПа, что меньше проектной марки цементного раствора в 2-4 раза. Низкое качество строительных конструкций, в частности, наличие отколов, трещин и отклонение геометрических параметров СОГов от рабочих чертежей привели к тому, что при монтаже ствола башни для соблюдения ее вертикальности толщина горизонтальных швов составила 20-50 мм. В углах СОГов обнаружены металлические пластины, при помощи которых выравнивался вышележащий ярус ствола башни.

В процессе эксплуатации башни под воздействием сжимающих усилий и знакопеременных изгибающих моментов произошло разрушение стыков СОГов, что, в свою

очередь, привело к выключению из работы арматурных стержней. В результате восприятия арматурой сжимающих усилий стержни получили значительные искривления (рис.2). Дальнейшая их работа по назначению стала невозможной, произошло изменение расчетной схемы. Под воздействием пульсационной составляющей ветровой нагрузки конструкция башни подвергалась вынужденным колебаниям. В результате снижения жесткости ствола имело место увеличение периода колебаний и инерционных сил. В итоге таких воздействий произошел отрыв арматуры от закладных деталей и разрыв арматурных стержней в зоне приварки их к закладным деталям (рис.3). Сами СОГи сместились относительно вертикальной оси и друг друга. Отклонение составило до 250 мм, смещение – до 100 мм (рис.1).

Такого аварийного состояния можно было бы избежать при периодическом осмотре ствола башни и его ремонте при появлении первых признаков разрушения. Обрушение башни не произошло только благодаря наличию стальных площадок и лестниц, объединяющих СОГи и передачи части нагрузки на стальную трубу бака \varnothing 400мм.



Рис.2. Потеря устойчивости арматурного стержня



Рис.3. Разрыв арматурного стержня

По результатам обследований разработаны конструктивные мероприятия по обеспечению несущей способности и эксплуатационной пригодности водонапорной башни, однако, в результате финансовых трудностей в совхозе эти материалы оказались невостребованными.

К ВОПРОСУ О СОПРОТИВЛЕНИИ ИЗГИБАЕМЫХ САМОНАПРЯЖЕННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ДЕЙСТВИЮ ПОПЕРЕЧНОЙ СИЛЫ

Андреюк В.С., Кондратчик А.А., Тур В.В.

На протяжении более векового применения железобетона в строительстве вопросу расчета железобетонных балок на поперечную силу уделялось и уделяется большое внимание. Можно со всей уверенностью утверждать, что тема расчета железобетонных конструкций по наклонным сечениям на разных этапах привлекала исследователей. Однако, исчерпывающего ответа на этот вопрос до настоящего времени не дала ни классическая теория, ни метод, основанный на стадии разрушения, предложенный М.С.Боришанским [1].

Явная несостоятельность классической теории расчета железобетонных изгибаемых элементов на главные растягивающие напряжения обнаруживается уже при испытаниях Е.Мерша [3] и М.С.Боришанского [4].

Многолетние исследования, которые проводил в свое время М.С.Боришанский, привели к созданию метода расчета элементов на поперечную силу на стадии разрушения. Но в исследованиях [2] был один существенный недостаток: большинство балок в зоне действия поперечных сил имело высокий процент армирования продольной арматуры и не всегда была надежная анкеровка ее за опорой, не было также создания предварительного напряжения в поперечных стержнях.

В настоящее время применение напрягающего цемента (НЦ) в качестве вяжущего при изготовлении железобетонных конструкций позволяет создать предварительное напряжение в арматуре независимо от ее положения в элементе. Так как разрушение железобетонных изгибаемых элементов по поперечной силе при наличии поперечного армирования происходит от достижения напряжения сцепления продольной арматуры с бетоном критической величины на участке между опорой и основанием наклонной трещины, после достижения предела текучести в поперечных стержнях в месте пересечения ими наклонной трещины, то применение напрягающего бетона позволит повысить, с одной стороны, сцепление арматуры с бетоном и, с другой стороны создать предварительное напряжение в арматуре.

При наличии поперечного армирования для того, чтобы наклонная трещина могла достаточно раскрыться, напряжения в поперечной арматуре, в местах пересечения ими трещиной, должны достичь предела текучести. Таким образом, возникает вопрос о применении в качестве поперечных стержней для армирования железобетонных балок арматуры с более высокими расчетными характеристиками.

Кроме того, Европейским стандартом EN 10080 в странах ЕС предусмотрен выпуск арматуры с пределом текучести не менее 500 Мпа [5].

Для Республики Беларусь наиболее реальный путь - переход на применение такой арматуры из углеродистой стали, производство которой осваивает Белорусский металлургический завод.

В работе [6] для изучения влияния работы изгибаемых элементов с арматурой Ат600с были изготовлены и испытаны ряд опытных балок. Проанализировав результаты испытаний можно сделать вывод, что ширина раскрытия трещин в середине пролета среза была значительно выше, чем на участках трещины, близких к продольной арматуре. Кроме того, экспериментальные данные показали, что средние напряжения в поперечной арматуре, пересекаемой главной наклонной трещиной достигают расчетных значений для арматуры класса Ат600с. Применение напрягающего бетона с высокопрочной поперечной арматурой Ат600с позволит уменьшить прогибы балки, повысить трещиностойкость приопорных сечений, а также в поперечных стержнях будет создано предварительное напряжение. Ко всему этому можно добавить, что применение обычного тяжелого бетона с предварительным напряжением весьма неблагоприятно в различных агрессивных средах, в помещениях с большой влажностью.

Выводы

Анализ многочисленных данных при испытании изгибаемых железобетонных конструкций свидетельствует о невыясненном вопросе в расчете наклонных сечений.

Высокопрочная арматура с пределом текучести более 500 Мпа может быть эффективно использована в качестве армирования поперечных стержней.

Применение напрягающего бетона в совокупности с высокопрочной арматурой может повысить прочность наклонного сечения до нормального.

Литература

1. Боришанский М.С. Расчет отогнутых стержней и хомутов в изгибаемых железобетонных элементах на стадии разрашения. Стройиздат. М.-Л., 1946
2. Мурашев В.И. Трещиностойкость, жесткость и прочность железобетона. Машстройиздат. М., 1950
3. E. Morsch. Der Eisenbetonbau. 5 Auflage, 1/2, Stuttgart, 1922
4. Боришанский М.С. Новые данные о сопротивлении изгибаемых элементов действию поперечных сил. Сб. "Вопросы современного железобетонного строительства". Гос. изд. литературы по строительству и архитектуре. М., 1952
5. Терин В.Д., Волик А.Р. Прочность, трещиностойкость и деформации балок с рабочей арматурой класса Ат500с. Минск. Материалы конференции Инженерные проблемы современного бетона и железобетона. 1997
6. Терин В.Д., Колтунов А.И., Соловьев Д.С. Исследование работы изгибаемых железобетонных элементов с поперечной арматурой класса Ат600с. Минск, Материалы конференции Инженерные проблемы современного бетона и железобетона. 1997.

ПРИМЕНЕНИЕ КОМПЬЮТЕРНОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ ПРИ АНАЛИЗЕ ТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЯ В НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЯХ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Таруц В.В.

Широкое применение в практике строительства получили изгибаемые сборно-монолитные конструкции -это конструктивные части мостов, перекрытия, используемые прежде всего при возведении малоэтажных жилых домов а также при реконструкции и усилении существующих зданий различного назначения.

К настоящему времени разработан целый ряд вариантов конструктивных решений сборно-монолитных перекрытий, среди которых можно выделить следующие группы:

Балочно-накатные конструкции с омоноличиванием или замоноличиванием стыков;

Конструкции, состоящие из лёгких металлических профилей и бетона омоноличивания;

Конструкции из преднапряжённых плит-скорлуп и бетона омоноличивания;

Конструкции перекрытий сборно-монолитных каркасов.

В наиболее распространённых решениях перекрытий с небольшими пролётами используется оставляемая опалубка из предварительно изготовленных сборных элементов, что позволяет практически отказаться от применения инвентарной щитовой опалубки и снизить стоимость и трудоёмкость работ.

Различные конструкции сборно-монолитных перекрытий стали активно разрабатывать и применять на территории бывшего СССР и за рубежом начиная с 1950 года. В основном это были балочные конструкции с заполнением между ними и различной степенью омоноличивания [1]. Из современных разработок в этой области целесообразным является изучение и обобщение богатого зарубежного опыта. Только во Франции за последние 10 лет было уложено около 5 млн. м² перекрытий такого типа при возведении индивидуальных жилых домов [2].

Согласно требованиям [3] сборно-монолитные конструкции следует рассчитывать для двух стадий работы : до приобретения монолитным бетоном заданной прочности и после твердения бетона монолитной части. Следует отметить, что расчёт этих конструкций имеет свои особенности. Существующие методики расчёта сборно-монолитных конструкций по двум группам предельных состояний распространяются на сечения простой геометрической формы с усилиями, действующими в плоскости симметрии сечения. При этом, расчёт производится по методу предельных усилий. Новые особенности расчёта появляются при применении в качестве монолитной части бетона на основе напрягающего цемента [4], особенно при расчёте по второй группе предельных состояний. Для расчёта сборно-монолитных конструкций в общем случае независимо от схемы действия нагрузок и формы сечения

с учётом влияния длительных процессов и исходного напряжённо-деформированного состояния от расширения и монтажных нагрузок, удобно воспользоваться положениями деформационной модели, изложенными в [5]. С использованием методики, изложенной в работах [4 , 5] была реализована компьютерная программа расчёта сборно-монолитных изгибаемых конструкций, которая базируется на следующих предпосылках :

используют диаграммы «напряжения - деформации» для бетона и арматуры при их осевом сжатии и растяжении, полученные при эталонных испытаниях бетонных и арматурных образцов и содержащие нисходящие ветви;

принимают гипотезу плоского деформирования в нормальных сечениях для всех стадий загрузки (до и после образования трещин в сечении, включая разрушение по нормальному сечению);

напряжения в бетоне и арматуре считают равномерно распределёнными на элементарных участках, на какие разбивается сечение (рис.1). Число элементарных участков следует принимать $\approx 80 \dots 100$. При этом при превышении деформации предельной растяжимости или сжимаемости элементарный участок исключается из дальнейшего расчёта;

независимо от схемы приложения внешних сил записывают два уравнения равновесия, а в качестве моментных осей принимаем координатные оси, совпадающие с плоскостью контакта монолитного и сборного бетона. Условия равновесия внешних и внутренних сил на любом уровне загрузки:

$$\begin{cases} N_z = \sum_n \sigma_{bn} \cdot A_{bn} + \sum_k \sigma_{sk} \cdot A_{sk}; \\ M_y = - \sum_n \sigma_{bn} \cdot A_{bn} \cdot Y_n - \sum_k \sigma_{sk} \cdot A_{sk} \cdot Y_k; \end{cases} \quad (1)$$

где N_z - продольная сжимающая (растягивающая) сила, M_y - изгибающий момент от поперечных нагрузок, A_{bn} - площадь элементарного участка бетона, A_{sk} - площадь элементарного участка арматуры, Y_n , Y_k - расстояние соответственно от центра тяжести элементарного участка бетона или арматуры до координатной оси, σ_{bn} , σ_{sk} - соответственно напряжения в бетоне и арматуре на элементарном участке соответственно бетона или арматуры.

при применении напрягающего бетона сборный элемент заменяется эквивалентным армированием; диаграмма напряжений монолитной части сечения от самонапряжения принимается криволинейной.

Были рассчитаны сборно-монолитные балки сечением 150 на 300 мм. длиной 3000 мм., к которым была приложена сосредоточенная сила в каждой трети пролёта.

Предметом исследования на компьютерной модели являлось установление закономерностей изменения трещиностойкости нормального сечения при:

изменение соотношения сборной и монолитной частей в пределах сечения при его постоянной высоте;

варьировании прочностными и деформативными характеристиками бетонов монолитной и сборной частей сечения;

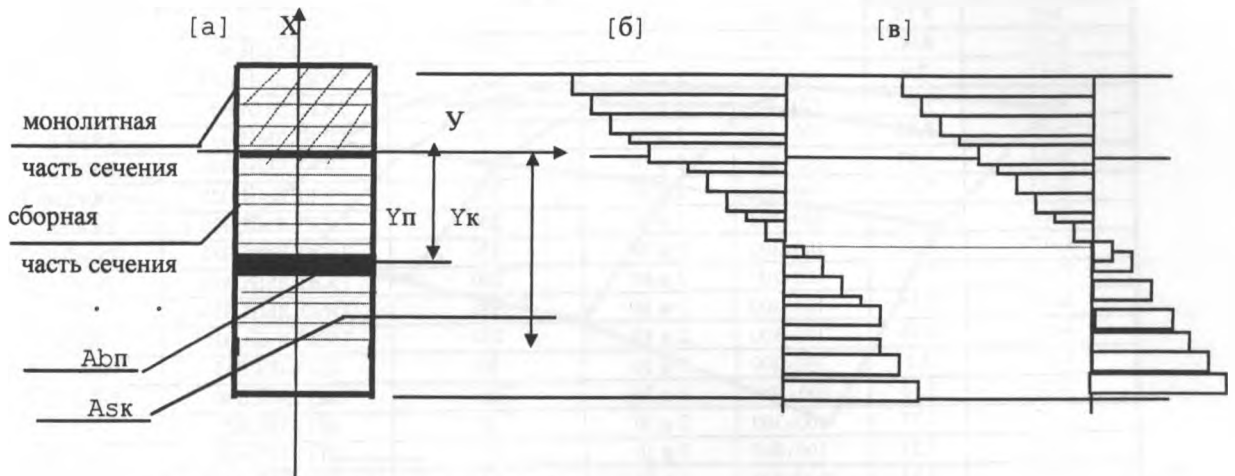


Рис.1. Дискретная расчётная модель нормального сечения [а], полученные эпюры напряжений [б] и деформаций [в].

В качестве бетона сборной части сечения принимали тяжёлый бетон естественного твердения класса В40, в качестве бетона монолитной части сечения принимали тяжёлый бетон естественного твердения классов В35, В30, В25, В20 и лёгкий бетон плотностью 1800 кг/м³ классов В35, В30, В25, В20, в качестве рабочей арматуры принята стержневая арматура класса А-III ϕ 10 мм. Характеристики исследуемых конструкций приведены в таблице 1. Все расчётные характеристики приняты по [6], применяемые диаграммы «напряжения - деформации» показаны на рис.2.

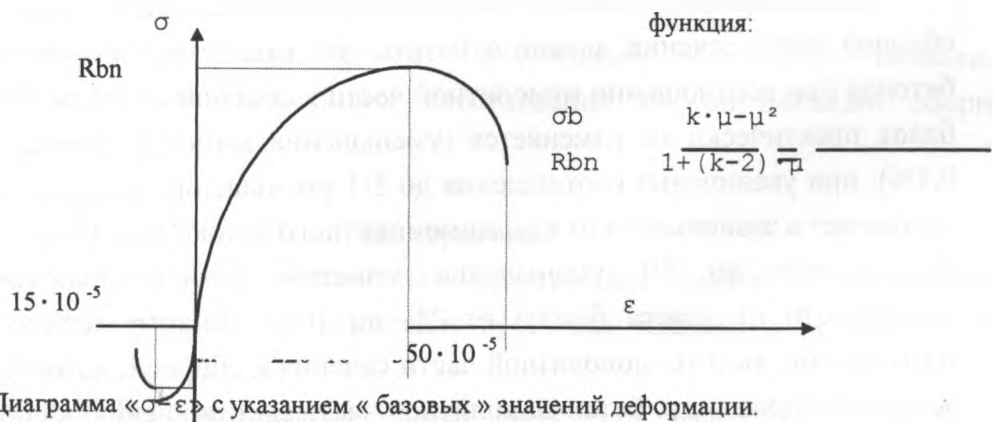


Рис.2. Диаграмма « σ - ϵ » с указанием « базовых » значений деформации.

Таблица 1. Характеристики балок, исследуемых на компьютерной модели и значения момента трещинообразования.

ОБОЗНАЧЕНИЕ	M _{крс} , КН·М	СЕЧЕНИЕ ММ	АРМАТУРА А-III, ММ	ВЫСОТА МОНОЛИТНОЙ ЧАСТИ, ММ	ПРИМЕНЯЕМЫЙ БЕТОН	
					МОНОЛИТНАЯ ЧАСТЬ СЕЧЕНИЯ	СБОРНАЯ ЧАСТЬ СЕЧЕНИЯ
Б-1	8,2	100×300	2 ϕ 10	50	ТЯЖЕЛЫЙ, В35	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-2	8,1	100×300	2 ϕ 10	50	ТЯЖЕЛЫЙ, В30	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-3	7,9	100×300	2 ϕ 10	50	ТЯЖЕЛЫЙ, В25	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-4	7,77	100×300	2 ϕ 10	50	ТЯЖЕЛЫЙ, В20	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-5	8,2	100×300	2 ϕ 10	100	ТЯЖЕЛЫЙ, В35	ТЯЖЕЛЫЙ В40

ОБОЗНАЧЕНИЕ	M _{ср.} , КН·М	СЕЧЕНИЕ ММ	АРМАТУРА А-III, ММ	ВЫСОТА МОНОЛИТНОЙ ЧАСТИ, ММ	ПРИМЕНЯЕМЫЙ БЕТОН	
					МОНОЛИТНАЯ ЧАСТЬ СЕЧЕНИЯ	СБОРНАЯ ЧАСТЬ СЕЧЕНИЯ
Б-1	8,2	100×300	2 φ 10	50	ТЯЖЕЛЫЙ, В35	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-6	8,06	100×300	2 φ 10	100	ТЯЖЕЛЫЙ, В30	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-7	7,9	100×300	2 φ 10	100	ТЯЖЕЛЫЙ, В25	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-8	7,67	100×300	2 φ 10	100	ТЯЖЕЛЫЙ, В20	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-9	8,19	100×300	2 φ 10	150	ТЯЖЕЛЫЙ, В35	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-10	8,06	100×300	2 φ 10	150	ТЯЖЕЛЫЙ, В30	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-11	7,9	100×300	2 φ 10	150	ТЯЖЕЛЫЙ, В25	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-12	7,66	100×300	2 φ 10	150	ТЯЖЕЛЫЙ, В20	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-13	8,15	100×300	2 φ 10	200	ТЯЖЕЛЫЙ, В35	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-14	7,97	100×300	2 φ 10	200	ТЯЖЕЛЫЙ, В30	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-15	7,76	100×300	2 φ 10	200	ТЯЖЕЛЫЙ, В25	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-16	7,5	100×300	2 φ 10	200	ТЯЖЕЛЫЙ, В20	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-17	8,03	100×300	2 φ 10	250	ТЯЖЕЛЫЙ, В35	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-18	7,72	100×300	2 φ 10	250	ТЯЖЕЛЫЙ, В30	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-19	7,35	100×300	2 φ 10	250	ТЯЖЕЛЫЙ, В25	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-20	6,95	100×300	2 φ 10	250	ТЯЖЕЛЫЙ, В20	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-21	7,5	100×300	2 φ 10	50	ЛЁГКИЙ, В35	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-22	7,45	100×300	2 φ 10	50	ЛЁГКИЙ, В30	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-23	7,37	100×300	2 φ 10	50	ЛЁГКИЙ, В25	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-24	7,27	100×300	2 φ 10	50	ЛЁГКИЙ, В20	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-25	7,35	100×300	2 φ 10	100	ЛЁГКИЙ, В35	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-26	7,25	100×300	2 φ 10	100	ЛЁГКИЙ, В30	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-27	7,13	100×300	2 φ 10	100	ЛЁГКИЙ, В25	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-28	6,95	100×300	2 φ 10	100	ЛЁГКИЙ, В20	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-29	7,4	100×300	2 φ 10	150	ЛЁГКИЙ, В35	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-30	7,315	100×300	2 φ 10	150	ЛЁГКИЙ, В30	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-31	7,18	100×300	2 φ 10	150	ЛЁГКИЙ, В25	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-32	7,0	100×300	2 φ 10	150	ЛЁГКИЙ, В20	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-33	7,24	100×300	2 φ 10	200	ЛЁГКИЙ, В35	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-34	7,15	100×300	2 φ 10	200	ЛЁГКИЙ, В30	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-35	7,01	100×300	2 φ 10	200	ЛЁГКИЙ, В25	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-36	6,83	100×300	2 φ 10	200	ЛЁГКИЙ, В20	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-37	6,91	100×300	2 φ 10	250	ЛЁГКИЙ, В35	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-38	6,73	100×300	2 φ 10	250	ЛЁГКИЙ, В30	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-39	6,47	100×300	2 φ 10	250	ЛЁГКИЙ, В25	ТЯЖЕЛЫЙ В40
Б-40	6,18	100×300	2 φ 10	250	ЛЁГКИЙ, В20	ТЯЖЕЛЫЙ В40

Рассматривая влияние соотношения высоты монолитной части сечения к сборной части сечения, можно отметить, что при использовании тяжёлого и лёгкого бетонов при соотношении монолитной части к сборной от 1/5 до 1/1 трещиностойкость балок практически не изменяется (уменьшение момента трещинообразования около 0,1%); при увеличении соотношения до 2/1 уменьшение момента трещинообразования составляет в зависимости от класса монолитного бетона от 0,1% до 3%; при увеличении соотношения до 5/1 уменьшение момента трещинообразования составляет в зависимости от класса бетона от 2% до 10%. Поэтому целесообразным является соотношение высоты монолитной части сечения к сборной, которое не превышает 2/1; допустимо применять бетон монолитной части по отношению к сборной на 3-4 класса меньше, так как это не оказывает существенного влияния на трещиностойкость балок (рис.3), при обеспечении требований прочности.

Установлено, что при использовании лёгкого бетона уменьшение момента трещинообразования составляет от 6 % до 13% по сравнению с использованием тяжёлого бетона. (рис.3). Поэтому его применение необходимо обосновывать для конструкций, к которым предъявляют повышенные требования по трещиностойкости.

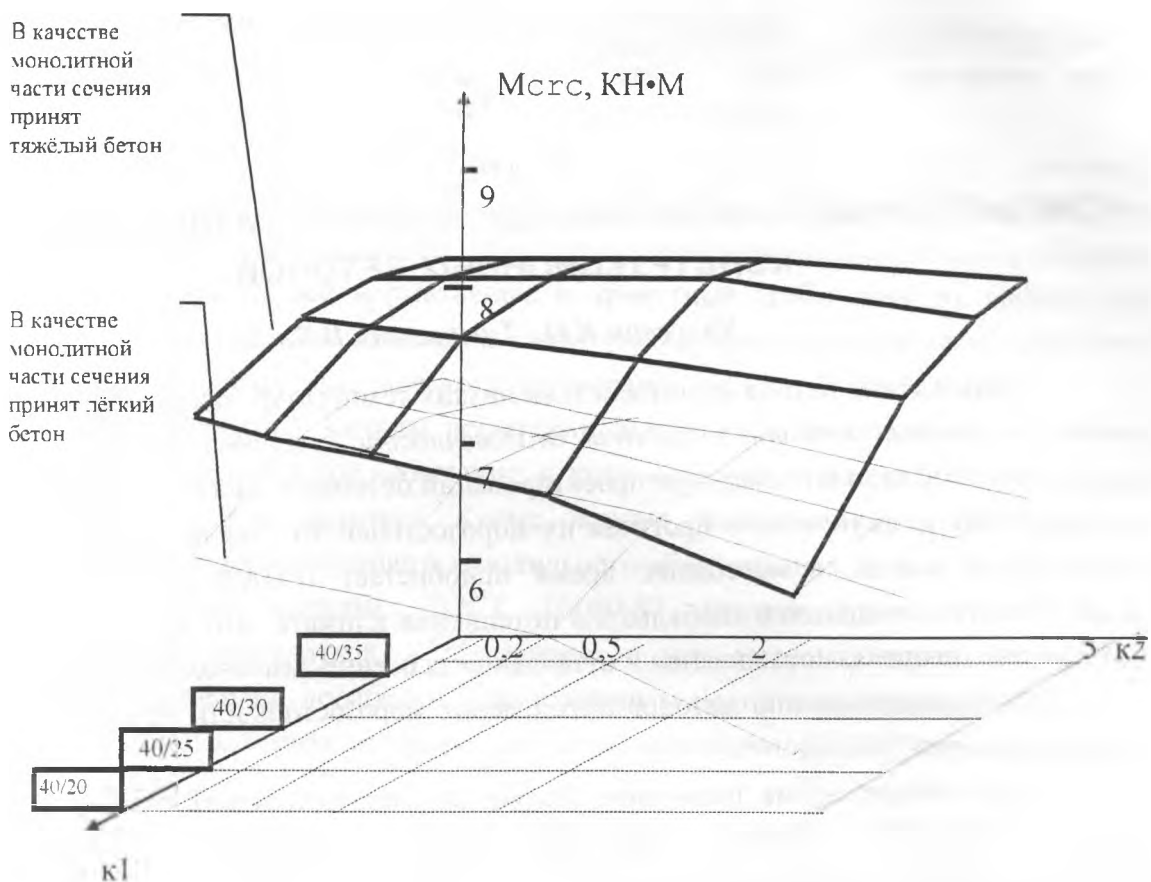


Рис.3. График зависимости соотношения высоты монолитной и сборной частей сечения [к2], соотношения класса бетона сборной и монолитной части сечения [к1] и момента трещинообразования $M_{crс}$.

Проведенные исследования помимо полученных результатов позволили наметить направления для дальнейших исследований по оптимизации сборно-монолитных конструкций.

Литература

1. Пивень Н.С. Сборно-монолитные конструкции зданий с оставляемой опалубкой из железобетонных и пенополистирольных элементов. Обзор. - М.: ВНИИТПИ. 1993.
2. Коротков Ю.В. Эффективные методы возведения малоэтажных зданий во Франции.//Жилищное строительство.- 1991.-№6.-с.-30-32.
3. Проектирование железобетонных сборно-монолитных конструкций. Пособик к СНиП 2.3.84 / Госстрой СССР, 1989,88с.
4. Krol M., Halicka A., Tur W., : Konstrukcje zespolone z udzialem betonu zwyklego i ekspansywnego. Wydawnictwo Uczelniane. Lublin. 1997. S-339.
5. Общий случай расчёта прочности элементов по нормальным сечениям.// Бетон и железобетон.- 1986.-№4.-с.-16-17.

КОМПЬЮТЕРНЫЙ ПРОГНОЗ МОРОЗОСТОЙКОСТИ ПРОЕКТИРУЕМЫХ КОНСТРУКЦИОННЫХ БЕТОНОВ

Уласевич В.П., Тимошевич В.В.

Повреждение бетона от воздействия низких температур, так же как и коррозия - наиболее опасная причина снижения долговечности бетонных и железобетонных конструкций. Следовательно, при проектировании бетонных смесей необходимо иметь возможность теоретического прогноза их морозостойкости. Эта проблема, актуальная для бетона всегда, в настоящее время приобретает особую остроту в связи с наметившейся тенденцией глобального потепления климата, что ведет к увеличению количества циклов замораживания и оттаивания за осенне-зимне-весенний период года.

Совершенствованию методов определения морозостойкости посвящены работы многих авторов [1,..., 5].

В настоящее время испытание бетона на морозостойкость регламентированы ГОСТ 10060-87 "Бетоны. Методы контроля морозостойкости", который предусматривает испытания по *основному* и *ускоренным* методам. Основной метод испытаний основан на моделировании наиболее неблагоприятных реальных природных воздействий: попеременным замораживанием при температуре $(-15, \dots, -20)^{\circ} \text{C}$. Испытания *по основному методу* должны проводиться не реже одного раза в квартал, а так же при замене составляющих бетона (цемент, песок, щебень, добавки). Ускоренные *методы* допускается применять при корректировке составов бетона, для оперативного контроля качества, а так же при приемке готовых изделий.

При испытаниях по *основному методу* за марку бетона по морозостойкости F принимается наибольшее число циклов попеременного замораживания и оттаивания, которое выдерживают образцы установленных размеров без снижения прочности на сжатие более чем на 5% по сравнению с прочностью контрольных образцов, испытанных в эквивалентном возрасте. Число основных и контрольных образцов, а так же количество циклов должны соответствовать указанным в табл. 1. ГОСТ 10060-87. Продолжительность одного замораживания при установившейся температуре $\leq -15^{\circ} \text{C}$ зависит от размера образцов и длится от 4 до 6 час. Легко видеть, что при необходимости подтвердить бетон марки $F1000$ время испытаний может длиться годами, так как в случае неудачи, затраты времени на испытания удваиваются и утраиваются. В результате - полученные данные испытаний могут быть просто лишены смысла. Слабым местом ГОСТ 10060-87 следует считать требование снижения прочности $\leq 5\%$, так как в нем заложено противоречие: *число циклов оценивается снижением прочности*, которая для морозостойкости выступает косвенным

показателем. При этом естественно предполагается, что во-первых, образцы до испытаний идеально идентичны, во вторых - снижение прочности произошло исключительно по причине их замораживания-оттаивания.

Предлагаемые ГОСТ 10060-87 ускоренные методы определения морозостойкости также трудоемки и возможны только при наличии заранее подготовленных физических образцов. Кроме того, они требуют увязки с *основным*, на котором построены все нормативные и проектные требования по морозостойкости бетона. Как показали исследования, такая увязка через переходные коэффициенты не имеет достаточного статистического обоснования [3].

Таким образом, методы испытания бетона на морозостойкость - трудоемкое, энергоемкое и длительное испытание, и даже *основной метод* испытаний, принятый в ГОСТ не лишен недостатков. Кроме заранее заготовленной серии образцов, они требуют так же дорогостоящего холодильного оборудования, достаточно длительны во времени. Таким образом, ГОСТ 10060-87 следует признать не лишенным существенных недостатков, а заложенные в нем методы оценки морозостойкости требуют дальнейшей доработки. Существенным недостатком следует признать и то, что в нем *отсутствует методика прогноза морозостойкости бетона на стадии его проектирования*.

Впервые ускоренный метод определения морозостойкости, не требующий экспериментальных данных, предложен в работе [2]. Согласно ему марку бетона по морозостойкости F предложено находить по коэффициенту морозостойкости бетона K_f . Формулу для K_f после некоторых преобразований представим в следующем виде:

$$K_f = \frac{0.0041nЦ}{0.09\left(\left(1 - 0.23nЦ\right) + \left(1 - K_v\right)1000\right) - 0.0041nЦ}, \quad (4.1)$$

где n - экспериментальный коэффициент, $n=0.7$; K_v - коэффициент уплотнения бетона, $K_v=0.98...0.99$; $Ц$ - расход цемента.

Формула (4.1) построена на учете условно *замкнутой* и *интегральной* пористости. Недостатком формулы (4.1) согласно [4] следует считать наличие эмпирических коэффициентов и сложность подсчета. Последнее при построении компьютерной модели не существенно. Другое дело, что она не учитывает влияние прямых факторов, от которых зависит морозостойкость: капиллярную пористость, B , $Ц$, влияние добавок в бетон, влияние количества минералогических составляющих C_3A , C_2S в цементе и др. Достоинство формулы (4.1) состоит в возможности формализовать подсчет при разработке компьютерной программы.

В [4], на основе исследований [1], морозостойкость предложено подсчитывать по формуле

$$F = A_f R_u (Ц / B - 0.5), \quad (4.2)$$

где: $Ц / B$ - цементно-водное отношение;

A_f - функция, зависящая от качества материалов и бетона;

R_u - марка цемента.

Формула (4.2) достаточно точна, но при определении функции A_f ориентирована на ручной счет с помощью специально разработанных номограмм, что делает ее совершенно неприемлемой при алгоритмизации вычислений на компьютере. Кроме того, она не учитывает вид бетона и влияние модификаторов бетонной смеси.

Первый из указанных недостатков нами разрешен путем построения функциональных зависимостей от каждого из параметров номограмм для уточнения функции A_f [4].

Второй - предложено учитывать умножением (4.3) на коэффициент вида бетона C_b в зависимости от вида бетона, марки по средней плотности легкого бетона, применения добавки в бетон. Исследования поровой структуры тяжелого бетона с добавкой РСУ показали, что показатель однородности пор по размерам увеличивается на 15,...,30%, а показатель среднего их размера снижается на 45,...,55% [6]. В керамзитобетоне класса В15 со средней плотностью D1700, модифицированном добавкой РСУ, капиллярная пористость снижается на 15....,25%, структура бетона становится более мелкодисперсной и однородной, водопоглощение снижается на (25,...,30)%. Коэффициент вида бетона C_b предложено принимать: для тяжелого бетона $0.95 \leq C_b \leq 1.15$, для легкого - $0.75 \leq C_b \leq 0.95$. С учетом вышесказанного функция A_f имеет вид:

$$A_f = C_b \cdot [f(B / Ц, НКЩ, M_k, C_3A, D_{min}, Ж / ОК)], \quad (4.3)$$

где: НКЩ - нормированная крупность щебня;

M_k - модуль крупности песка;

C_3A - количество алита в цементе, %;

D_{min} - количество минеральных добавок в цементе, %;

C_b - коэффициент вида бетона;

Важнейшее значение для оценки конструктивных бетонов имеет критическое содержание цемента $Ц_{кр}$, а так же предельная величина $B / Ц$ как факторов, сильно влияющих на капиллярную пористость. Поэтому, если на бетон накладывается требование на морозостойкость, то критическое содержание цемента $Ц_{кр}$, и предельная величина $B / Ц$ должны учитываться.

Критическое содержание цемента $Ц_{кр}$ предлагается определять по формуле [5]

$$Ц_{кр} \geq \begin{cases} \frac{\gamma \cdot \sum P \cdot c}{0.43\alpha \cdot C_3S \cdot 0.11\beta \cdot C_2S} \\ \frac{\gamma \sum P \cdot c}{0.43\alpha \cdot C_3S} \quad \text{при } C_2S < 25\% \end{cases} \quad (4.4)$$

где γ - коэффициент запаса, $\gamma = 1.25$;

P - содержание песка и пыли, кг/м³;

c - количество СаО, мг, которое может быть связано 1 кг

заполнителя, определяемое по табл. 4.1;
 α, β - степень гидратации: $\alpha=0.8, \beta=0.6$.

Таблица 4.1

Группа заполнителей	Характеристика гидравлической активности	Количество CaO , мг, связанное 1 кг заполнителя в процессе ТВО
I	Неактивные	до 25
II	Слабоактивные	до 50
III	Среднеактивные	до 100
IV	Сильноактивные	> 100

Предельное значение B/C предложено ограничить величиной $B/C \leq 0.6$. Применение порообразующей добавки в бетон дает возможность повысить предельное значение до $B/C \leq 0.7$.

На основе анализа ускоренных методов определения морозостойкости, не требующих экспериментальных данных, при построении концептуальной модели компьютерного прогноза морозостойкости использован интегрированный подход, учитывающий достоинство рассмотренных выше методик с учетом критического расхода цемента и ограничений на максимальную величину B/C , а так же влияния добавок в бетон.

Таким образом, предлагаемая компьютерная модель позволяет уже на стадии проектирования составов бетонных смесей с достаточной степенью точности прогнозировать морозостойкость бетона. Учитывая данные [4], а так же сравнения прогнозных и собственных экспериментальных исследований [6], можно предполагать, что ошибка спрогнозированной по предложенной модели морозостойкости не превысит 5,...,7%.

Предложенная компьютерная модель прогноза морозостойкости бетона реализована в блоке корректировки технологической линии проектирования (ТЛП) бетонных смесей *BETON*.

По мере накопления в базе данных ТЛП *BETON* информации о результатах теоретических и экспериментальных данных, будут получены обоснованные статистические данные для уточнения отдельных параметров компьютерной модели с целью ее совершенствования.

При достаточной экспериментальной проверке предложенной компьютерной модели полученные значения могут быть приравнены к испытаниям на морозостойкость по ускоренным методам ГОСТ 10060-87 при проектировании составов бетонных смесей.

Литература

1. Сизов В.П. Об испытаниях бетона на морозостойкость //Бетон и железобетон. - 1979. № 10. - с. 34.
2. Шейкин А.Е. Прогнозирование морозостойкости бетона при выборе его состава //Бетон и железобетон. - 1979. № 11. - с. 25-26.
3. Подвальный А.М. Об испытаниях бетона на морозостойкость //Бетон и железобетон. - 1996. № 4. - с. 26-29.
4. Сизов В.П. Прогнозирование морозостойкости бетона //Бетон и железобетон. - 1992. № 6. - с. 25-27.
5. Горчаков Г.И., Степанова В.Ф. Долговечность легких бетонов и конструкций, изготовленных с использованием отходов промышленности //Бетон и железобетон. - 1985. № 7 - с. 13-14.
6. Уласевич В.П., Уласевич З.Н. Конструкционный бетон с добавкой РСУ. - Брест, ООО FORT, 1997. - 65 с.

К ПОСТРОЕНИЮ АНАЛИТИЧЕСКОЙ МОДЕЛИ РАБОТЫ СТЫКОВОГО СОЕДИНЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СБОРНО- МОНОЛИТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Тур В.В., Шалобыта Т.П., Шалобыта Н.Н.

В работе [1] показано, что для составных конструкций ,у которых наблюдается нелинейное поведение не только составляющих стержней, но и связей по контакту, приращение сдвига на длине шва dx может быть выражено из закона плоских сечений:

$$d\delta_i = (\varepsilon_i^0 + \psi_{-i} - \varepsilon_{i+1}^0 + \psi_{i+1})dx = (\varepsilon_i^0 - \varepsilon_{i+1}^0 + \psi_i)dx$$

$$\text{или преобразуя с учетом } \frac{d\delta_i}{dx} = \left(\frac{d\tau_i}{d\delta_i}\right)^{-1} \left(\frac{d\tau_i}{dx}\right),$$

$$\text{получим: } \frac{d\tau_i}{dx} = (\varepsilon_i^0 - \varepsilon_{i+1}^0 + v_i\psi)d\delta_i, i = 1,2,\dots,4$$

i - количество швов.

Составляя соответствующие условия равновесия может быть получена система уравнений из решения которой определятся продольные деформации составляющих стержней $\varepsilon_i^0, \varepsilon_{i+1}^0$ и кривизна составного сечения ψ . .

В месте с тем, для решения системы уравнений необходимо иметь адекватную зависимость , связывающую касательные напряжения в стыке с его перемещениям $(d\tau_i - d\delta_i)$ для соответствующего типа контакта.

При описании аналитической модели поведения стыкового соединения следует учитывать, что последнее работает в условиях плоского напряженного состояния. Поэтому аналитическая модель должна устанавливать взаимосвязь между

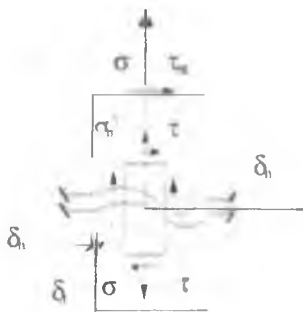


Рис. 1. К построению аналитической модели стыкового соединения согласно [2].

напряжениями сдвига, перемещениями стыка, нормальными напряжениями и перемещениями (деформациями). Нормальные напряжения могут являться либо результатом действия внешних сосредоточенных сил, приложенных в районе стыкового соединения, либо, связаны с действием самонапряжения.

При этом, как следует из [2,3] для армированных контактов всегда

возникают нормальные напряжения стыка, уравнивающие реакцию возникающую в арматуре при горизонтальном перемещении монолитного бетона после образования трещины [3]. Взаимосвязь компонентов описывающих напряженно-деформируемое состояние в стыке (рис. 1) можно в общем случае представить в следующем виде:

$$\{d\sigma_c\} = [B]_m \{d\delta\}$$

или в развернутом виде:

$$\begin{Bmatrix} d\tau_{nt}^c \\ d\sigma_n^c \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} B_{tt} & B_{tn} \\ B_{nt} & B_{nn} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\delta_t \\ d\delta_n \end{Bmatrix} \quad (2)$$

где B_{tt}, B_{nn} - жесткость стыкового соединения в горизонтальном и вертикальном швах;

B_{tn}, B_{nt} - коэффициенты жесткости функционально описывающие эффект сцепления в стыке и отражающие взаимосвязь между перемещениями и напряжениями направлений.

При наличии арматуры в стыковом соединении исходные уравнения (2) преобразуются с учетом данных, приведенных в работе [2] к виду:

$$\begin{Bmatrix} d\tau_{nt} \\ d\sigma_n \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} (Kt + \gamma_n) - (1 - \xi) \frac{Kt}{\rho_d} \\ -(\frac{Kt}{\mu_f})(\frac{K_n}{\xi}) + \gamma_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\delta_t \\ d\delta_n \end{Bmatrix}, \quad (3)$$

где $\{d\tau_{nt}, d\sigma_n\}^{-1}$ - вектор действующих в стыке напряжений.

Подобно тому, как установлены базовые зависимости для бетона и арматуры « σ - ϵ », при расчете составной конструкции необходимо иметь зависимости, связывающие касательные напряжения и перемещения» (τ - δ) «для стыкового соединения.

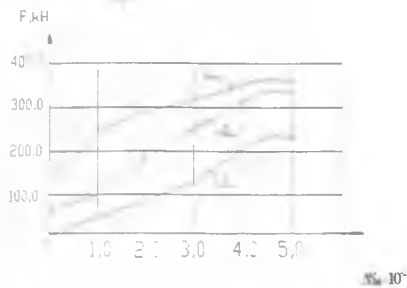


Рис.2. Зависимость сдвига по контакту в зависимости от конструкции стыка.

- 1- армированный стык (А)
- 2- естественной шероховатости(Е),
- 3-шпоночный контакт(И).

Полученные результаты, связывающие величину усилия, приложенного к опытным балкам и полученные значения суммарного сдвига показаны на рис.2.

Полученные данные сравниваем с параболической кривой, описывающей зависимость “ $\tau - \delta$ ” представлены в [2]. Результаты сравнения представлены на рис.3.

$$\frac{\tau_{нл}}{\tau_n} = \operatorname{tg} \left\{ \frac{K_0}{\tau_n} (\delta_i - \delta_{i-1}) \right\} + q$$

$$\frac{K_1}{K_{1,0}} = \operatorname{sech}^2 \left\{ \frac{K_0}{\tau_n} (\delta_i - \delta_{i-1}) \right\}$$



Рис3. Зависимость “ $\tau - \delta$ ” для стыкового соединения при учете его нелинейной работы.

На основании проведенных исследований предложено принимать значения упругого модуля сдвига стыкового соединения K_{1st} , представлены в таблице 1.

Характеристики упругой жесткости сдвиговых связей.

Таблица 1

Тип контакта	Характеристика жесткости $K_{ist} \times 10^{-5}$
Гладкий контакт	0,47
Щебень, уплотняемый в поверхность сборного элемента при его бетонировании (глубина выступов-впадин 5.....20мм)	1,08
Прямоугольные контакты Нш=2см, Вш=4 см.	1,80
Арматурные выпуски	4,87

Следует отметить, что приведенные в таблице 1 данные требуют дополнительной проверки, так как получены при влиянии целого ряда дополнительных неучтенных факторов. Кроме того следует иметь обоснованные значения базовых точек диаграммы, в частности δ_{r1} .

В связи с этим планируется специальные исследования стыковых соединений в условиях сдвига при варьировании типом контакта и нормальных напряжений, приложенных к стыковому соединению.

Выводы

1. При расчете составных железобетонных конструкций следует учитывать нелинейное поведение стыкового соединения.

2. Для описания зависимости « τ - δ » могут быть использованы параболические кривые. При этом следует получить значение базовых точек кривой для соответствующего вида стыкового соединения.

Литература

1. А.Р. Ржаницын, В.М. Захаров Расчет составных стержней из неупругого материала с неупругими связями сдвига . //Строительная механика и расчет сооружений.-1994.-№1.-С.16-18.

2. Н.Yoshikawa.,Z.Wu.,Т.Tanabe.,Analitikal Model For Shear Slip of Cracked Concret.// Jonrnal of Structural Engineering,vol 115,№4,april,1989-s.771-788.

3. Т.Tassios. Concete-to-Concrete Friction. // Jonrnal of Structural Engineering,vol 113,№4,april,1987-s.832-849.

4. Проведение исследования контактов монолитного бетона и сборной части самонапряженных сборно-монолитных конструкций.//Отчет по НИР, ГБ №96/603,№ГР 19961447(руководитель,доцент,к.т.н.Тур В.В.),Брест ,1997г./БПИ/, -Брест,1997-с.97.

РАНЖИРОВАНИЕ ДЕФЕКТОВ ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ И ОЦЕНКА НЕКОТОРЫХ МЕР, НАПРАВЛЕННЫХ НА ИХ УМЕНЬШЕНИЕ

Кудрявцев И.А.

Надежность работы транспортных сооружений играет определяющую роль для безопасного передвижения людей и грузов по магистралям. Поэтому наличие информации о дефектах конструкций таких объектов позволяет выявить наименее долговечные элементы этих сооружений и с учетом полученных данных разработать новые проектные решения по их усилению и заблаговременно выполнить комплекс работ, направленных на повышение сроков их эксплуатации. В таблицах 1 - 5 представлены статистические материалы выявленных дефектов у различных групп транспортных сооружений. Рассматривалось пять групп объектов (мосты, путепроводы, водопропускные трубы, платформы и станционные помещения), относящихся к магистральным путям железнодорожного транспорта европейской части СНГ. Объем выборки, принятый для исследований, позволил обеспечить достаточную точность полученных результатов. Для каждой из групп были отобраны наиболее значимые конструкции с точки зрения надежности работы сооружений (для мостов и путепроводов - по 7, станционных помещений - по 4, водопропускных трубы и платформ - по 3). Дефекты выявлялись в интервале пять лет эксплуатации, начиная с 1970 г и по настоящее время. В случае проведения на наблюдаемых объектах капитального или промежуточных ремонтов, они из выборки с дефектами перемещались в графу с отсутствием их. Параллельно определена продолжительность эксплуатации отдельных типов наблюдаемых конструкций. Фрагмент одного из них (фундаментов транспортных сооружений и сроков их эксплуатации) приведен в таблице 6.

Анализ результатов, приведенных в таблицах 1 - 5, позволяет сделать основной вывод: элементы, составляющие любые транспортные сооружения выходят из строя с различной интенсивностью. Для мостов и путепроводов наиболее часто разрушаемыми являются элементы ограждения, мостовое полотно, конусы и подходы.

Дефекты путепроводов, мостов и водопропускных труб возникают менее интенсивно, чем у станционных сооружений и платформ. Наряду с более качественным уровнем проектирования и изготовления объектов это объясняется прежде всего более высоким контролем за состоянием объекта и своевременным проведением ремонтных работ, направленных на поддержание объекта в надежном состоянии. Анализ данных таблиц 1 - 5 позволяет говорить о некотором росте дефектов в период с 1985 г. по настоящее время. Учитывая то, что объем перевозок в этот промежуток времени стал несколько снижаться и в дальнейшем значительно уменьшился, этот эффект можно объяснить следующее: срок эксплуатации объектов достаточно велик (таблица 6) и достигает предела эксплуатации, при этом средства на поддержание их в нормальном состоянии выделяются не в полной мере. Последний вывод достаточно хорошо подтверждается результатами приведенными в таблице 7.

Т а б л и ц а 1 - Дефекты элементов путевых сооружений, выявленные при их эксплуатации (% от общего числа)

Тип дефектов	Годы					
	1970-1975	1975-1980	1980-1985	1985-1990	1990-1995	1995 -н.в
1. Ограждения и тротуары	14	12	10	13	21	16
2. Мостовые полотна	6	7	8	8	11	8
3. Пролетные строения	7	6	7	6	9	7
4. Опорные части и подферменики	4	5	6	6	9	8
5. Опоры	5	5	5	6	10	12
6. Конуса и подходы	9	8	8	7	11	13
7. Фундаменты	2	1	2	3	2	1

Т а б л и ц а 2 - Дефекты элементов путепроводов, выявленные при их эксплуатации (% от общего числа)

Тип дефектов	Годы					
	1970-1975	1975-1980	1980-1985	1985-1990	1990-1995	1995 - н.в.
1. Ограждения и тротуары	15	13	16	14	10	10
2. Мостовые полотна	7	8	7	9	9	9
3. Пролетные строения	5	3	4	4	4	3
4. Опорные части и подферменики	3	2	2	3	4	3
5. Опоры	2	3	4	3	4	4
6. Конуса и подходы	3	4	6	5	7	7
7. Фундаменты	2	3	3	3	2	2

Т а б л и ц а 3 - Дефекты элементов станционных сооружений, выявленные при их эксплуатации (% от общего числа)

Тип дефектов	Годы					
	1970-1975	1975-1980	1980-1985	1985-1990	1990-1995	1995 - н.в.
1. Фундаменты	6	3	4	8	4	6
2. Стены	8	9	8	19	13	15
3. Перекрытия	3	4	3	4	3	4
4. Крыши	12	11	16	16	18	18

Т а б л и ц а 4 - Дефекты элементов станционных платформ, выявленные при их эксплуатации (% от общего числа)

Тип дефектов	Годы					
	1970-1975	1975-1980	1980-1985	1985-1990	1990-1995	1995 - н.в.
1. Фундаменты	6	3	4	8	4	6
2. Площадки	8	9	8	19	13	15
3. Ограждения	3	4	3	4	3	4

Т а б л и ц а 5 - Дефекты элементов водопропускных труб, выявленные при их эксплуатации (% от общего числа)

Тип дефектов	Годы					
	1970-1975	1975-1980	1980-1985	1985-1990	1990-1995	1995 - н.в.
1. Фундаменты	4	5	4	4	4	3
2. Кольцевая часть	3	2	3	4	3	3
3. Оголовок	3	4	5	5	5	4

Т а б л и ц а 6 - Типы фундаментов транспортных сооружений (% по отношению к общему числу)

Срок эксплуатации, лет	Путепроводы			Мосты			Станционные сооружения		
	мелкого заложения	свайные	глубокого заложения	мелкого заложения	свайные	глубокого заложения	мелкого заложения	свайные	глубокого заложения

0 - 10	2	98	-	-	100	-	48	52	-
10 - 20	2	98	-	2	98	-	44	54	2
20 - 30	5	95	-	10	85	5	17	4	-
30 - 40	2	98	-	8	78	14	62	38	-
40 - 50	8	90	2	2	86	14	54	42	4
50 - 60	10	88	2	10	74	16	62	36	2
60 - 70	84	10	6	21	51	28	59	41	-
>70	80	10	10	4	16	80	60	38	2

Продолж. табл.6

Срок эксплуатации, лет	Площадки и платформы			Водопропускные трубы		
	мелкого заложения	свайные	глубокого заложения	мелкого заложения	свайные	глубокого заложения
0 - 10	90	10	-	54	46	-
10 - 20	92	8	-	60	40	-
20 - 30	92	8	-	73	27	-
30 - 40	-	-	-	74	26	-
40 - 50	-	-	-	80	20	-
50 - 60	-	-	-	92	8	-
60 - 70	-	-	-	98	2	-
>70	-	-	-	100	-	-

Т а б л и ц а 7 - Отношение вложенных затрат на проведение ремонтных работ к требуемым

Годы	Тип транспортного сооружения				
	мосты	путепроводы	станционные сооружения	площадки и платформы	водопропускные трубы
1960 - 1965	1,00	1,00	0,85	0,75	1,00
1965 - 1970	1,00	0,98	0,83	0,70	1,00
1970 - 1975	1,00	0,95	0,80	0,64	1,00
1975 - 1980	1,00	0,91	0,76	0,60	1,00
1980 - 1985	1,00	0,90	0,71	0,55	0,98
1985 - 1990	0,97	0,87	0,68	0,51	0,91
1990 - 1995	0,95	0,84	0,61	0,48	0,91
1995 - н.в.	0,92	0,80	0,56	0,44	0,91

Регрессионное уравнение для определения величины физического износа ряда транспортных сооружений можно представить в следующем виде:

для путепроводов и мостов (железобетонных) -

$$U = 0,87X_1 + 0,18X_2 + 0,005X_3 + 0,262X_4$$

для путепроводов и мостов (металлических) -

$$U = 0,63X_1 + 0,14X_2 + 0,004X_3 + 0,165X_4$$

для водопропускных железобетонных труб -

$$U = 0,61X_1 + 0,11X_2 + 0,003X_3 + 0,1044X_4$$

для станционных платформ -

$$U = 0,91X_1 + 0,061X_2 + 0,003X_3 + 0,315X_4$$

для станционных сооружений -

$$U = 0,86X_1 + 0,17X_2 + 0,13X_3 + 0,301X_4,$$

где X_1, X_2, X_3, X_4 - соответственно срок эксплуатации объекта, лет, уровень ускорения, $\text{см}/\text{с}^2$, продолжительность вибрации, в долях от X_1 , агрессивность среды % загрязненности пор.

Уменьшение финансирования работ от требуемых реально увеличивает физический износ в нелинейной зависимости

$$\Delta Y = f(t^{\alpha \Delta \Phi}),$$

где ΔY - рост физического износа, t - срок эксплуатации между ремонтами, α - эмпирический коэффициент, $\Delta \Phi$ - недофинансированные ремонтные работы.

Величина виброускорений определяется исходя из следующих предпосылок. В связи с тем, что колебание амплитуды виброперемещений, передаваемых на грунт, подчинены с некоторыми допущениями синусоидальному закону, для определения ускорения колебаний частиц требуется информация о величине виброперемещений и частоты колебаний (рисунок 1).

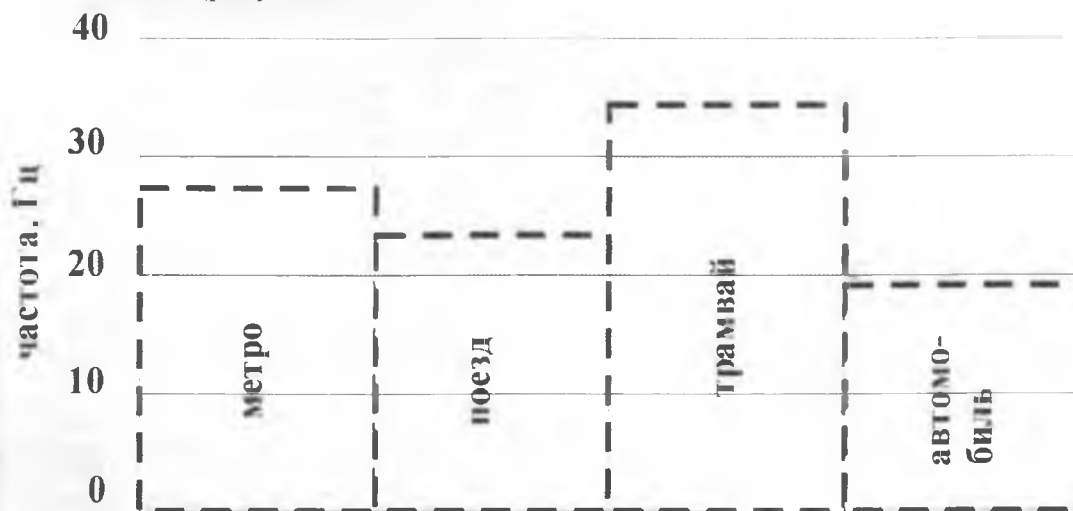


Рисунок 1 - Средневероятностные частоты.

Величина амплитуд виброперемещений, в миллиметрах, передаваемых на грунт и вызываемых:

движением поезда -

$$A = (0,74X_1 + 0,98X_2 + 0,11X_3 + 4,76X_4 + 10,6X_5) \cdot 10^{-3},$$

где X_1, X_2, X_3, X_4, X_5 - соответственно нагрузка на ось, кН, скорость движения, км/ч², загрязненность балласта, %, число осей вагона, наличие изолированных неровностей, %;

движением поездов метро -

$$A = (0,54X_1 + 0,92X_2 - 0,00059X_3 - 0,02X_4) \cdot 10^{-3},$$

где X_1, X_2, X_3, X_4 , - соответственно нагрузка на ось, кН, скорость движения, км/ч², жесткость обделки тоннеля, кН/м², удаление от источника, м;

движением трамвая -

$$A = (0,27X_1 + 1,53X_2 - 0,71X_3) \cdot 10^{-3},$$

где X_1, X_2, X_3 - соответственно нагрузка на ось, кН, скорость движения, км/ч², наличие изолированных поверхностей, износ колес и реборд по отношению к допустимому, %;

движением автомобилей -

$$A = (0,34X_1 + 0,57X_2 - 0,02X_3 - 0,01X_4) \cdot 10^{-3},$$

где X_1, X_2, X_3, X_4 , - соответственно нагрузка на ось, кН, скорость движения, км/ч², толщина покрытия, см, толщина подстилающего слоя, см;

при бесстыковом пути -

$$A = (0,59X_1 + 0,64X_2 + 0,06X_3 + 4,57X_4 + 9,81X_5) \cdot 10^{-3},$$

где X_1, X_2, X_3, X_4, X_5 - соответственно нагрузка на ось, кН, скорость движения, км/ч², загрязненность балласта, %, число осей вагона, наличие изолированных неровностей, в % от общей длины.

Автором разработана специальная программа для определения величины физического износа исследуемых сооружений.

На основе уравнений регрессии, с помощью которых определен физический износ транспортных сооружений, можно сделать вывод о том, что вибрации способны уменьшить продолжительность эксплуатации конструкций. Кроме этого, их высокий уровень вредно влияет на прецизионное оборудование и организм человека. Поэтому анализ эффективности имеющихся способов снижения уровней вибрации играет существенную роль. Известно, что состояние подвижного состава и пути значительно влияет на формирование вибрационного фона. Устройство бесстыкового пути снижает уровень вибрации в 1,4 - 1,9 раз. Представляет интерес дать оценку другим способам, направленным на снижение вибрации:

1. В о д о п о н и ж е н и е. В соответствии с графиком на рисунке 2 можно отметить что на уровень уменьшения вибрации оказывает влияние степень водонасыщенности. Вибрация снижается в 2,5 — 4,5 раза.

2. У с т р о й с т в о ш у р ф о в. Как показывают исследования, устройство шурфов не всегда играет положительную роль. Это обстоятельство вызвано тем, что глубина траншеи должна назначаться в соответствии с уравнением

$$h > \frac{V_s}{f} + 0,5 \text{ м} .$$

где V_s - скорость распространения волны; f - главная частота колебаний частиц грунта. Снижение вибрации этим методом достигает 1,5 — 2,5 раза.

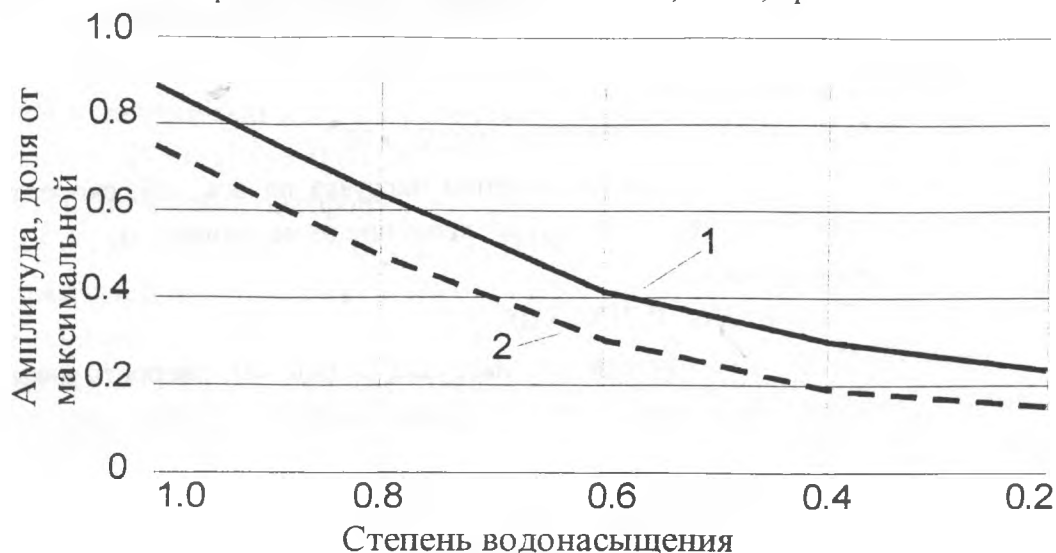


Рисунок 2 - Снижение амплитуд виброперемещений в грунте в зависимости от уменьшения влаги в нем 1 - без водопоглащения; 2 - с водопоглащением

3. Устройство виброизоляторов в цокольной части здания позволяет уменьшить уровень вибрации в 4 - 8 раза.

Увеличение стоимости объекта при использовании предложенных методов в зависимости от снижения вибрации в n раз приведено в таблице 8.

Т а б л и ц а 8 - Процент увеличения стоимости объекта при снижении вибрации в n раз

Величина снижения вибрации, n раз	Метод снижения вибрации				
	бесстыковой путь	отрывка шурфов	водопонижение	устройство виброизоляторов	устройство прокладок
1,5	2 - 3	8 - 10	8 - 12	9 - 14	2 - 4
2,0	3 - 4	9 - 12	10 - 14	12 - 16	4 - 5
3,0	6 - 7	11 - 15	14 - 16	14 - 18	5 - 6
4,0	-	12 - 17	16 - 18	17 - 19	-

Так как дизельное топливо является одной из причин, способствующих разрушению бетона, представляет интерес оценить его присутствие на конструкциях транспортных объектов, в частности на фундаментах транспортных сооружений. Результаты исследований приведены в таблице 9.

В соответствии с приведенными результатами необходимо разработать ряд мер, направленных на защиту этих объектов от влияния перевозимых нефтепродуктов. Следует изучить и влияние других вредных грузов.

Т а б л и ц а 9 - Интенсивность воздействия нефтепродуктов на бетон

Время эксплуатации	Мосты и путепроводы				Эстакады наливные				Водопропускные трубы			
	О	М	С	Б	О	М	С	Б	О	М	С	Б
До 10 лет	94	3	2	1	-	14	80	6	94	6	-	-
“ 20 “	91	6	2	1	-	-	84	16	96	4	-	-
“ 30 “	94	4	2	-	-	-	41	59	92	8	-	-

Продолж. табл.9

Время эксплуатации	Платформы				Здания			
	О	М	С	Б	О	М	С	Б
До 10 лет	87	14	3	-	90	10	-	-
“ 20 “	61	18	16	5	94	6	-	-
“ 30 “	55	36	9	-	95	4	1	-

П р и м е ч а н и е — О - отсутствие воздействия; М - при случайном, периодическом попадании на бетон и железобетон небольшого количества нефтепродуктов; С - при периодическом стоке нефтепродуктов на поверхности конструкций; Б - при постоянном контакте с нефтепродуктами.

Литература

1. I. K u d r j a v t s e v. Influence of vibration sources on the properties of foundation. *ZaklaDanni staves Foundationsgrunbau*. Brno. 1997. Д 36-39.
2. К у д р я в ц е в И.А. Дефекты повреждения конструкций нулевого цикла и способы их устранения. Гомель: БелГУТ 1996. С.34
3. Н о с а р е в А.В., О с и п о в В.О. Проблемы обеспечения надежности искусственных сооружений на железных дорогах России. II международная научно-техническая конференция «Актуальные проблемы развития железнодорожного транспорта» тезисы докладов. М., 1996. С.3.
4. А л м а з о в В.О. К методике мониторингового и проектного анализа поведения железобетонных мостов в конкретных климатических условиях. II международная научно-техническая конференция «Актуальные проблемы развития железнодорожного транспорта» тезисы докладов. М., 1996. С.9.
5. К у д р я в ц е в И.А. Влияние подвижных источников вибрации на физический износ сооружений транспорта. Международный симпозиум «Исследование и строительство в экстремальных условиях». М., 1996. С.12.
6. Руководство по защите железобетонных конструкций от действия нефтепродуктов. М. 1983 - 32 с.
7. К у д р я в ц е в И.А., А н т о х о в С.И. Прогнозирование физического износа путепроводов. Научно-методическая конференция «Проблемы строительства, реконструкции и капитального ремонта зданий и сооружений на железнодорожном строительстве». Санкт-Петербург, 1997, с.10.

СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ ДЕРЕВЯННЫХ БАЛОК

Жук В.В., Степанюк А.В., Шумко Н.П., Березко С.Ф.

К числу простейших и наиболее освоенных конструкций из древесины относятся клееные дощатые балки. Их изготавливают длиной 6-24 м различного очертания и формы поперечного сечения. Балки сплошного сечения состоят из слоев массивной древесины склеенных по пласти. Балки двутаврового и коробчатого сечений выполняют с плоскими и волнистыми стенками, применяя для плоских стенок многослойную клееную древесину или фанеру, а для волнистых - только фанеру. Для повышения жесткости и снижения влияния сучков в наиболее напряженных зонах балки армируют стальной или стеклопластиковой арматурой. Выпуск балок из древесины осуществляется на специализированных предприятиях по производству деревянных клееных конструкций.

Отечественный и зарубежный опыт производства и применения деревянных клееных балок в строительстве показывает их эффективность по сравнению с железобетонными и стальными конструкциями, при этом наиболее выгодно применение их в тех случаях, когда полноценно используются такие качества древесины, как стойкость в агрессивной среде, малый вес, возможность высокой механизации работ, декоративность, не требующая трудоемких отделочных работ.

Несмотря на указанные преимущества, деревянные клееные конструкции не находят спроса у заказчиков и подрядчиков. Часто на нежелание заказчика и строителей влияют объективные причины. Так, одной из причин, сдерживающей применение этих конструкций, является высокая себестоимость продукции. Высок расход пиломатериалов (1,5 - 2,0 м³ на 1 м³ клееной древесины), дефицитность и высокая стоимость клеевых материалов, значительные расходы на содержание импортного оборудования, которым в основном оснащены предприятия по производству деревянных клееных конструкций [1].

В последние годы за рубежом и в нашей Республике ведутся работы по сокращению материалоемкости и снижения веса деревянных конструкций [2-4]. Так, фирма "Wolf" (ФРГ) выпускает составные конструкции из цельной древесины для одно- и двухэтажных жилых и сельскохозяйственных зданий. Фирма применяет метод распиловки деревьев на брусья конической формы по длине в соответствии с естественной формой стволов, что позволяет уменьшить потери древесины с 50-70% при обычной распиловке до 5-10% при данном способе. Для стропильных балок, ригелей одно- и двухскатных рам брусья соединяются по высоте или ширине сечения с помощью стальных накладок с выштампованными зубьями. В ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко разработана и испытана конструкция составной балки из окантованных бревен, совместная работа которых обеспечивается наклонными стержнями с комбинированными шайбами, установленными под углом 45° к направлению волокон древесины.

Несмотря на снижения потерь древесины и высокую механизацию производства конструкций, их несущая способность ниже, а деформативность выше по сравнению с деревянными клееными конструкциями из-за податливости механического соединения.

На кафедре строительных конструкций проведены исследования по снижению материалоемкости и веса деревянных балок.

Разработана деревянная балка [5], состоящая из брусьев, соединенных крестообразными связями, установленными в пазы на боковых гранях брусьев. Помимо крестообразных связей, имеются дополнительные горизонтальные связи, установленные в пазах на боковой поверхности нижнего бруса. Концы дополнительных связей прикреплены к концам крестообразных связей так, что они вместе образуют непрерывную гофрированную полосу. Связи установлены в пазах на клеевой композиции (рис. 1).

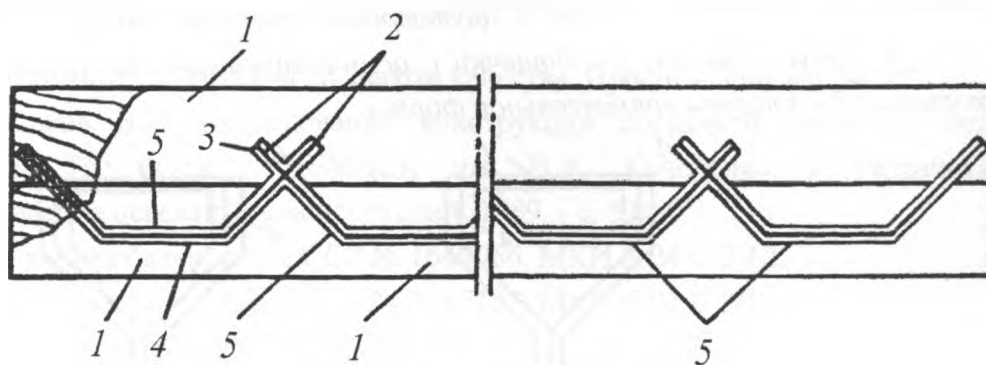


Рис. 1. Деревянная балка.

1 - брусья; 2 - крестообразные связи; 3 - пазы на боковых гранях брусьев; 4 - горизонтальные связи; 5 - горизонтальные пазы на боковых гранях нижних брусьев.

При работе балки под нагрузкой наклонная часть связи, находящаяся в нижнем бруссе, работает на растяжение, в верхнем бруссе - на сжатие и вдавливание в канавки, а горизонтальная часть связи работает на растяжение и изгиб. Равнодействующие усилий от нисходящих и восходящих элементов связей направлены по линии сплачивания брусьев, что препятствует расслоению балок. Несущая способность балки выше по сравнению с балками на податливых связях. Более того, непрерывные гофрированные полосы, выполненные из металла или пластмассы, и установленные в пазах на боковых поверхностях брусьев по всей их длине, выполняют роль арматуры. Данная конструкция балки может быть использована при реконструкции или ремонте зданий и сооружений - устройство пазов и установку связей можно выполнить непосредственно на строительной площадке.

Не менее важной задачей снижения себестоимости деревянных балок является увеличение процента использования сырья. Предлагаемая конструкция деревянной балки [6] позволяет использовать сырье, непригодное для выпуска более ответственных конструкций. Двутавровая балка имеет пояса из брусьев и стенку из обрезков досок, установленных под углом к поясам (рис. 2). Стенка снабжена дополнительными элементами из древесины с асимметричными выступами на пластьях и скошенными торцами. Пояса выполнены с пазами вдоль их внутренних граней. Выполнение

дополнительных элементов из древесины со скошенными торцовыми сторонами позволяет формировать ступенчатую стенку без клеевой композиции путем чередования отдельных дощечек с углублениями и прямоугольными дощечками. Соединение стенки с поясами выполняется на клею.

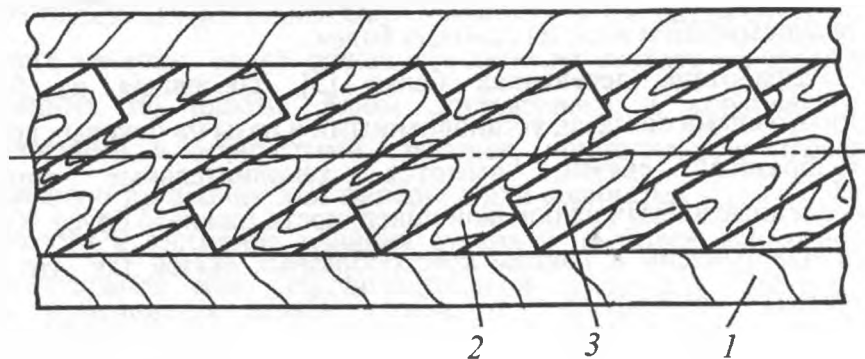


Рис. 2. Двухавровая деревянная балка.

1 - брус с пазом; 2 - дощечки с асимметричными выступами и скошенными торцами; 3 - дощечки прямоугольной формы.

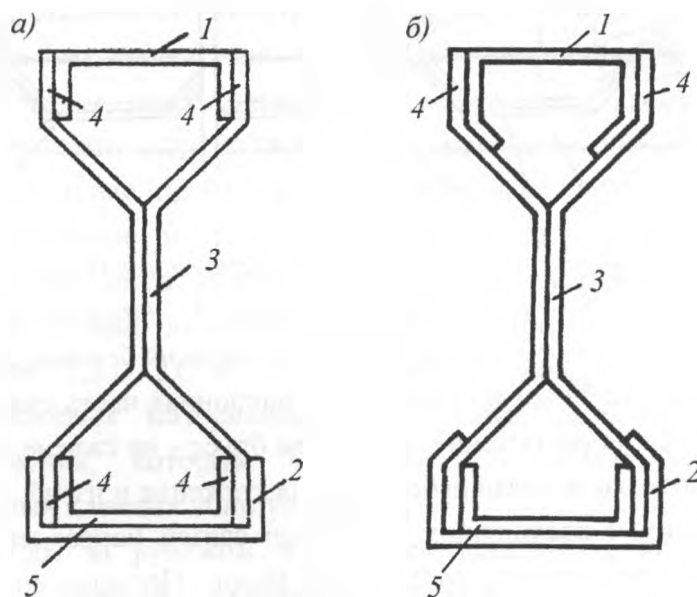


Рис. 3. Клефанерная балка.

1 - верхний пояс; 2 - нижний пояс; 3 - стенка; 4 - отгибы стенки; 5 - элемент жесткости.

С целью снижения веса и увеличения долговечности разработана балка [7] с применением гнотоклееных фанерных профилей, получаемых из отходов фанерного производства. Балка состоит из верхнего и нижнего пояса, стенки с отгибами, соединенными на клею с поясами и снабжена элементами жесткости, устанавливаемыми в зоне нижнего пояса (рис. 3а). Для увеличения жесткости балки пояса ее можно выполнить из клефанерных профилей с отгибами полков (рис. 3б). Выполнение поясов и стенки балки из гнотоклееных фанерных профилей позволяет компоновать сечение так, чтобы шпоны поясов и стенки имели одинаковое расположение волокон. Это значительно уменьшает внутренние напряжения от

температурно-влажностных воздействий и, следовательно, увеличит долговечность балки. Установка элементов жесткости в нижнем поясе балки с закреплением их между отгибами стенки позволяет снизить касательные напряжения в сечениях с максимальной поперечной силой.

Проведенные технико-экономические расчеты показали, что разработанные балки имеют меньшую материалоемкость, стоимость "в деле", долговечность и могут конкурировать с типовыми деревянными конструкциями.

Литература

1. Тезисы докладов всесоюзного научно-практического семинара "Расширение применения деревянных клееных конструкций в строительстве". М. 1982 - 76 с.
2. Вольф - металлические плиты с гвоздевыми соединениями. Проспект фирмы "Wolf".
3. Вольф-система. Техника со знаком качества. Проспект фирмы "Wolf".
4. Линьков В.И. Исследование конструкции составной балки из цельной древесины // Тр. ин-та / ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. - Разработка и совершенствование деревянных конструкций. 1989. - с. 53-60.
5. Деревянная балка. А.с. СССР № 1649066. МКИ Е 04 С 3/12.
6. Деревянная балка. А.с. СССР № 1767125. МКИ Е 04 С 3/12.
7. Балка. А.с. СССР № 1716030. МКИ Е 04 В 5/12.

ТЕПЛОПРОВОДНОСТЬ ПЕНОПЛАСТОВОГО УТЕПЛИТЕЛЯ СЛОИСТЫХ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ.

Никитин В.И., Афонин А.В.

Для повышения теплоизолирующей способности ограждающих конструкций реконструируемых и вновь строящихся зданий широко используются различные пенопласты, пористость которых может достигать 98%. В процессе эксплуатации зданий в порах материалов ограждений накапливаются водорастворимые соли. Сорбционная влажность соледержащих материалов может возрастать в несколько раз. Переувлажнение материалов приводит к повышению их коэффициента теплопроводности λ , что отрицательно сказывается на теплозащитных свойствах ограждающих конструкций.

Теплопроводность пористых материалов есть результат теплопроводности твердого и внутрипорового веществ. В наиболее сложных условиях эксплуатации поровое пространство материала, содержащего соли, может быть заполнено веществом, состоящим из паровоздушной смеси, водного солевого раствора и кристаллов соли. Передача тепла в таком поровом пространстве осуществляется за счет проводимости

воздуха, излучения от стенок пор, конвекции, проводимости воды или раствора, диффузии паров воды в воздухе и проводимости кристаллов солей.

Очевидно, что при изучении этого явления чисто эмпирический подход уводит от понимания фундаментальных процессов переноса тепла, имеющих место в засоленных стеновых материалах, и явно недостаточен. Кроме того для получения опытных данных требуются немалые материальные затраты и время. В такой ситуации более эффективным методом исследования является математическое моделирование, базирующееся на модели, учитывающей реальную структуру материала.

Структуру большинства строительных материалов можно условно разделить на три вида /1/: а) материалы с вкраплениями (или включениями) одного материала в другом; б) материалы с взаимопроникающими компонентами; в) материалы со смешанной структурой.

Широко распространенным и достаточно эффективным методом теоретического исследования теплопроводности пористых материалов является применение для этой цели принципа обобщенной проводимости, базирующегося на аналогии между дифференциальными уравнениями стационарного потока тепла, электрического тока, электрической и магнитной индукции, потока массы. На основе этого принципа Миснаром А., Дульневым Г.Н., Васильевым Л.Л., Оделевским В.И. и др. /1, 2, 3, 4/ получены приближенные выражения для определения эффективной теплопроводности двухкомпонентных систем с замкнутыми включениями и взаимопроникающими компонентами. Это не препятствует рассматривать многокомпонентные системы, так как любая многокомпонентная система может быть последовательно сведена к двухкомпонентной.

С учетом наличия в порах материала насыщенных растворов солей и паровоздушной смеси внутрипоровое вещество можно рассматривать как двухкомпонентную систему с замкнутыми включениями. В зависимости от объемных концентраций компонентов связующим может быть и раствор соли и паровоздушная смесь. Если раствора достаточно и он смачивает всю поверхность пор, а в месте их сужения может образовывать растворные термические мостики /2/, то паровоздушную смесь следует рассматривать как включения. Если раствора недостаточно и он не покрывает всей поверхности пор, а смачивает лишь участки вокруг выходных отверстий капилляров, то паровоздушную смесь можно рассматривать как связующее. Однако установить действительную роль компонентов этой системы с точки зрения теплообмена весьма сложно. В такой ситуации, как и А.Миснар /2/, можно последовательно принимать в качестве связующего раствор и паровоздушную смесь, а коэффициент теплопроводности системы определять как среднее значение двух вычислений.

При образовании в порах материала кристаллов солей из насыщенных растворов теплопроводность внутрипорового вещества нужно определять отдельно. Расчет системы, включающей паровоздушную смесь и раствор, выполняется по изложенной схеме с учетом измененных объемных концентраций компонентов. Кристаллы солей

вместе со скелетом материала следует рассматривать как двухкомпонентную твердую фазу. Такая схема согласуется с методикой /5/ по расчету эффективной теплопроводности твердых капиллярно-пористых тел.

Доля конвективной и лучистой составляющих теплопроводности материалов зависит от размера пор и разницы температур на противоположных стенках этих пор. Уменьшение значений любого из этих двух показателей сокращает долю конвективной и лучистой составляющих теплопередачи. Так, при диаметре пор до 5 мм и перепаде температур 10⁰С конвективный теплообмен практически равен нулю, а лучистая составляющая не превышает 0,75 от теплопроводности сухого воздуха. Отмечается /6/, что в обычных условиях эксплуатации вклад конвективной и лучистой составляющих в теплопроводность материалов с порами до 3 мм не превышает 1–2%. Учитывая, что размер подавляющего числа пор пенопластов не превышает 1мм, а перепад температур на стенках этих пор незначителен, теплопередачей за счет конвекции и излучения можно пренебречь.

В соответствии с результатом работ / 2, 7/ можно записать выражения для определения коэффициента теплопроводности паровоздушной смеси в порах соледержащего материала

$$\lambda_{рд} = \lambda_0 + d_t \Delta c \cdot \varphi_{рн} \cdot q_t \cdot f / 100, \quad (1)$$

где λ_0 - коэффициент теплопроводности сухого воздуха, Вт/(м·К); d_t - коэффициент диффузии паров при данной температуре, м²/с; Δc - разность концентраций паров воды в воздухе при перепаде температуры на 1 К, кг/(м³·К); $\varphi_{рн}$ - значение гигроскопической точки насыщенного раствора соли, %; q_t - теплота испарения воды при данной температуре, Дж/кг; $f = \Delta H_p / \Delta H_v$. Здесь ΔH_p и ΔH_v - теплота испарения одного моля воды из раствора и чистой воды при данной температуре.

Второе слагаемое формулы (1) дает верхнюю оценку диффузной составляющей коэффициента теплопроводности паровоздушной смеси. Вклад диффузии в теплопередачу связан с характером распределения влаги в капиллярах, порах и трещинах материала. Так как теплопередача за счет диффузии происходит в порах и трещинах, то имеет значение их объемная доля в общей пористости, а также количество воды в материале. В связи с этим при расчете коэффициента теплопроводности паровоздушной смеси во второе слагаемое формулы (1) предлагается вводить множитель k , определяемый из выражения

$$k = 4m_{2p} (1 - m_{2p}) k_m, \quad (2)$$

где k_m - максимальное значение поправочного коэффициента диффузной составляющей, устанавливаемое с помощью опытных данных ($0 < k_m \leq 1$); m_{2p} - объемная концентрация воды или раствора по отношению к объему пор (за вычетом объема кристаллов соли), определяемая по формуле

$$m_{2p} = 0,01\rho_0(\omega + c') / (\rho_p \cdot m_2). \quad (3)$$

Здесь ρ_0 и ρ_p – плотность материала и раствора (воды) соответственно, кг/м^3 ; c' – содержание растворенной соли, %; m_2 – объемная концентрация внутрипорового вещества без кристаллической соли, доли единицы.

В расчетах принято допущение о том, что при влагосодержании ω , меньшем сорбционного ω_p при относительной влажности воздуха ϕ_b , соответствующей гигроскопической точке ϕ_r исследуемой соли, солевые растворы не образуются и $c'=0$.

При $\omega \geq \omega_p$ образуется раствор, концентрация которого c_p , % равна

$$c_p = 100c / (\omega + c). \quad (4)$$

Формула (4) имеет смысл, если найденное по ней значение c_p не превышает концентрации насыщенного раствора исследуемой соли c_n , %. В этом случае $c'=c$. Если расчеты по формуле (4) дают соотношение $c_p \geq c_n$, то принимается $c_p = c_n$. Тогда

$$c_p = \omega c_n / (100 - c_n). \quad (5)$$

Плотность раствора, определяемая при $\omega > 0$, находится из выражения

$$\rho_p = \rho_b + 100c' (\rho_p^n - \rho_b) / (c' + \omega) c_n, \quad (6)$$

где ρ_b и ρ_p^n – плотность воды и насыщенного раствора соответственно, кг/м^3 .

Объемная концентрация кристаллической соли в материале

$$m_{2k} = 0,01\rho_0(c - c') / \rho_c, \quad (7)$$

где ρ_c – плотность соли, кг/м^3 .

Объемная концентрация внутрипорового вещества (без кристаллов соли)

$$m_2 = 0,01P - m_{2k}, \quad (8)$$

где P – пористость материала, %.

Объемная концентрация соли в растворе по отношению к объему раствора равна

$$m_{2c} = \rho_p c' / (\omega + c') \rho_c. \quad (9)$$

Объемная концентрация паровоздушной смеси по отношению к объему пор

$$m_{2вд} = (0,01P / m_2) - m_{2p}. \quad (10)$$

Объемная концентрация кристаллической соли в твердой фазе материала

$$m_{2k}^* = m_{2k} / (1 - m_2) \quad (11)$$

Рассмотренное описание процесса теплопередачи в пористых солесодержащих материалах было увязано в единый вычислительный алгоритм, который реализован в виде программы для ЭВМ. С помощью вычислительного эксперимента установлено, что диффузия водяных паров в порах пенопластов может играть заметную роль в процессе теплопередачи. Расчеты показывают, что для пенопласта, имеющего плотность 200 кг/м^3 и влажность 60% (14,4% объема пор заполнены водой) максимальный ($k_m=1$) вклад диффузии паров воды в теплопередачу составляет 46%, а реальный ($k_m=0.3$) – 16%. С уменьшением плотности (увеличением пористости)

пенопласта вклад диффузии паров в теплопередачу возрастает. Повышение теплопроводности твердой основы материала приводит к уменьшению диффузной составляющей.

Для сухого или относительно сухого пенопласта увеличение солесодержания приводит к заметному росту коэффициента теплопроводности, так как теплопроводность кристаллов солей на порядок выше, чем полимерной основы. При нарастающем увлажнении пенопласта в его порах образуются все новые объемы водных растворов соли, теплопроводность которых не превышает теплопроводности чистой воды, и сокращается количество твердой фазы. В результате эффект повышения теплопроводности, вызываемый кристаллами солей, поглощается эффектом понижения теплопроводности, обусловленным образованием растворов. На это взаимодействие накладывается сложный эффект диффузной составляющей теплопередачи. Соотношение между отмеченными эффектами изменяется с изменением влажности материала и при некотором ее значении коэффициенты теплопроводности засоленного и незасоленного материалов становятся одинаковыми. При дальнейшем увлажнении засоленный материал имеет более низкую теплопроводность.

Следует отметить, что относительный эффект повышения теплопроводности при одинаковом приросте объемной концентрации воды и соли в пенопласте проявляется значительно сильнее, чем в традиционных стеновых материалах и вероятность отказа ограждений по теплоизолирующей способности возрастает. Расчеты показывают, что если рост объемной концентрации воды в незасоленном пенопласте плотностью 60 кг/м^3 (пористость 95 %) и глиняном кирпиче плотностью 1300 кг/м^3 (пористость 50 %) происходит от 0 до 10 %, то значение коэффициента теплопроводности пенопласта увеличивается в 2,02 раза, а кирпича лишь в 1,21 раза. При наличии солей это соотношение для пенопласта еще более неблагоприятное. Поэтому проблема защиты материалов ограждений от накопления солей и влаги при использовании слоя пенопластового утеплителя является более острой, чем при использовании традиционных стеновых материалов. Для обеспечения надежности ограждающих конструкций различных зданий при воздействии солей требуется провести специальные мероприятия, которые должны поддерживать степень засоления материалов ограждений на безопасном уровне весь срок службы здания.

Полученные результаты позволяют обоснованно подойти к созданию некоторого запаса теплоизолирующей способности слоистых ограждений к началу эксплуатации. При наличии данных о соле- и влагосодержании материалов ограждений к концу срока эксплуатации и зависимости коэффициента теплопроводности от этих двух факторов запас теплоизолирующей способности ограждений обеспечивается довольно просто. Для этого в слоистой конструкции на основе расчета может предусматриваться либо увеличение толщины слоя утеплителя, либо использоваться утеплитель с более низким значением коэффициента теплопроводности.

Литература

1. Дульнев Г.Н., Заричняк Ю.П. Теплопроводность смесей и композиционных материалов: Справочная книга. - Л.: Энергия, 1974. - 264 с.
2. Миснар А. Теплопроводность твердых тел, жидкостей, газов и их композиций / Пер. с франц. - М.: Мир, 1968. - 464 с.
3. Васильев Л.Л., Танаева С.А. Теплофизические свойства пористых материалов. Минск: Наука и техника, 1971. - 268 с.
4. Оделевский В.И. Расчет обобщенной проводимости гетерогенных систем // ЖТФ. - 1951. - Т.21. - Вып.6. - С.667-685.
5. Лыков А.В. Теплообмен: Справочник. - М.: Энергия, 1978. - 480 с.
6. Горчаков Г.И., Лифанов И.И. и др. Прогнозирование теплопроводности композиционных материалов различного строения // Строительные материалы. 1992. - N4. - С.27-29.
7. Обьедков В.А., Феофанова А.И., Езерский В.А. Коэффициент теплопроводности соледержащих каменных материалов // Вопросы температурно-влажностного режима памятников истории и культуры. Сб. научн. тр. НМС МК СССР. - М., 1990. С.18-33.

ОЦЕНКА ОСТАТОЧНОЙ ДОЛГОВЕЧНОСТИ МАТЕРИАЛОВ ОГРАЖДЕНИЙ СТАРИННЫХ ЗДАНИЙ

Никитин В.И.

Прогнозирование долговечности материалов ограждений старинных зданий для планирования последующих ремонтов является важной и достаточно сложной проблемой. При ее решении можно использовать экспериментальный подход, основанный на предположениях теории форсированных испытаний /1, 2, 3, 4/.

Пусть $\varepsilon', \dots, \varepsilon^k$ – параметры внешней среды, влияющие на долговечность материала. Эти параметры изменяются во времени. Функции, описывающие изменение значений параметров во времени, назовем режимом работы материала $\varepsilon = f(\varepsilon', \dots, \varepsilon^k)$. Среди множества возможных режимов следует выделить режим нормальной эксплуатации ε_0 и форсированный режим ε_* , который обычно реализуется в эксперименте для сравнительной оценки долговечности материалов. Режим нормальной эксплуатации ε_0 , как правило, является случайным. Форсированный режим ε_* носит детерминированный характер (например, циклические испытания образцов материала). Состояние материала описывается с помощью различных показателей (свойств), которые определяются его структурой, характеризуемой набором внутренних параметров $\omega = (\omega^1, \dots, \omega^m)$. В процессе работы или испытания изделия изменяется структура материала, утрачивается уровень первоначальных свойств и запас ресурса. При форсированных испытаниях это происходит быстрее, чем при

режиме нормальной эксплуатации ε_0 . Изделие считается негодным, если значения свойств материала вышли за границы поля допуска (достигли предельной величины). Момент времени, при котором изделие становится негодным, принято называть моментом отказа.

Исходя из современных представлений о причинности в природе можно утверждать, что при заданном режиме работы у двух образцов с одинаковыми начальными значениями внутренних параметров ω_0 их свойства будут меняться во времени по одному и тому же закону и одновременно наступит момент отказа /2/. Предполагается, что между моментами отказа одного и того же образца в нормальном и форсированном режимах существует функциональная зависимость. Из-за случайностей при изготовлении образцов начальные значения внутренних параметров меняются от образца к образцу. Поэтому измеряемые показатели следует считать случайными величинами и при их описании и анализе применять вероятностно-статистические методы.

Форсированные испытания можно проводить, опираясь на известные принципы расходования ресурса изделий. К настоящему времени предложено немало таких принципов /1/. Применительно к циклическим воздействиям целесообразно воспользоваться принципом Фрейдентала. На основе этого принципа в нашем случае проще всего провести форсированные испытания методом "доламывания" /1/ на двух выборках образцов. Одна выборка объема m_1 , испытывается в форсированном режиме ε_* до отказа всех образцов. Другая выборка объема m_2 испытывается в переменном режиме, состоящем из двух режимов ε_0 и ε_* :

$$\varepsilon^2(n) = \begin{cases} \varepsilon_0, & 0 \leq n \leq n' \\ \varepsilon_*, & n' \leq n \leq \infty \end{cases}, \quad (1)$$

где n' – число циклов при переключении режимов.

В рамках линейных моделей принцип Фрейдентала смыкается с широко известным принципом Пальмгрена-Майнера /1, 4/, который часто называют гипотезой линейного суммирования повреждений. Согласно этой гипотезе

$$\frac{n(\varepsilon_0)}{N(\varepsilon_0)} + \frac{n(\varepsilon_*)}{N(\varepsilon_*)} = 1, \quad (2)$$

где $n(\varepsilon_0)$ – среднее число циклов (лет), отработанных образцами выборки m_2 в режиме нормальной эксплуатации ε_0 ; $n(\varepsilon_*)$ – среднее число циклов, отработанных образцами выборки m_2 до отказа в форсированном режиме ε_* ; $N(\varepsilon_0)$ – среднее количество циклов (лет), отработанных образцами выборки m_1 или m_2 до отказа в режиме ε_0 (искомая характеристика долговечности); $N(\varepsilon_*)$ – среднее количество циклов, отработанных образцами выборки m_1 до отказа в форсированном режиме ε_* . В нашем случае $n(\varepsilon_0)$ может быть установлено по истории эксплуатации здания.

Значения $n(\epsilon_*)$ и $N(\epsilon_*)$ находятся из эксперимента. Затем по (2) определяется искомая величина $N(\epsilon_0)$.

Рассмотренные положения были использованы при оценке остаточной долговечности каменных элементов декора Останкинского музея творчества крепостных. Необходимая информация собиралась в эксперименте на образцах из старых материалов, имеющих возраст 195 лет а также новых, используемых в настоящее время для восполнения утрат.

В интерьерах помещений Останкинского дворца широко используются гипс и штукатурка. Из гипса выполнены лепные ажурные розетки, фризы, кариатиды и т.д. При использовании на фасадах гипс пропитывался олифой. Штукатурка используется в качестве основы под обои или в качестве отделки в чистом виде – потолки, колонны. Если на сохранность деревянных несущих конструкций дворца в основном влияют конструктивные недостатки зданий, биологические и химические воздействия, то отделочные слои ограждающих конструкций и декор, представляющие собой часть интерьера, стареют главным образом под действием температуры и относительной влажности внутренней воздушной среды помещений. Поэтому в качестве показателя долговечности может быть принята влагостойкость и морозостойкость материалов, оцениваемые числом циклов попеременного увлажнения-высушивания и замораживания-оттаивания.

В реальных условиях удалось выпилить партию образцов старых материалов размером приблизительно $2 \times 2 \times 2$ см. Образцы новодела размером $2 \times 2 \times 2$ см изготавливались путем заливки растворной смеси в металлические формы. Полученные образцы испытывались на влагостойкость и морозостойкость.

При испытании образцов на влагостойкость имели:

режим ϵ_0 – образцы, высушенные до постоянной массы, помещались на четверо суток в эксикатор со 100%-ной влажностью, а затем на 6 ч в сушильный шкаф, температура в котором поддерживалась на уровне $55-60^\circ\text{C}$. Предполагалось, что такой режим имитирует режим нормальной эксплуатации;

форсированный режим ϵ_* – образцы погружались в воду и выдерживались в ней 16 ч, а затем на 8 ч помещались в сушильный шкаф,

При испытании образцов на морозостойкость их предварительно увлажняли путем погружения в воду на 16 ч и затем реализовывали два режима:

режим ϵ'_0 – образцы 8 ч находились в морозильной камере при температуре -10°C и 16 ч хранились в эксикаторе со 100%-ной влажностью при комнатной температуре;

режим ϵ'_* – увлажненные образцы запаивались в полиэтиленовые пакеты, а затем каждые сутки 8 ч выдерживались в морозильной камере при температуре -10°C и 16 ч оттаивали в комнатных условиях. Считалось, что изолированные образцы имели более высокий уровень увлажнения и, следовательно, работали в более жестком режиме.

Деструктивные процессы отслеживались по изменению массы и прочности образцов, скорости распространения ультразвуковых волн и внешнего вида. Оценка изменения прочности и внешнего вида производилась на основании сравнения состояния испытанных образцов с контрольными, не участвующими в испытаниях. Полагалось, что наиболее объективной оценкой может быть потеря массы испытуемых образцов, так как при циклических температурно-влажностных воздействиях деструкция изучаемых материалов носит характер поверхностного шелушения. Следует отметить, что все упомянутые показатели дают довольно размытую оценку момента отказа.

Относительная потеря массы образцов определялась по формуле:

$$\Delta m = (m_0 - m)100/m_0, \quad (3)$$

где m_0 и m – массы образцов до и в процессе испытания, высушенных до постоянного значения.

Относительное изменение прочности образцов при сжатии находилось из выражения:

$$\Delta R = (R_0 - R)100/R_0 \quad (4)$$

где R_0 – предел прочности при сжатии контрольных образцов, R – предел прочности образцов при сжатии по окончании эксперимента.

Для ультразвуковых испытаний был использован серийный ультразвуковой прибор “Бетон-12” со специально разработанными для подобных испытаний преобразователями в виде конических волноводов с точечным контактом.

Рассмотрим решение поставленной задачи на гипсовых образцах. Одна партия образцов выпиливалась из гипсового декора, а другая изготавливалась вновь. Предполагалось, что на любом уровне описания значения первоначальной достаточно полной совокупности внутренних параметров ω_0 старого и нового гипса одинаковы (тождественность старого и нового гипса). Тогда в соответствии с принципом инвариантности /4/, вытекающим из современных представлений о причинности в природе, измеряемые параметры, отражающие деструктивные процессы, у этих двух партий образцов будут изменяться во времени по одному и тому же закону в любом режиме испытаний. Принималось, что расходование ресурса подчиняется принципу Пальмгрена-Майнера (2). В дальнейшем эти два принципа получили экспериментальное подтверждение, что позволило пересчитать результаты форсированных испытаний к нормальным условиям.

При экспериментировании каждый опыт повторялся пять раз. Выяснилось, что значения водопоглощения гипса B , полученные при погружении образцов в воду, почти на порядок превосходят значения сорбционной влажности ω . Так, для новых гипсовых образцов по результатам пяти повторных опытов имеем следующие средние значения: $B = 57,7\%$ и $\omega = 8,85\%$. Следовательно, при испытаниях на водостойкость жесткость режима ε_* будет больше, чем у режима ε_0 . Это подтвердили измерения потери массы Δm . Если с помощью показателя Δm отмечается существенное ускорение

деструкции материала при переходе от режима ε_0 к ε_* то ультразвуковой метод оказался менее чувствительным и не улавливал этой разницы. Поэтому все последующие выводы делались на основании результатов определения относительной потери массы.

Для обеспечения соответствия деструктивных процессов в образцах из старого и нового материалов, характеризующихся одинаковой достаточно полной совокупностью начальных внутренних параметров ω_0 , требуется чтобы они перед испытаниями имели одинаковую форму и размеры. При формовании новых образцов это условие выполнить проще, чем для образцов старинных материалов, выпиленных из штукатурки и гипсовых элементов. Поэтому возникает задача приведения образцов с различной формой и массой к образцу, выбранному в качестве базового. Переход от одного образца к другому по показателю Δm условно можно записать в следующем виде:

$$m_{пр} = \Delta m_s \cdot k_{пр}, \quad (5)$$

где $\Delta m_{пр}$ и Δm_s – приведенная и приводимая потеря массы образцов, $k_{пр}$ – коэффициент приведения.

При построении формулы для определения коэффициента приведения $k_{пр}$ можно опираться на критерий подобия в виде отношения поверхности образца S к его массе m (площадь удельной поверхности). Поверхность образца связана с его формой. Например, при переходе от прямой треугольной призмы массой m к кубу той же массы величина критерия S/m уменьшается в 0,857 раз. Поэтому коэффициент приведения можно записать так

$$k_{пр} = k_m \cdot k_f, \quad (6)$$

где k_m и k_f – коэффициенты, учитывающие различия в массе и форме образцов.

В нашем случае образцы имеют форму куба и являются геометрически подобными. Тогда $k_f = 1$, а при переходе от куба массой m к массе $m_{пр}$ коэффициент k_m равен

$$k_m = \sqrt[3]{m_y / m_{10}}, \quad (7)$$

где m и $m_{пр}$ – приводимая и приведенная массы образцов.

Все последующие результаты измерений потери массы гипсовых образцов с помощью формулы (5) были приведены к образцу в форме куба, имеющему начальную массу $m_0 = 7,4$ г.

По форсированному режиму ε_* на разнесенных интервалах времени было испытано две серии образцов из старого и нового гипса. Одна серия из пяти старых и пяти новых образцов отработала до отказа всех образцов по внешнему виду” Последний образец из этой серии отказал после 72 циклов увлажнения-высушивания. Другая серия образцов из старого и нового гипса (по пяти образцов) отработала 31 цикл по режиму ε_* до отказа всех старых образцов. При этом среднее число циклов увлажнения-высушивания, отработанных старыми образцами до отказа (выборка m_2) в

форсированном режиме ε_* составило $n(\varepsilon_*) = 25$. Среднее число циклов, отработанных новыми образцами до отказа (выборка m_1) в режиме ε_* , $N(\varepsilon_*) = 67$. Известно, что гипсовый декор помещений музея (выборка m_2) уже отработал $n(\varepsilon_0) = 195$ лет в режиме нормальной эксплуатации ε_0 . Согласно гипотезе (5.19) общий срок службы гипсового декора в режиме нормальной эксплуатации равен $N(\varepsilon_0) = 311$ лет. Если выполняются исходные предпосылки метода, то остаточная долговечность гипсового декора составит $D_{\text{ост}} = N(\varepsilon_0) - n(\varepsilon_0) = 116$ лет.

Литература

1. Карташов Г.Д. Методы форсированных испытаний // В помощь слушателям семинара по надежности и прогрессивным методам контроля качества промышленных изделий. – М., 1979. – С.56–98.
2. Карташов Г.Д. Предварительные исследования в теории форсированных испытаний // В помощь слушателям семинара по надежности и прогрессивным методам контроля качества промышленных изделий. – М. 1980. – С.62–104.
3. Карташов Г.Д. Форсированные испытания аппаратуры // В помощь слушателям семинара по надежности и прогрессивным методам контроля качества промышленных изделий. – М., 1986. – С.51–106.
4. Карташов Г.Д. Основы форсированных испытаний. – М.: Знание, 1977. – 52 с.

ОБ АВТОМАТИЗАЦИИ РАСЧЕТА УСИЛИЙ В ПЛОСКИХ СТЕРЖНЕВЫХ СИСТЕМАХ НА СОВРЕМЕННЫХ ПЭВМ НА БАЗЕ МКЭ

Игнатюк В.И., Гойшик И.М.

Одним из методов расчета, широко применяющихся для численного исследования и анализа строительных конструкций и сооружений, является метод конечных элементов (МКЭ), отличающийся достаточной простотой, физической наглядностью, высокой логичностью и универсальностью. Эти его достоинства позволяют широко использовать МКЭ и при разработке различных вычислительных программ для ЭВМ.

Конечно, в настоящее время уже создано много программ, основанных на методе конечных элементов. Эти программы различны по своей сложности, возможностям, удобствам использования. Можно при этом заметить, что чем больше возможностей имеет программа, тем сложнее и менее удобен интерфейс ее использования, особенно для решений отдельных конкретных задач. Так, например, программный комплекс «Мираж», созданный в Киеве, имеет очень большие и широкие возможности, с его помощью можно решать как плоские и пространственные стержневые системы, так и разнообразные плиты, пластины, оболочки, причем на широкий спектр воздействий. Но для осуществления работы с ним требуется изучение инструкции объемом более 400

страниц. С другой стороны, при работе с любой программой у многих из пользователей, наверное, иногда возникает мысль: «Я бы сделал это не так».

В данной работе обсуждаются принципы и подходы, принятые и использованные при составлении программы расчета усилий в произвольных плоских стержневых системах на базе метода конечных элементов. Структура и интерфейс программы при ее разработке определялись ее назначением, а ориентирована она в первую очередь на использование в учебном процессе, поэтому к программе предъявлены требования максимального удобства интерфейса, максимальной наглядности представления исходных данных и результатов расчета, чтобы с программой мог работать пользователь, который, возможно, даже плохо знаком с DOS, WINDOWS, и работой на компьютере вообще. Программа, конечно, может использоваться в конструкторской практике.

Для реализации алгоритма программы была использована система программирования DELPHI, которая в настоящее время имеет наиболее широкий спектр возможностей для реализации удобного интерфейса, согласующегося при этом с общим современным компьютерным обеспечением (WINDOWS, EXEL и т.д.).

Программа состоит из двух основных частей: расчетного (вычислительного) блока и блока интерфейса, которые, естественно, тесно взаимосвязаны и переплетаются друг с другом.

Расчетный блок реализует вычисление усилий в плоских стержневых системах (рамах, балках, фермах) методом конечных элементов. Основными проблемами, которые возникали при реализации этого блока, являются:

- проблема числа элементов (конечных элементов) рассчитываемой системы, связанная с объемами и видами выделений памяти в программе, причем определяющей в этом вопросе является матрица жесткости системы, требующая наибольшего объема памяти, поэтому принципы ее размещения в памяти играют решающую роль; в рассматриваемой программе предусматривается динамическое размещение данных в оперативной памяти, что способствует и увеличению скорости вычислений (в сравнении с размещением данных на диске), а также позволяет без дополнительных проблем устанавливать программу и в сети с бездискowymi станциями.

- проблема точности вычислений, особенно для сложных больших систем с большим числом конечных элементов, что связано с увеличением матрицы жесткости, когда при решении системы уравнений большого порядка погрешности могут накапливаться; для разрешения этой проблемы для элементов матрицы жесткости системы используется тип «extended», а для решения системы уравнений применяется метод Гаусса с выбором главного элемента и с одним шагом распределения погрешностей.

- проблема защиты программы от зависания при некорректных данных - мгновенно изменяемая система, нулевые главные элементы матрицы жесткости; все эти ситуации отслеживаются, обрабатываются и выдаются соответствующие сообщения.

Блок интерфейса программы включает ввод исходных данных, их соответствующее представление и контроль на корректность, корректировку исходных данных, их хранение и повторное использование, представление результатов расчета.

В программе предусмотрено два варианта ввода исходных данных: табличный и графический, которые при этом взаимосвязаны друг с другом. Например, ввод координат и типа узла (жесткий, шарнирный) системы в табличном виде приводит к отображению этого узла в окне графики. В графическом режиме вид узла можно выбрать на пиктограмме и установить его с помощью курсора мыши в требуемом месте графического окна, уточнив при необходимости его координаты.

Стержни системы могут быть заданы при табличном вводе по номерам начального и конечного узлов, либо при графическом вводе - с помощью засечек (шелчков) мыши в начальном и конечном узле для данного стержня, после чего они сразу отображаются на схеме системы.

Аналогичный подход используется при установке нагрузок в узлы и на стержни системы, отображением их в графическом окне на схеме.

Опоры также могут быть выбраны с помощью соответствующих пиктограмм, показывающих опоры в таком виде, который соответствует их представлению на расчетных схемах в известной литературе, и в таком же виде они изображаются и в графическом окне на схеме системы.

Такое представление позволяет наглядно видеть и анализировать расчетную схему системы.

При вводе исходных данных предусмотрены все возможные проверки на корректность этих данных, как с точки зрения их численного представления (ввод букв и символов вместо цифр, ввод нереальных значений величин), так и с физической точки зрения (жесткое соединение стержня с шарнирным узлом, заделка (как опора) в шарнирном узле, шарнирный узел на свободном конце стержня, и т.п.).

Введенные исходные данные можно записать в личный файл с заданным именем; файл сохраняется на диске и при необходимости может быть вызван в любое время.

В программе предусмотрена корректировка исходных данных - геометрии системы, опор, нагрузок, что наряду с хранением исходных данных в файлах позволяет быстро менять параметры системы при исследованиях влияния их на ее работу.

Результаты расчета в программе представляются как в численном виде - в таблицах перемещений, усилий, которые легко выводятся и на экран дисплея, и на печать, так и в графическом виде - эпюры усилий.

Программа на всех этапах работы с ней имеет систему контекстных подсказок, помощь (Help), и построена так, чтобы работать с ней можно было не глядя в инструкцию.

Такие принципы мы пытались реализовать в разрабатываемой программе для того, чтобы обеспечить максимально возможные удобства работы с ней, наглядность исходных данных и результатов расчета. Таким образом мы пытались создать

программу, на которой мог бы работать пользователь любого уровня компьютерной и специальной подготовки.

О НЕКОТОРЫХ ПОДХОДАХ К РЕШЕНИЮ ОБРАТНОЙ ЗАДАЧИ ТЕОРИИ СООРУЖЕНИЙ

Севостьянова И. И.

Обычные методы строительной механики для расчета статически неопределимых систем применяются к сооружениям, размеры которых заданы. Между тем, основная цель расчета при проектировании заключается в подборе сечений, удовлетворяющих требованиям прочности, жесткости и устойчивости, и притом наивыгоднейшим образом. В этом и заключается так называемая обратная задача теории сооружений, задача проектирования оптимальных конструкций. На ранних этапах развития теории сооружений эта задача не могла получить исчерпывающего удовлетворительного решения. Это объясняется тем, что методы теории сооружений, как и математические методы решения подобных задач, не были достаточно развиты. Поэтому до 30-х годов нашего столетия оптимальное проектирование представляло собой разновидности вариантного проектирования. На этом этапе строительная механика играла вспомогательную роль, как средство расчета одного варианта, поэтому наличие правильного пути расчета еще не говорило об удачном ее решении с точки зрения оптимизации. Удачное в определенном смысле решение должно удовлетворять какому-либо критерию при безусловном соблюдении некоторого числа обязательных требований. Методы решения обратной задачи зависят от предпосылок расчета: расчетной схемы, допущений о свойствах материала, условий прочности и т. д. В большинстве работ в этой области расчетная схема предполагается заданной, материал считается упругим и расчет ведется по допускаемым напряжениям.

К числу первых работ, положивших начало теории оптимального проектирования, относятся работы, посвященные вопросам проектирования отдельных конструкций наименьшего веса (Клаузен, Лагранж), выгодному распределению усилий (Семиколенов), исследованию некоторых свойств задач о наименьшем весе конструкций (М. Леви, В. Л. Кирпичев). Наряду с этими решениями примерно в то же время появляются работы, посвященные исследованию закономерностей изменения весов сооружений; это работы В. Г. Шухова, Е. О. Патона, позднее Н. С. Стрелецкого и др.

Приблизительно к концу 30-х годов нашего столетия предпринимаются попытки создания общих методов решения обратной задачи теории сооружений, в которых непосредственно отыскивается система, удовлетворяющая заданным условиям прочности при обеспечении минимального веса. Исследования этого периода

характеризуются стремлением поставить и решить задачу оптимального проектирования при возможно меньшем числе параметров системы . что диктовалось соображениями уменьшения количества вычислений , которые становятся весьма громоздкими , особенно в случае учета временных нагрузок . В этом плане исторически первым был метод заданных напряжений, предложенный И. М. Рабиновичем . Его работы имели большое значение для теории оптимальных систем . В них впервые предлагались отыскания оптимальных статически неопределимых балок и ферм в постановке обратной задачи , как назвал ее сам И. М. Рабинович .

Общая постановка обратной задачи для сплошных систем была высказана А. И. Виноградовым , он впервые предложил множественный подход к решению обратной задачи теории сооружений . Эта работа во многих отношениях явилась программной , в ней были решены многие принципиальные вопросы оптимизации и определено дальнейшее направление исследований в этой области .

Для бесшарнирных арок исследования в этой области связаны с решением двух вполне самостоятельных и сложных вопросов : о законе изменения равнопрочных сечений арки и о выборе рационального очертания оси . Вопрос о нахождении рационального очертания оси привлекает к себе внимание исследователей очень давно и породил обширную литературу .

Рациональные формы арок и их теоретические объемы были исследованы В. А. Киселевым , его подход оригинален тем , что исследовалась форма , которую должна была принять ось арки после разгрузки . Им рассматривались и вопросы получения линий влияния с учетом податливости основания .

Расчету арок посвятил ряд работ А. П. Филин , он четко сформулировал трудности задачи оптимизации , обоснованно предложил решение , при котором за ось арки принимались веревочная или семейство коробовых кривых , построенных от постоянной нагрузки .

Применение новых методов расчета и вычислительных средств вызвало необходимость новых формулировок задач и новых алгоритмов расчета . Появилась необходимость дополнительного исследования начальных условий решения задачи и свойств целевых функций .

Дальнейшему развитию и углублению различных сторон вопроса рационального проектирования способствовали работы А. И. Виноградова , Ю. А. Радцига , С. А. Гайнулиной и многих других . Некоторые вопросы , связанные с решением обратной задачи применительно к балкам , лежащим на упругом основании , рассмотрены Н. Ф. Сергеевым , решение доведено до практического применения , даны рекомендации к проектированию железнодорожных шпал .

Частные задачи о расчете сплошных систем с заданными напряжениями рассматривались

К. Н. Хуберяном , К. Г. Протасовым , А. Р. Ржанициным ; однако достаточно общего метода расчета не было предложено .

Сложность обратных задач заставляет почти всегда отказываться от рассмотрения устойчивости элементов, сечения которых еще не известны; исключение составляют работы о стойках наименьшего веса Клаузена, Е. Л. Николаи, Н. Г. Ченцова, А. Ф. Смирнова.

ОБ УСТОЙЧИВОСТИ РЕБРИСТЫХ ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ ОБОЛОЧЕК ПРИ ИМПУЛЬСНЫХ НАГРУЗКАХ РАЗЛИЧНЫХ ВИДОВ

Амиро И.Я., Игнатюк В.И.

Рассматриваются тонкие изотропные круговые замкнутые цилиндрические подкрепленные оболочки, состоящие из собственно оболочки (обшивки) и ребер (стрингеров и шпангоутов). Ребра располагаются вдоль линий главных кривизн обшивки, и считается, что по линиям их контакта с обшивкой обеспечивается равенство перемещений в нормальном и тангенциальных направлениях и углов поворота и сдвига. Оболочки шарнирно оперты по краям и могут загружаться импульсными нагрузками осевого сжатия и внешнего давления, равномерно распределенного по поверхности оболочки. В качестве импульсных нагрузок здесь рассматриваются: возрастающий треугольный импульс, при котором напряжения возрастают по линейному закону со скоростью γ ($\sigma = \gamma \cdot t$); ступенчатый импульс, при действии которого в оболочке возникают некоторые напряжения σ_0 на интервале времени $0 \leq t \leq t_0$ и нулевые напряжения вне этого интервала; убывающий треугольный импульс, при котором для внезапно приложенной нагрузки напряжения, возникшие при приложении нагрузки, σ_0 убывают по линейному закону со скоростью γ ($\sigma = \sigma_0 - \gamma \cdot t$).

Описание обшивки выполняется в рамках общей технической теории тонких оболочек, а для расчета ребер используется теория криволинейных стержней. Ширина ребер и их жесткость на изгиб в плоскости, касательной к координатной поверхности, не учитываются. Докритическое состояние оболочки принимается безмоментным.

Задача устойчивости решается [2] энергетическим методом в линейной постановке при одночленной аппроксимации перемещений с учетом дискретности расположения ребер и их эксцентриситета. В выражении кинетической энергии оболочки учитываются только силы инерции, действующие в радиальных направлениях. Уравнение движения оболочки получено с помощью уравнения Лагранжа второго рода и имеет вид

$$\frac{d^2 w_i(t)}{dt^2} + \omega_{mn}^2 \left(1 - \frac{\sigma_x}{\sigma_{mnx}} - \frac{\sigma_y}{\sigma_{mny}} \right) w_i(t) = 0, \quad (i = 1, 2) \quad (1)$$

где w_i – параметр перемещения точек оболочки в направлении нормали к срединной поверхности; σ_x, σ_y – соответственно продольные и радиальные сжимающие напряжения в оболочке; ω_{mn} – частота свободных колебаний, отвечающая рассматриваемой форме деформации оболочки; $\sigma_{mnx}, \sigma_{mny}$ – соответствующие этой форме деформации статические критические напряжения соответственно для осевого сжатия и внешнего давления; $i = 1$ здесь соответствует симметричному деформированию оболочки относительно начала отсчета, лежащего на одном из стрингеров, а $i = 2$ – кососимметричному ее деформированию относительно того же начала отсчета (далее индексы i для перемещений w опущены).

Определяя напряжения σ_x и σ_y через параметры внешних нагрузок осевого сжатия и внешнего давления и выражая их через один из параметров внешнего нагружения, который обозначим q и в качестве которого удобно принять внешнее давление по поверхности оболочки q_2 , получим

$$\sigma_x + \sigma_y = q \frac{R}{h} (k_{q1} k_{FC} + k_{FIII}), \text{ где } k_{FC} = \frac{1}{2 + k \cdot F_C \pi R^2}; k_{FIII} = \frac{1}{1 + F_{III} h l_{III}};$$

k_{FC}, k_{FIII} – коэффициенты, учитывающие распределение нагрузок при вычислении напряжений на продольные и поперечные ребра (стрингеры и шпангоуты); k – число стрингеров; F_C, F_{III} – площади сечений стрингеров и шпангоутов; h – толщина обшивки; l_{III} – расстояние между шпангоутами; $k_{q1} = q_1 / q = P_d / \pi R^2 q$ – коэффициент, через который выражается нагрузка осевого сжатия (осевая сила P_d или нагрузка, распределенная по площади торца оболочки q_1) через внешнее давление q_2 ($q_2 = q$).

Тогда уравнение движения (1) можно представить в виде

$$\frac{d^2 w}{dt^2} + \omega_{mn}^2 \left(1 - \frac{q}{q_{mn}} \right) w = 0, \quad (2)$$

который учитывает возможность действия как отдельно осевого сжатия, либо внешнего давления, так и возможность их совместного действия в заданном соотношении.

Для характера движения ребристой цилиндрической оболочки, описываемого уравнениями (1), (2), существенное значение имеет закон изменения внешней нагрузки (напряжений) во времени.

Для решения задачи устойчивости при динамическом нагружении необходимо определить время действия и соответствующее значение нагрузки, при которых становится возможным интенсивное развитие прогибов.

Ниже рассматриваются три выше указанных случая нагружения, для которых получены выражения для критического времени и критических давлений.

1. Для быстро возрастающего во времени по линейному закону со скоростью γ нагружения ($q = \gamma \cdot t$) в уравнении (2) введем обозначение $t = t_{mn} + q_{mn}/\gamma$, где q_{mn}/γ — время, необходимое для того, чтобы усилие достигло статического критического давления q_{mn} . Тогда уравнение (2) примет вид

$$\frac{d^2 w}{dt^2} - b_{mn} t_{mn} w = 0, \quad (3)$$

где $b_{mn} = \gamma \omega_{mn}^2 q_{mn}$.

Решение уравнения (3) можно представить в виде

$$w = C_0 \left(1 + \frac{b_{mn} t_{mn}^3}{2 \cdot 3} + \frac{b_{mn}^2 t_{mn}^6}{2 \cdot 3 \cdot 5 \cdot 6} + \dots \right) + C_1 \left(1 + \frac{b_{mn} t_{mn}^4}{3 \cdot 4} + \frac{b_{mn}^2 t_{mn}^7}{3 \cdot 4 \cdot 6 \cdot 7} + \dots \right), \quad (4)$$

где C_0 и C_1 определяются из начальных условий (при $t_{mn} = 0$), причем C_0 равно амплитуде начального прогиба, а C_1 — амплитуде начальной скорости.

Анализ решения (4) показывает, что оно представляет собой ряд по степеням куба

$t_{mn}^3 \sqrt[3]{b_{mn}}$. Поскольку эта величина начинает сильно возрастать после того, как она достигнет значения равного единице, то за критерий динамической потери устойчивости целесообразно принять условие $t_{mn}^3 \sqrt[3]{b_{mn}} = 1$, что и сделано в работе [1]. Тогда с учетом принятых обозначений для критического времени и критического давления получим выражения

$$t_{кр} = \sqrt[3]{\frac{q_{mn}}{\gamma \omega_{mn}^2} + \frac{q_{mn}}{\gamma}}; \quad q_{кр} = \sqrt[3]{\frac{q_{mn} \gamma^2}{\omega_{mn}^2} + q_{mn}} \quad (5)$$

2. При действии ступенчатого импульса, когда на интервале времени $0 \leq t \leq t_0$ возникает давление q_0 , которое равно 0 вне этого интервала, монотонное возрастание прогибов возможно, как показывает анализ уравнения (2), при $q_0 > q_{mn}$ (при $q_0 < q_{mn}$ движение оболочки будет колебательным). Введя обозначение

$a_{mn} = \omega^2 \left(\frac{q_0}{q_{mn}} - 1 \right)$, уравнение (2) получим в виде

$$\frac{d^2 w}{dt^2} - a_{mn} w = 0, \quad (6)$$

а его решение при нулевой начальной скорости можно записать в форме

$$w = C_0 \left(1 + \frac{a_{mn} t^2}{2!} + \frac{a_{mn}^2 t^4}{4!} + \dots \right) \quad (7)$$

которая представляет зависимость прогибов от времени по степеням квадрата $t \sqrt{a_{mn}}$. Возрастает существенно эта величина будет при $t \sqrt{a_{mn}} > 1$, поэтому для определения критического времени здесь получим [1] зависимость

$$t_{кр} = \sqrt{\frac{q_{mn}}{(q_0 - q_{mn}) \omega_{mn}^2}} \quad (8)$$

3. При действии треугольного убывающего импульса, когда внезапно приложенная нагрузка убывает по линейному закону $q = q_0 - \gamma \cdot t$, уравнение движения (2) получим в виде

$$\frac{d^2 w}{dt^2} - (a_{mn} - b_{mn} t) w = 0, \quad (9)$$

где для a_{mn} и b_{mn} сохранены принятые выше обозначения.

Для движения системы, вызванного ее отклонением с амплитудой C_0 , решение уравнения (9) можно представить в виде

$$w = C_0 \left[1 + \frac{a_{mn} t^2}{2!} \left(1 - \frac{b_{mn} t}{3a_{mn}} \right) + \frac{a_{mn}^2 t^4}{4!} \left(1 - \frac{4b_{mn} t}{5a_{mn}} \right) + \dots \right] \quad (10)$$

из анализа которого условие, соответствующее началу интенсивного развития прогибов можно записать в форме

$$a_{mn} t^2 \left(1 - \frac{b_{mn} t}{3a_{mn}} \right) = 1 \quad (11)$$

Из условия $q_0 - \gamma \cdot t = q_{mn}$ можно определить время, соответствующее уменьшению сжимающих напряжений до σ_{mn} : $t = (q_0 - q_{mn}) / \gamma$, подставляя которое в (11) с учетом принятых обозначений для a_{mn} и b_{mn} получим зависимость

$$q_{0кр} = q_{mn} + 3 \sqrt{\frac{3q_{mn} \gamma^2}{2\omega_{mn}^2}}, \quad (12)$$

определяющую в соответствии с принятым подходом критическое сочетание начального значения внезапно приложенной нагрузки и скорости ее падения.

Ниже приведены результаты определения критических параметров импульсных нагрузок осевого сжатия и внешнего давления рассмотренных видов для цилиндрической оболочки с характеристиками:

$R = 20 \text{ см}, L = 50 \text{ см}, h = 0,4 \text{ мм}, E = 6,67 \cdot 10^4 \text{ МПа},$

$\rho_0 = 0,26 \cdot 10^3 \text{ кг м}^3$, подкрепленной с внешней стороны 16 стрингерами размером $6 \times 6 \times 0,4 \text{ мм}$ и с внутренней стороны 3 шпангоутами такого же размера.

Для осевого сжатия (статическая критическая осевая нагрузка равна $P_{кр}^{ст} = 20,97 \text{ кН}$ ($\sigma_{кр}^{ст} = 83,88 \text{ МПа}$) при $n = 6, m = 4$) получено:

– для треугольного возрастающего импульса со скоростью возрастания осевых сжимающих напряжений

$\gamma = 1 \cdot 10^5 \text{ кПа с}$ – $P_{кр}^{дин} = 32,28 \text{ кН}$ ($\sigma_{кр}^{дин} = 129,12 \text{ МПа}$), $n = 8, m = 8$;

– для ступенчатого импульса

$P_0 = 33,91 \text{ кН}$ ($\sigma_{кр}^{дин} = 135,63 \text{ МПа}$) – $t_{кр} = 1,48 \text{ с}$, $n = 8, m = 8$;

– для треугольного убывающего импульса

($\gamma = 1 \cdot 10^5 \text{ кПа с}$) – $P_{окр}^{дин} = 33,26 \text{ кН}$ ($\sigma_{окр}^{дин} = 133,09 \text{ МПа}$), $n = 8, m = 8$.

Для внешнего давления (статическое критическое давление равно $q_{кр}^{ст} = 182,5 \text{ кПа}$ ($\sigma_{кр}^{ст} = 91,02 \text{ МПа}$), $n = 5, m = 1$) получено:

– для треугольного возрастающего со скоростью $\gamma = 2 \cdot 10^2 \text{ кПа с}$ импульса

– $q_{кр}^{дин} = 254,36 \text{ кПа}$ ($\sigma_{кр}^{дин} = 127,18 \text{ МПа}$), $n = 12, m = 4$;

– для ступенчатого импульса

$q_0 = 270 \text{ кПа}$ ($\sigma_0 = 135 \text{ МПа}$) – $t_{кр} = 2,13 \text{ с}$, $n = 12, m = 4$;

– для треугольного убывающего импульса

($\gamma = 2 \cdot 10^2 \text{ кПа с}$) – $q_{окр}^{дин} = 277,02 \text{ кПа}$ ($\sigma_{окр}^{дин} = 138,51 \text{ МПа}$), $n = 12, m = 4$.

Литература

1. Амиро И. Я., Заруцкий В. А. Теория ребристых оболочек. – К.: Наук. думка, 1980. – 368 с. – (Методы расчета оболочек: в 5-и т.; т. 2).

2. Игнатюк В. И. Устойчивость многослойных цилиндрических ребристых оболочек при динамическом нагружении / БИСИ. – Брест, 1980. – 23 с. – Деп. в ВИНТИ 12.01.81, №135-81.

К ВОПРОСУ РАЦИОНАЛЬНОГО ОЧЕРТАНИЯ ОСИ ТРЕХШАРНИРНОЙ АРКИ

Яромич Д.Н., Хамутовский А.С.

Вопросы оптимизации строительных конструкций, а также их синтез, т.е. выбор рациональных очертаний, являются одними из важнейших в строительной механике. В данной работе приводятся рациональные очертания осей трехшарнирных арок при различных нагрузках, так как в учебной и научно-технической литературе по строительной механике эти вопросы освещены недостаточно [1]÷[6].

Рациональным считается такое очертание оси арки, когда изгибающие моменты в любом сечении равны нулю. Алгоритм нахождения таких очертаний следующий: из уравнений статики находят опорные реакции, а затем составляют выражение для определения изгибающего момента в произвольном сечении арки. Приравняв это выражение к нулю, находят рациональный закон изменения ординат оси арки. По этому алгоритму получен ряд уравнений рационального очертания осей трехшарнирных арок, которые в литературе не встречаются.

1. Арка с опорами на разном уровне при действии трапециевидальной нагрузки и сосредоточенной силы (рис. 1 а,б).

Участок АС: $0 \leq x \leq \alpha l$

$$y = x \operatorname{tg} \theta + \frac{a [bl^2 x + 6d(1-\alpha) \cdot l^2 x - 3g_0 l x^2 - cx^3]}{\alpha \cdot l^3 A}$$

где $a = f - \alpha \cdot \operatorname{tg} \theta$; $b = g + 2g_0$; $c = g - g_0$; $d = \beta g - \beta_0 g_0$;

$$A = b + 6d(1-\alpha) - 3\alpha g_0 - c\alpha^2. \quad (1)$$

Участок СВ: $\alpha l \leq x \leq l$

$$y = x \operatorname{tg} \theta + \frac{a [bl^2 x + 6\alpha \cdot l^2 d(l-x) - 3g_0 l x^2 - cx^3]}{\alpha \cdot l^3 A}$$

Получим из этих уравнений ряд частных случаев.

1.1. $\beta = \beta_0$, т.е. $P=0$.

$$y = x \operatorname{tg} \theta + \frac{ax(bl^2 - 3g_0 l x - cx^2)}{\alpha \cdot l^3 (b - 3\alpha \cdot g_0 - c\alpha^2)}$$

Положение вершины арки ($y=y_{max}$) зависит от места расположения шарнира, отношения g/g_0 , угла θ и определяется по выражению

$$x_b = -\frac{g_0 l}{c} + l \left[\frac{g_0^2}{c^2} + \frac{\alpha \cdot \operatorname{tg} \theta (b - 3\alpha \cdot g_0 - c\alpha^2)}{3ac} + \frac{b}{3c} \right]^{1/2}$$

При некоторых значениях выше указанных величин вершины может и не быть, так как ординаты оси арки будут все время возрастать.

1.2. $\theta=0$, $P=0$

$$y = \frac{fx(bl^2 - 3g_0 l x - cx^2)}{\alpha \cdot l^3 (b - 3\alpha \cdot g_0 - c\alpha^2)}, \quad x_b = \frac{-g_0 l + l [(g^2 + gg_0 + g_0^2)/3]^{1/2}}{c}$$

Для этого частного случая положение вершины не зависит от расположения шарнира.

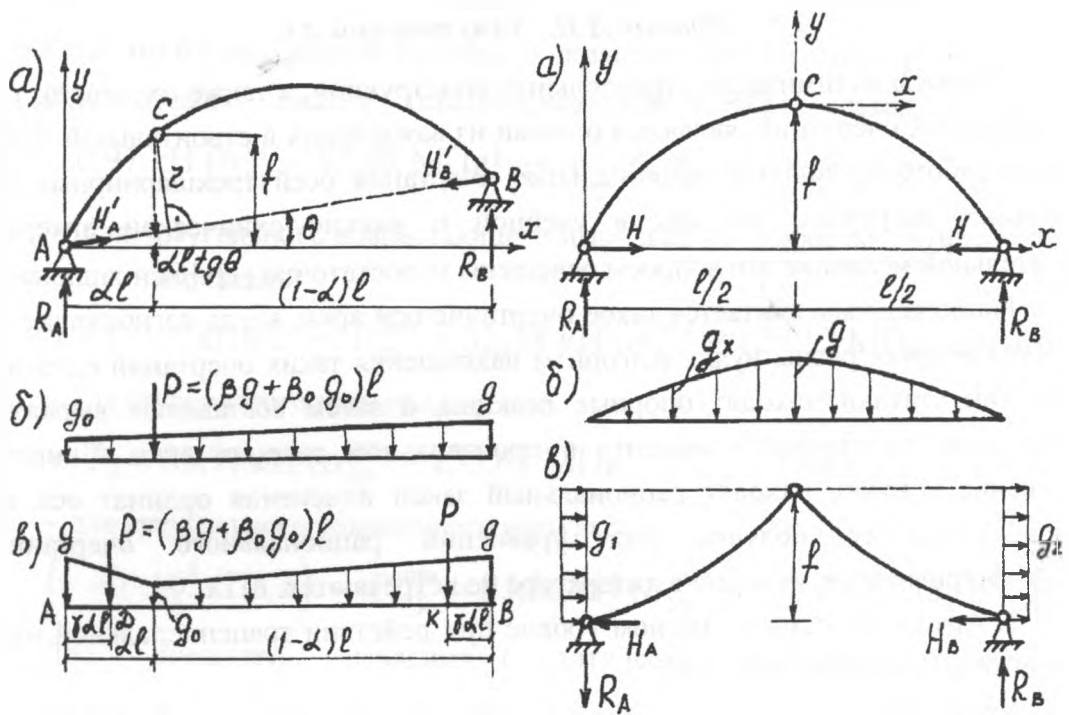


Рис.1 Схемы арок и нагрузок Рис.2.

1.3. $\theta=0, P=0, \alpha=0.5$

$$y = \frac{8fx(bl^2 - 3g_0lx - cx^2)}{3l^3(g + g_0)}$$

Положение вершины определяется также как и в пункте 1.2.

1.4. $\theta=0, P=0, g_0=0, \alpha=0.5$

$$y = \frac{8fx(l^2 - x^2)}{3l^3}, \quad x_h = \frac{l}{\sqrt{3}} = 0.5774l, \quad y_{max} = 1.0264f$$

1.5. $\theta=0, P=0, g=0, \alpha=0.5$

$$y = \frac{8fx}{3l^3}(2l^2 - 3lx + x^2), \quad x_b = 0.4226l, \quad y_{max} = 1.0264f$$

1.6. $\theta=0, P=0, g=g_0, \alpha=0.5$

$$y = \frac{4f}{l^2}x(l-x), \quad x_b = 0.5l, \quad y_{max} = f$$

2. Арка с опорами на разном уровне при действии двух трапециевидальных нагрузок и сосредоточенных сил (рис.1 а, в). $0 \leq \alpha \leq 0.5, 0 \leq \gamma \leq 1$.

Участок AD: $0 \leq x \leq \gamma \alpha l$

$$y = x \operatorname{tg} \theta + \frac{a[(b + \alpha \cdot c) \alpha \cdot l^2 x + 6\alpha \cdot dl^2 x - 3g\alpha \cdot lx^2 + cx^3]}{\alpha^2 l^3 B}$$

где $B = b(1 - \alpha) + 6\gamma \cdot d$.

Участок DC: $\gamma\alpha l \leq x \leq \alpha l$

$$y = x \operatorname{tg} \theta + \frac{a[(b + \alpha \cdot c)\alpha \cdot l^2 x + 6\gamma\alpha^2 dl^3 - 3g\alpha \cdot lx^2 + cx^3]}{\alpha^2 l^3 B}$$

Участок СК: $\alpha l \leq x \leq (1 - \gamma\alpha)l$

$$y = x \operatorname{tg} \theta + \frac{a[(b - 2c\alpha) \cdot l^2 x + c\alpha^2 l^3 - 3g_o lx^2 + 6\gamma\alpha \cdot dl^3 - c(x - \alpha \cdot l)^3 / (1 - \alpha)]}{\alpha \cdot l^3 B}$$

Участок KB: $(1 - \gamma\alpha)l \leq x \leq l$

$$y = x \operatorname{tg} \theta + \frac{a[(b - 2c\alpha) \cdot l^2 x + c\alpha^2 l^3 - 3g_o lx^2 + 6dl^2(l - x) - c(x - \alpha \cdot l)^3 / (1 - \alpha)]}{\alpha \cdot l^3 B}$$

Точки D и K являются точками перегиба кривых так как в них $\operatorname{tg} \varphi_{лев} \neq \operatorname{tg} \varphi_{пр}$.
Некоторые частные случаи:

2.1. $\theta = 0, \alpha = 0.5, \gamma = 1$ — сила приложена в шарнире.

Для получения уравнений очертания оси арки необходимо в выше полученные выражения положить $\beta = 0.5\beta_0$; $\beta_o = 0.5\beta_o$, тогда получим для участка AC:

$$y = \frac{2fx[4cx^2 - 6glx + 3(g + g_o) \cdot l^2 + 6dl^2]}{l^3(b + 6d)} \quad (2)$$

Для участка CB уравнения получим, если в (2) заменим x на $(l - x)$. В шарнире C ордината будет максимальна и здесь происходит перегиб кривых $\operatorname{tg} \varphi_c^{лев} = -\operatorname{tg} \varphi_c^{пр} \neq 0$.

2.2. $\theta = 0, \alpha = 0.5, \beta = \beta_o = 0$.

Участок AC: $0 \leq x \leq l/2, \quad y = \frac{2fx[4cx^2 - 6glx + 3(g + g_o)l^2]}{bl^3}$

Для участка CB необходимо x заменить на $(l - x)$. В шарнире C расположена вершина $\operatorname{tg} \varphi_c = 0$.

2.3. $\theta = 0, \alpha = 0.5, \beta = \beta_o = 0, g_o = 0$.

Участок AC: $0 \leq x \leq l/2, \quad y = \frac{2fx(4x^2 - 6lx + 3l^2)}{l^3}$

2.4. $\theta = 0, \alpha = 0.5, \beta = \beta_o = 0, g = 0$.

Участок AC: $0 \leq x \leq l/2, \quad y = \frac{fx(3l^2 - 4x^2)}{l^3}$

Вершина в шарнире C.

3. Действие на горизонтальную арку вертикальной распределенной нагрузки (рис. 2а, б) изменяющейся по различным законам:

3.1. Синусоиды $g_x = g \sin(\pi x / l)$

Рациональное очертание получено в виде синусоиды

$$y = f \sin(\pi x / l) \quad (3)$$

Продольная сила в любом сечении определяется по выражению:

$$N = \frac{-gl}{\pi(1 + \operatorname{tg}^2 \varphi)^{1/2}} \left(\frac{l}{\pi \cdot f} + \frac{\pi \cdot f}{l} \cos^2 \frac{\pi \cdot x}{l} \right), \text{ где } \operatorname{tg} \varphi = \frac{\pi \cdot f}{l} \cos \frac{\pi \cdot x}{l}$$

3.2. Квадратной параболы $g_x = -g x(l-x) / l^2$
 $y = 16fx[l^3 - x^2(2l-x)] / 5l^4$ (4)

$$N = \frac{-gl}{3(1+tg^2\varphi)^{1/2}} \left[\frac{5l}{16f} + \left(1 - \frac{2x^2(3l-x)}{l^3} \right) tg\varphi \right],$$

где $tg\varphi = \frac{16f}{5l^4} [l^3 - 2x^2(3l-2x)]$.

3.3. Окружности

При расположении начала координат в ключе арки и правосторонней системе координат (рис. 2 а,б), закон изменения интенсивности распределенной нагрузки имеет вид:

$$g_x = g(f - R + \sqrt{R^2 - x^2}) f, \text{ где } R = (4f^2 + l^2) / 8f$$

Рациональное очертание оси арки получено в виде:

$$y = \frac{f \left[4R^2 (2R - 3x \arcsin \frac{x}{R}) - 12bx^2 - 4(2R^2 + x^2)(R^2 - x^2)^{1/2} \right]}{3bl^2 + (3l + 8a)x^2 + 2R^2(3 \arcsin \frac{x}{R} - 4R)}$$

где $b = f - R$, $a = R^2 - l^2 / 4$, $c = l / 2R$.

4. Действие на арку равномерно распределенной горизонтальной нагрузки с интенсивностью напора g_1 и отсоса g_2 (рис. 2, в).

Для данного примера решение существует только для единственного случая, когда $g_1 = g_2$. Тогда для участка AC: $0 \leq x \leq l/2$,

$$y = f - f(1 - 2x/l)^{1/2}. \quad (5)$$

Уравнение для участка CB получается из (5) путем замены x на $l-x$. Максимальная ордината будет в ключе арки $y_{max} = f$. В этом же сечении происходит излом кривых, так как $tg\varphi_c^{леc} = \infty$, $tg\varphi_c^{пр} = -\infty$.

5. Действие равномерной радиальной нагрузки.

5.1. Равномерно распределенной (рис. 3).

Известно, что равнодействующая равномерно распределенной радиальной нагрузки, приложенная к дуге любого очертания, равна произведению интенсивности нагрузки на длину хорды, стягивающей эту дугу, перпендикулярна ей и проходит через ее середину.

$$\text{Поэтому } P = gl, P_1 = R_A = R_B = gl/2, H = g(l^2 - 4Rf) / 4f,$$

где $R = (4f^2 + l^2) / 8f$, $P_x = g(x^2 + y^2)^{1/2} = 2gR \sin(0.5\beta)$. Приравняв изгибающий момент в произвольном сечении, например D, к нулю, будем иметь:

$$y = \sqrt{R^2 - (0.5l - x)^2} - R + f, \quad N = -gR.$$

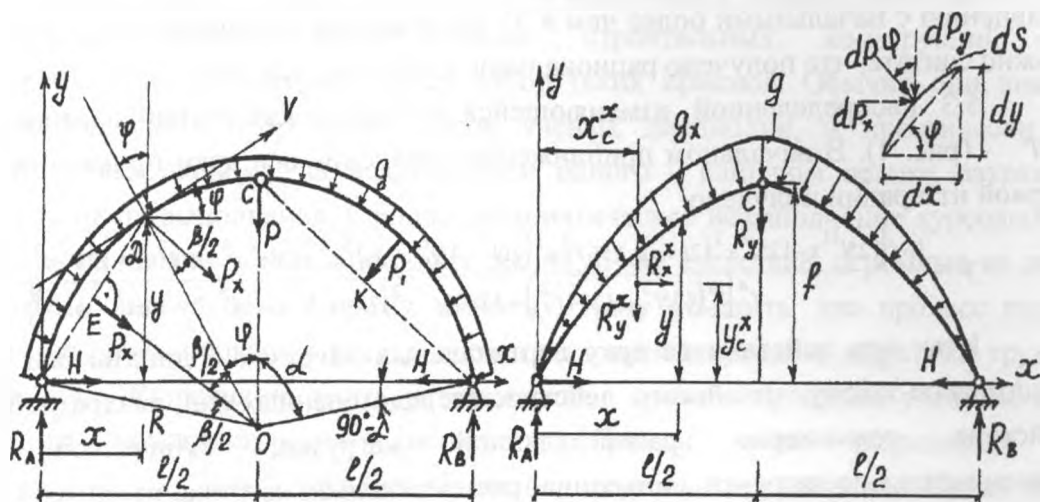


Рис.3 Схемы арок и радиальных нагрузок. Рис.4

5.2. Распределенной изменяющейся по закону синусоиды

$g_x = g \cdot \sin \pi x / l$. (рис. 4)

Равнодействующая и ее составляющие, действующие на участок длиной dS соответственно равны $dP = g_x dS$, $dP_x = g_x \sin \varphi \cdot dS = g_x dy$, $dP_y = g_x \cos \varphi \cdot dS = g_x dx$.

Вертикальная нагрузка, действующая на участок длиной x равна

$$R_v^x = A_y^x = \int_0^x dP_y = g \int_0^x \sin \frac{\pi x}{l} dx = gl \left(1 - \cos \frac{\pi x}{l} \right) \pi.$$

Тогда вертикальные опорные реакции, как и вертикальная нагрузка действующая на полуарку равны $R_A = R_B = R_v^l = gl \pi$. Точки приложения вертикальных нагрузок

находятся по выражению $x_c^x = S_y^x / A_y^x$, $S_y^x = \int_0^x x g_x dx = \frac{gl}{\pi} \left(\frac{l}{\pi} \sin \frac{\pi x}{l} - x \cos \frac{\pi x}{l} \right)$.

Горизонтальные составляющие радиальной нагрузки, а так же точки их приложения, находятся с помощью интегралов:

$$R_x^x = \int_0^x dP_x = \int_0^x g_x dy = g \int_0^x \sin \frac{\pi x}{l} dy; \quad S_x^x = \int_0^x y g_x dy = g \int_0^x y \sin \frac{\pi x}{l} dy.$$

Найти эти величины можно, если известен закон изменения ординат оси арки. За начальное приближение примем закон изменения ординат, соответствующий рациональному очертанию оси при действии вертикальной нагрузки изменяющейся по закону синусоиды т.е. (3). Прделав обычную процедуру вычислений, получим в первом приближении:

$$y = \frac{2f(3l^2 + \pi^2 f^2 \sin^2 \frac{\pi x}{l}) \sin \frac{\pi x}{l}}{3(2l^2 + \pi^2 f^2 \sin^2 \frac{\pi x}{l} - \pi^2 f^2 \cdot 3)}$$

Изгибающие моменты в сечениях после первой итерации уменьшились по сравнению с начальными более чем в 31 раз и весьма незначительны, т.е. практически можно считать, что получено рациональное очертание оси арки.

5.3. Распределенной, изменяющейся по закону квадратной параболы $g_x=4gx(l-x)/l^2$ (рис. 4). В начальном приближении уравнение оси арки принято по (4). После первой итерации получено:

$$y = \frac{16f \left[125l^{11}x - 125l^8x^3(2l-x) + 256f^2x^3(20l^7 - 15l^6x - 96l^5x^2 + 130l^4x^3 + 60l^3x^4 - 195l^2x^5 + 120lx^6 - 24x^7) \right]}{l^4 \left[l^6(625l^2 - 1104f^2) + 12800f^2x^2(3l^4 - 2l^3x - 9l^2x^2 + 12lx^3 - 4x^4) \right]}$$

Итак при действии на арку вертикальных нагрузок ординаты оси арки будут меняться по закону: линейному- действие сосредоточенных сил; квадратной параболы- действие равномерно распределенной нагрузки; кубической параболы- трапециевидальные нагрузки; синусоида- распределенная нагрузка изменяемая по закону синуса; кривой четвертого порядка- действие распределенной нагрузки изменяется по закону квадратной параболы; кривой полученной путем сложения кубической параболы и арксинусоиды- распределенная нагрузка изменяется по закону окружности. При действии равномерно распределенной радиальной нагрузки рациональное очертание- окружность. Для остальных видов распределенных радиальных нагрузок получить решение в замкнутом виде невозможно, поэтому рациональное очертание оси арки получают приближенным способом.

Литература

1. Снитко Н.К. Строительная механика.- М.: Высш. шк., 1980.- 430с.
2. Дарков А.В., Шапошников Н.Н. Строительная механика.- М.: Высш. шк., 1986.- 607с.
3. Киселев В.А. Строительная механика.- М.: Стройиздат, 1967.- 549с.
4. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно- теоретический. Книга 2.- М.: Стройиздат, 1973.- 415с.
5. Избранные задачи по строительной механике и теории упругости / Н.П. Абовский, Л.В. Енджиевский, В.И. Савченков и др.- М.: Стройиздат, 1978 - 189с.
6. Строительная механика / А.В.Дарков, Г.К. Клейн, В.И. Кузнецов и др - М.: Высш. шк. 1976.- 596с.

КОМПЬЮТЕРНАЯ ТЕХНОЛОГИЯ ОБУЧЕНИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЮ НА БАЗЕ КОМПЛЕКСНОГО КУРСОВОГО ПРОЕКТА

Уласевич В.П.

Обучение проектированию при подготовке инженера - сложнейший методико-педагогический процесс. Что касается специальности Т19.01.00 - *промышленное и гражданское строительство*, общепризнанно, что она стоит в ряду труднейших.

Традиционно на протяжении многих лет отрабатывались приемы развития у студентов-строителей навыков проектирования строительных конструкций. Каждая конструкторская дисциплина имеет набор таких приемов. Обычно они внедрены в учебные планы и программы курсов ученых дисциплин, и практически воспринимаются как аксиома, за исключением одного - слишком велики затраты труда студента на их выполнение. Отсюда систематическое невыполнение курсовых работ и проектов на начало экзаменационных сессий, и как следствие, огромные не допуски к первому, а иногда и ко второму экзамену. Хочу отметить, что процесс подготовки студентов проектированию всегда находился в противоречии с затратами труда на его выполнение. Разрешение этого *противоречия* - главная проблема учебных планов и программ конструкторских дисциплин. Поиски путей разрешения обычно заканчивались неудачей, хотя были и очень интересные предложения. Среди них особо отметим идею выполнения *комплексного курсового проекта*, над которым студент начал бы работать на *третьем курсе* в процессе изучения архитектуры, а закончил бы дипломным проектом. Предлагаю такую работу в порядке эксперимента начать с несколькими студентами-добровольцами строительного факультета специализации Т19.01.01- *конструкции зданий и сооружений* уже в следующем учебном году.

Возникает вопрос. Почему сегодня стала возможной реализация такой идеи? Ответ прост - наличие главного помощника преподавателя - *автоматизированного рабочего места (АРМ) студента*. Его использование студентом должно быть *непрерывным* на весь период обучения. Такое предположение не противоречит учебному плану специальности Т19.01.00, так как в нем четко просматривается ряд дисциплин, позволяющих с первого семестра обучения организовать *процесс непрерывной компьютерной подготовки*. Полученный при этом навык *системотехнического мышления* должен способствовать более глубокому усвоению дисциплин других кафедр, ведущих учебный процесс ранее или параллельно.

В этом процессе следует выделить два этапа [1]:

Этап освоения дисциплин общеобразовательной подготовки. На данном этапе при изучении любой из дисциплин компьютерной подготовки основной упор должен быть направлен на *тематику лабораторных работ и методику их выполнения*. Тематика лабораторных работ направлена на достижение *основной цели* - развитие у студента *устойчивого навыка главного* в преподавании дисциплины. Эта цель может быть достигнута только тогда, когда *обучаемый* будет сам убежден, что без усвоения *этого главного* его дальнейшее обучение станет практически невозможным. Так, при *обучении основам программирования*, у студента должна быть уверенность, что полученный им навык программирования будет неоднократно востребован в процессе его дальнейшего обучения. *Методика* выполнения лабораторных работ должна подчеркивать своими практическими действиями полезность *изученного* при усвоении других дисциплин. *Уверенность* в полезности приобретенных знаний успешнее всего развить у студента на примере реализации наиболее трудных фрагментов курсовых работ по трудоемким дисциплинам. Так, при разработке лабораторных работ по

«Численным методам решения задач...» желательно использовать фрагменты задач из курсов теоретической механики, сопротивления материалов, теории упругости. Лабораторные работы по «Основам автоматизации проектирования в строительстве» желательно увязать с курсовыми работами по архитектурному проектированию, строительной механике, технологии строительного производства. Разработанные в виде профессиональных приложений в интегрированных пользовательских средах типа *MsWord*, *MsExcel* и др., они могут служить одновременно и как документ, подтверждающий выполненный объем лабораторных работ, и как модель-образец методического подхода к решению задачи, поставленной перед студентом кафедрой, методика которой использована в лабораторной работе. При этом достигается экономия времени за счет сокращения затрат на оформительскую работу.

Этап приобретения знаний и навыков проектирования. Началом этого этапа можно считать третий курс в обучении, к началу которого должно быть завершено укомплектование групп по специализациям. Другая особенность этого этапа для специализации Т19.01.01- конструкции зданий и сооружений состоит в том, что здесь на первый план выходят конструкторские дисциплины. Отсюда важнейшая задача этапа - выработать и закрепить у студента устойчивый навык инженерно-конструкторской интуиции, в основе которой лежит тренировка памяти, развитие гибкости мышления при необходимости одновременного поиска и восприятия огромного потока инженерно-конструкторской информации. При выполнении курсовых проектов по действующей методике часть работы на этапе его подготовки приходится попросту упускать с целью уменьшения объема. К числу таких работ можно отнести разрыв в работе студента над архитектурной формой, на основе которой выделяется конструктивная схема здания, и начинается процесс работы над несущими конструкциями. В результате у студента теряется ощущение конструктивной формы здания или сооружения как единого целого, создается иллюзия его работы с набором отдельных конструкций.

Второй вид работ - сбор нагрузок и работа с расчетной схемой повторяются при выполнении проекта по разным конструкторским дисциплинам, хотя при этом используется один и тот же нормативный документ - СНиП 2.01.07-85 - *Нагрузки и воздействия*.

Важно на втором этапе работы над конструкцией иметь достаточный набор обучающих технологических линий проектирования (ТЛП), которые, как показал опыт [2], могут взять на себя до 40% затрат студента на рутинную оформительскую работу. Часть освободившегося времени может быть методически спланирована на усиление конструкторской подготовки.

Конечно, чтобы организовать комплексное курсовое проектирование, необходима огромная подготовительная работа. Но возможность осуществить комплексное курсовое проектирование кроется в другом - в наличии на выпускающих кафедрах локальных сетей с достаточным числом АРМ студента на базе современных ПК, функционирующих по типу рабочих групп под управлением ОС

Windows 95. При кафедральной сети может быть создано *несколько рабочих групп* (по принципу учебных классов), управление которыми должно быть сосредоточено на *Главном АРМ-сервере*, из которого возможно как управление процессом внутри групп АРМ, так и глобальная связь с компьютерной сетью института. Главной АРМ - это мощный ПК с процессором *Intel II* и *HDD* объемом не менее *5 ГБ*, функционирующий под управлением Windows NT или ОС-2. Из такого компьютера удобно не только управлять рабочим местом студента, но и обеспечить *межкафедральный* обмен информацией с возможностью надежной ее защиты от несанкционированного использования. Такой информацией должна быть *выходная информация*, подготовленная на заключительном этапе работы над архитектурным проектом в виде файлов обмена чертежами **.DXF* как результат работы с системой *ArchiCAD, AutoCAD, ABIS* и др., которая станет *входной* для комплекса обучающихся ТЛП и профессиональных приложений, разработанных на кафедре *строительных конструкций* на базе тех же *MsWord* и *MsExcel* и др. *Системотехническую* связь между компьютерной и конструкторской подготовкой на этапе изучения конструкторских дисциплин «*Металлические конструкции*», «*Железобетонные конструкции*», «*Конструкции из дерева и пластмасс*» призвана обеспечить дисциплина специализации «*Компьютерная среда и графические системы*». На этой связи и должна быть разработана методика выполнения предусмотренной в ней *курсовой работы*. Полученный при этом *навык автоматизации проектных работ*, при наличии достаточного количества АРМ, может быть успешно использован студентами при выполнении других конструкторских проектов.

Результаты работы над лучшим из конструкторских проектов, по выбору студента, передаются по компьютерной сети в локальную специализированную сеть *другой* кафедры, например, для работы над *курсовыми работами по организации и экономике строительства*. И так до замыкания всего цикла обучения проектированию.

Конечно, при удачной работе для отдельных студентов выполненная проектная работа может стать основой для дипломного проекта. Ну а если и нет, то студент будет *иметь личную библиотеку* курсовых работ как результат своей пятилетней учебы в ВУЗе, которой он сможет пользоваться при выполнении дипломного проекта. И только с его желания эта библиотека может быть *уничтожена* или *передана студенту* на *электронных носителях* вместе с дипломам инженера-строителя.

Повидимому, в процессе такой организации учебы должны быть рождены как уникальные проектные решения, так и проекты-неудачники. Ну что же. Для этого и существует дифференцированная оценка обучения. Но главное, что будет несомненно будет сделано, это:

Будет создан резерв времени за счет передачи неэффективной, не участвующей в подготовке студента части, которую взял на себя компьютер. Очевидно, что от этого подготовка студента не только не пострадает, а только выиграет.

Студент получит современный навык использования ПК в своей профессиональной деятельности. Практика работы специалистов этой специализации показала, что это неопровержимая истина.

Будущему специалисту с высокой компьютерной и системотехнической подготовкой легко будет воспринять все новое и передовое в *информационных технологиях*, что появится завтра на мировом рынке. А это - гарантия успеха молодых специалистов, которым предстоит участвовать в разработке современных «зеленых» технологий устойчивого развития.

Что же мешает уже сегодня так строить учебный процесс? Для того, чтобы уже сегодня начать подготовку студентов-строителей по предложенной схеме потребуются проделать следующее:

Локальную сеть кафедры строительных конструкций, на основе которой строится процесс обучения проектированию студентов вышеназванной специализации, осуществляется компьютерная подготовка по ряду дисциплин на протяжении трех курсов, а также ведутся проектные работы в период выполнения дипломного проекта, необходимо доукомплектовать до 12 АРМ студента на базе ПК CPU Pentium 166 и выше.

Разработать стандарт института, регламентирующий порядок документирования и хранения курсовых проектов, выполненных в среде ПК в виде компьютерных файлов.

Преподавательский состав, обеспечивающий компьютерную подготовку на первом этапе должен научить работать в тесном контакте с кафедрами, методы дисциплин которых реализованы (или планируется реализовать) в моделях при разработке состава лабораторных работ с элементами профессиональной направленности. Преподаватель, ведущий дисциплину, связанную с компьютерной подготовкой, должен стремиться получить специализацию инженера-строителя, и наоборот.

При кафедрах, обеспечивающих работу с комплексным проектом, необходимо иметь инициативные группы преподавателей и студентов с финансированием их работы за счёт госбюджетных средств.

Литература

1. Уласевич В.П. Уласевич З.Н. Роль учебно-исследовательских САПР в компьютерно-конструкторской подготовке инженера-строителя //1-я Белорусская конференция "Новые информационные технологии обучения. -Мн.: БГУ, 1992. -с. 85-86.

2. Уласевич В.П. Компьютерная технология обучения - путь к качественной подготовке инженера строителя//Сб. Материалы научно-технической конференции, посвященной 30-летию ин-та. Ч.II. - Брест: БрПИ, 1996. -с. 148-149.

УМЕНЬШЕНИЕ ШУМА И ВИБРАЦИИ НА СУДАХ ТИПА "ШЛЮЗОВОЙ" ПРОЕКТОВ 887 и 887-А

Туснин А.Р., Туснина В.М., Патраков А.Н.

В 1997 г. специалистами кафедры городского строительства и архитектуры Брестского политехнического института и кафедры архитектуры строительного факультета Пермской государственной сельскохозяйственной академии разработаны технические решения уменьшения шума и вибрации на судах, эксплуатирующихся в Пермском речном порту. Необходимость уменьшения шума и вибрации на теплоходах типа "Шлюзовой" проектов 887 и 887-А обусловлена изменением режима работы экипажей в связи с увеличением времени пребывания на судах.

Суда типа "Шлюзовой", спроектированы и построены для проводки судов и плотов через шлюзы и для работы в портах с работой экипажей по бригадному методу с пребыванием на судах не более 16 часов. В настоящее время, в изменившихся экономических условиях, эти теплоходы используются в качестве толкачей при транспортировке грузов на длинные расстояния, при этом экипажи находятся на судах от нескольких суток до 1,5 месяца. В Пермском порту эксплуатируется пять судов указанного типа, построенных в 1967-1975 гг. С момента постройки этих теплоходов значительно повышены требования к звуко- и виброизоляции на судах речного флота.

Измерения шума и вибрации выявили уровни шума и вибрации в жилых и служебных помещениях, превышающие требования санитарных правил 4058-85. Экспериментально установлено следующее:

- в рулевой рубке повышенный уровень шума на средних частотах;
- в машинном отделении повышенный общий уровень шума, а также уровень шума на средних и высоких частотах;
- в столовой повышенный уровень вибрации;
- в каюте капитана повышенный уровень шума;
- в каюте повара повышенные уровни вибрации и шума;
- в каютах трюма повышенные уровни вибрации и шума.

На основании, имеющейся проектной документации и проведенного натурального обследования установлено следующее.

Главные размерения теплохода: габаритная длина судна 24,4 м, габаритная ширина судна 8 м, высота от ватерлинии до пола рубки 6,7 м. Водоизмещение 188 т, осадка при этом 2,15 м. Силовая установка состоит из двух дизель-генераторов, каждый из которых включает дизель марки 7Д12 и генератор постоянного тока типа МПТ 49/25-3А мощностью 204 кВт, напряжением 560 В. Максимальное число оборотов дизеля и генератора в минуту 1500. Оба агрегата установлены жестко на рамы, которые закреплены на корпусе при помощи 10 пружинных виброизоляторов каждый.

Движителями являются два гребных винта вращающихся в направляющих поворотных насадках в противоположных направлениях. Для привода винтов применены два электродвигателя постоянного тока типа ПГ-133-4К мощностью 185

кВт, напряжением 550 В, частотой вращения 750 об/мин. Вращение ротора двигателя передается на винт гребным валом через редуктор. Выхлоп отработанных газов осуществляется за рулевой рубкой через фальштрубу. Корпус теплохода выполнен из стали ВМСтЗсп. Наружная обшивка корпуса имеет толщину 6 и 7 мм, толщина ледового пояса в носу 9 мм. Поперечные переборки, установленные на 0 (носовой транец), 10, 17, 20, 37, 43 шп. Носовой транец имеет толщину 7 мм, остальные переборки - 6 мм. Настил главной палубы выполнен из листов толщиной 5,6 и 7 мм. Надстройки выполнены из стали СтЗкп. В качестве отделки стен и подволока в служебных и жилых помещениях используются декоративная фанера, винилискожа и покрытие масляной краской.

Машинное отделение ограждено стальными листами подкрепленными силовым набором судна. В районе 30-35 шп. устроены свето-аэрационные фонари. По проекту на свободных внутренних поверхностях размещаются звукопоглощающие пирамиды размерами в плане 430x430 мм высотой 200 мм. Пирамиды выполнены из оцинкованной стали с перфорацией отверстиями диаметром 10 мм, с шагом 12 мм. Пирамиды заполнены минеральным войлоком. На эксплуатировавшихся длительное время теплоходах значительная часть указанных звукопоглотителей отсутствует.

Для снижения уровня вибрации в жилых и служебных помещениях, в машинном отделении вдоль бортов и переборок размещены вибродемпфирующие пояса на 20 шп. и применено вибродемпфирование днища слоем битума толщиной 30 мм. В машинном отделении по проекту на носовой переборке выше топливной цистерны между 17 и 18 шп. предусмотрено устройство вертикального коффердама высотой 1000 мм для уменьшения уровня шума в трюмных каютах. При обследовании теплоходов данный коффердам не обнаружен.

В машинном отделении повышенный шум обусловлен действием прямого звука от дизель-генераторов и электродвигателей, а также действием отраженного звука от ограждающих поверхностей, имеющих незначительный коэффициент звукопоглощения.

Размещенные в машинном отделении для снижения уровня шума звукопоглощающие пирамиды из перфорированной оцинкованной стали, заполненные минеральным войлоком занимают незначительную часть внутренних поверхностей и не обеспечивают существенного снижения шума в машинном отделении.

Для снижения уровня вибрации крепление дизель-генератора осуществляется при помощи 10 пружинных виброизоляторов. На всех рассматриваемых судах виброизоляторы не менялись с момента постройки судов. Уровни вибрации в машинном отделении не превышают нормативных требований, что подтверждает эффективность используемых виброизоляторов несмотря на значительный срок их эксплуатации без замены.

На каюты расположенные в трюме действуют шум и вибрация, проникающие в них непосредственно из машинного отделения через переборку на 17 шп. Кроме того

структурный шум передается в эти помещения по конструкциям борта, дна и настилу главной палубы. Воздушный шум попадает в них также из коридора главной палубы.

На основании проведенного обследования установлено, что со стороны машинного отделения в трюмных каютах на переборках отсутствуют какие-либо конструкции повышающие их звукоизолирующую способность. Отсутствуют звукоизолирующие слои и в конструкции пола, пол жестко закреплен на силовом наборе корпуса и жестко примыкает к перегородкам. Значительный шум проникает в каюты из-за неплотно закрываемых дверей. Следствием выявленных конструктивных недоработок является повышенный уровень шума и вибрации в каютах трюма.

На помещения расположенные в надстройке главной палубы действует прежде всего воздушный шум попадающий с главной палубы и встроенных в надстройку вентиляционных каналов и каналов, связывающих машинное отделение с фальштрубой и рубкой. На камбуз, санитарно-технические помещения действует также шум непосредственно со стороны машинного отделения через главную палубу.

Шум с главной палубы поступает преимущественно от свето-аэрационных фонарей и входа в машинное отделение. Наружные стальные двери в тамбур надстройки, расположенные по правому и левому борту, примыкают к стенкам неплотно, поэтому служат слабой преградой для шума. Внутренние остекленные двери (однослойное стекло занимает примерно половину площади двери) тонкие, обладают малой звукоизоляцией, примыкание дверей неплотное. Для уменьшения воздушного шума необходимо обеспечить плотное примыкание дверей. Вместо легкой остекленной внутренней двери применить массивную глухую дверь. Отсутствие остекления на этой двери допустимо, так как двери камбуза и столовой имеют большие окна через которые естественный свет освещает коридор.

Значителен вклад в уровень шума в надстройке главной палубы от вентиляторов охлаждения генераторов, каналы которых располагаются непосредственно в надстройке по правому и левому борту. Шум от этих источников можно значительно снизить разместив в каналах пластинчатые глушители шума.

Каналы по которым проходят кабели и трубопроводы из машинного отделения примыкают непосредственно к стенкам коридора в начале его по правой стороне и в конце по левой, от коридора они отделены стальными листами, что способствует практически беспрепятственному проникновению шума в помещения. Для уменьшения шума передаваемого по этим каналам необходимо звукоизолировать стенки коридора в районе каналов.

Пол в коридоре, каюте повара и столовой деревянный, в камбузе и санитарно-технических помещениях из керамической плитки на цементно-песчаном растворе. Пол не имеет звуко- и виброизоляции из-за чего со стороны машинного отделения, расположенного под надстройкой главной палубы, в помещения надстройки проникают шум и вибрация.

Двери в столовой и каюте повара легкие неплотно примыкают к стенам, мало препятствуют шуму. Стены этих помещений без специальных звукозащитных конструкций.

В каюты второго яруса шум попадает прежде всего от свето-аэрационных фонарей и входа в машинное отделение, вентканалов охлаждения генераторов и примыкающей к второму ярусу фальштрубы. Вибрация передается по нижележащим конструкциям непосредственно из машинного отделения.

Воздушный шум действует на каюты через стены, окна и двери. Эта составляющая шума значительно увеличивается при открытых дверях фальштрубы, что постоянно делается для улучшения охлаждения элементов выхлопной системы. Двери в каютах легкие, неплотно примыкают к стенам. В каждой каюте имеется по два открывающихся окна, по контуру окон обнаружены значительные щели. Не обнаружено указанных в проекте элементов звукоизоляции на кормовой стенке кают.

На теплоходах, где выполнено расширение надстройки, помещение радиорубки входит в каюту капитана. От радиорубки каюта капитана отделена легкой фанерной дверью неплотно прилегающей к стенам из двухслойной фанеры на деревянном каркасе. Радиорубка непосредственно (через лист толщиной 3 мм) примыкает к фальштрубе, куда выводятся каналы с выхлопными трубами из машинного отделения. Такая компоновка надстройки второго яруса способствует повышению шума в каютах второго яруса.

Пол в каютах деревянный по лагам. В состав пола не включены специальные звуко- и виброизолирующие элементы.

Для снижения шума и вибрации в каютах второго яруса необходимо звукоизолировать перегородку между фальштрубой и радиорубкой (звукоизоляцию проще выполнить со стороны фальштрубы). В каюте капитана поставить дополнительную деревянную дверь отделяющую радиорубку от каюты, а существующую дверь дополнительно звукоизолировать. В стыке дверей со стенами разместить упругие звукоизолирующие элементы. Кормовую перегородку в каютах дополнительно звукоизолировать.

Шум в рулевую рубку передается преимущественно по воздуху от свето-аэрационных фонарей и входа в машинное отделение, вентканалов охлаждения генераторов и от выхлопных труб дизелей, расположенных в непосредственной близости за рубкой. Вибрация передается по конструкциям судна и оборудованию установленному в рубке. Пол в рубке не имеет элементов снижающих вибрацию и шум. Двери деревянные, неплотно примыкающие к стенам. Часто, при выполнении маневров или с целью проветривания, двери открыты.

Уровень вибрации может быть снижен размещением лаг пола на силовом наборе судна с использованием прокладок из древесноволокнистых плит, минеральной ваты или крупнопористой резины. Снижение шума в рубке может быть достигнуто за счет уменьшения прежде всего шума, создаваемого выхлопными трубами.

С учетом проведенного обследования выполнены расчеты звуко- и виброизоляции судовых конструкций и разработаны технические решения, реализация которых позволит уменьшить уровень шума и вибрации до нормативных требований. В 1998 г. предполагается переоборудование одного из судов в соответствии с предложенными рекомендациями, после чего будет проведено измерения шума и вибрации и принято решение о модернизации остальных судов типа «Шлюзовой» в Пермском речном порту.

Литература

1. Изак Г.Д., Гомзиков Э.А. Шум на судах и методы его уменьшения. М., 1987.
2. Клюкин И.И. Борьба с шумом и звуковой вибрацией на судах. М., 1971.
3. СНиП ч.2, гл.12. Защита от шума. М., 1978.
4. Руководство по расчету и проектированию звукоизоляции ограждающих конструкций зданий. М., 1983.
5. Санитарные правила для речных судов СССР N 4058-85. Л., 1987.

ПРИМЕНЕНИЕ УСЛОВНОЙ СИСТЕМЫ ВЫСОТ ПО ШКАЛОВЫМ РЕПЕРАМ НА ЗАСТРОЕННЫХ ТЕРРИТОРИЯХ

Синякина Н.В., Шулякова Т.В.

В сложившейся ситуации в геодезическом производстве в Республике за последние, следует широко использовать для строительных задач условные системы высот и координат.

При инженерно-геодезических работах, связанных со строительством зданий, дорог и подземных коммуникаций, на застроенных территориях в качестве исходных рабочих реперов целесообразно использовать шкалы, наносимые краской на вертикальные стены близлежащих зданий, опоры линии электропередачи и другие устойчивые сооружения [1]. Такой репер назовём шкаловым, он удобен в работе и прост в изготовлении, даёт достаточно точные и надёжные результаты по определению превышений и отметок на строительной площадке.

Отметим ещё одну особенность шкаловых реперов, которую можно использовать на практике. При нанесении шкалы на вертикальную опору легко сделать так, чтобы отметка нулевого деления шкалы (действительного или предполагаемого) была целым числом метров. При привязке к такому реперу легко вычислить горизонт инструмента, что значительно упрощает одну из наиболее существенных в строительстве задач, как перенос на местность точек с проектными отметками. Схема привязки к шкаловому реперу показана на рис.1.

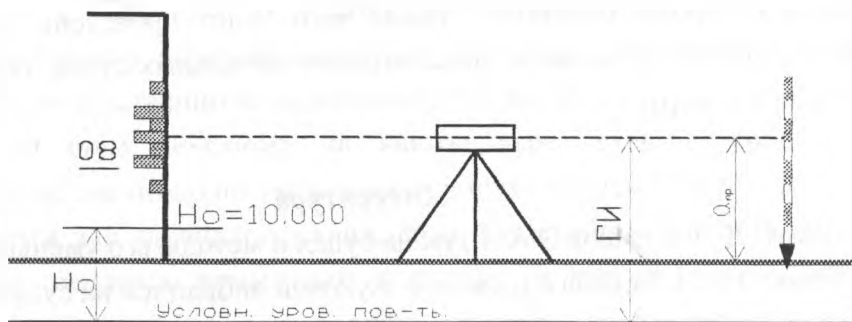


Рис. 1.

Наносят шкалу следующим образом. Установим нивелир на середине между ближайшей точкой нивелирного хода и вертикальным сооружением, на которое хотят нанести шкалу, отмечают его горизонтальной чертой. Можно присвоить величине горизонта инструмента удобное значение для дальнейшего вычисления отметок, а разницу от действительной высоты перевести в условную систему высот. Затем к этой черте прикладывают трафарет так, чтобы отсчёт в сантиметрах и миллиметрах по трафарету был равен таким же соответствующим цифрам в величине горизонта инструмента. Далее делают деления трафарета и подписывают цифры нужных дециметровых делений шкалы.

Например, $ГИ=10.820$. Значит отметка предполагаемого нулевого отсчёта нанесённой шкалы равна 10.000 . Если после очередной установки нивелира отсчёт по шкале оказался равным 800 мм, то $ГИ=10.800$. К примеру задан проектный отсчёт по рейке a при выносе в натуру точки с отметкой $H_{\text{проект}}=10.200$, тогда нужный отсчёт по рейке $a_{\text{пр}}=10.800-10.200=0.500$ м. Таким образом, всё вычисления сводятся к одному действию.

Литература

1. Справочное руководство по инженерно-геодезическим работам. М., Недра, 1980г.

ОБСЛЕДОВАНИЕ СОСТОЯНИЯ, РАЗРАБОТКА МЕТОДОВ И СРЕДСТВ ПО УСИЛЕНИЮ ФУНДАМЕНТОВ ПОД УСТАНОВКУ ОБЕСПЫЛИВАНИЯ БЦЗ В Г. КОСТЮКОВИЧИ

Арестович А.И., Астахов Э.И., Босаков С.В., Кудин В.В., Ермашов В.П.

Объект исследования - фундаменты под установку обеспыливания отходящих газов от вращающейся печи и сырьевых мельниц. Установка состоит из дымососа и

электродвигателя и предназначена для вывода очищенных газов в атмосферу. Температура газов на входе в дымовую трубу около 130°C.

Дымососы с приводными электродвигателями смонтированы на монолитных железобетонных раздельностоящих фундаментах. Бетон класса В15. Вращающиеся части установки, которые создают динамическую нагрузку - это роторы электродвигателя и дымососа (рис. 1).

После нескольких месяцев эксплуатации произошло разрушение фундаментов в местах заделки анкерных болтов, соединяющих подшипники и улитку дымососов с фундаментами.

Руководствл завода обратилось в БГПА и БелНИИС с просьбой обследовать состояние фундаментов, разработать методы и средства по усилению фундаментов и выяснить причины, повлекшие их разрушение. На момент обследования оказалось, что соответствующие службы завода уже проводили восстановительные работы. Таким образом, первоначальная картина разрушений отсутствовала.

Поэтому были приняты следующие направления поисков причин разрушения.

1. Возможность резонанса.
2. Несоосность роторов и несбалансированность вращающихся частей.
3. Истощение несущей способности анкерных болтов по местному сжатию и откалыванию бетона.
4. Посторонние источники вибрации.
5. Пульсация воздуха в патрубках и, как следствие, вибрация фундаментов.
6. Динамические нагрузки при отрыве прилипшей пыли с лопастей крыльчатки.

Остановимся на первых трех направлениях, которые в действительности вызвали разрушение фундаментов.

1. Возможность резонанса.

Проверки на резонанс выполнялись на комплексе "Лири-ПК". Гибкие части фундамента рассчитывались как оболочка нулевой кривизны и тонкая пластинка (рис. 2). Граничные условия для краев пластинки и оболочки принимались шарнирными и жестко заделанными. Эти расчеты по двум расчетным схемам позволили установить границы изменения частот собственных колебаний гибких частей фундамента. Для основной частоты оболочки получено, рад/сек $86.56 < W_1 < 104.81$

пластинки, рад/сек $79.18 < W_1 < 143.89$.

Колебания, соответствующие основной частоте, происходят в направлении оси ОУ.

Таким образом, данные динамических расчетов показали, что основные частоты собственных колебаний гибких частей фундаментов находятся в зоне резонанса. Рабочая частота электродвигателя 741 об/мин, или 77.6 рад/сек. При динамических расчетах других частей фундаментов, явление резонанса не получено.

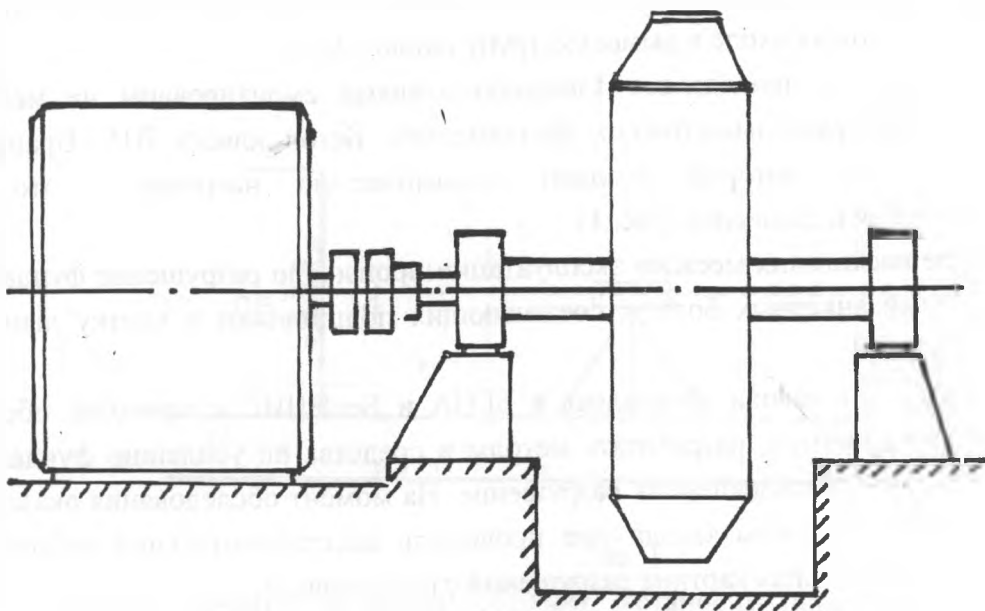


Рис. 1

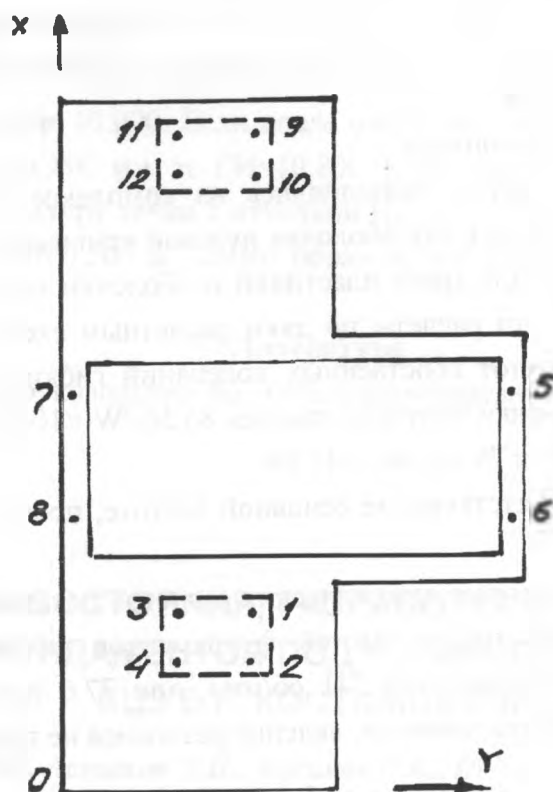


Рис. 2

2. Исследование несоосности роторов и несбалансированности вращающихся частей.

Измерения вибраций проводились в трех направлениях: по оси ОХ (горизонтальная ось ротора дымососа и электродвигателя); по оси ОZ (вертикальная) и ОУ (горизонтальная поперечная) (рис. 1). Точки измерения брались на верхней части фундамента возле анкерных болтов оборудования, на нижней части фундаментов, на кожухах дымососа, корпусах механического оборудования, фундаментах близко расположенного оборудования и на трубе.

Виброизмерения проводились в два этапа. На первом этапе выявлены наиболее интенсивные источники вибрации, их частотный диапазон и степень передачи на фундаменты дымососов от внешних источников. Результаты показали, что амплитуды виброперемещений на опорах подшипников разрушенных фундаментов в 2-5 раз превышают предельно допустимые по СНиПу 2-19-79 "Нормы проектирования. Фундаменты машин с динамическими нагрузками". Наибольшее значение виброскоростей получены в полосе частот 16 Гц, куда входит основная частота вращения 741 об/мин. Это говорит о том, что основным источником вибраций являются вращающиеся части электродвигателя и дымососа.

На втором этапе виброизмерения проводились после статического уравнивания роторов дымососов, центровки валов. Амплитуды колебаний во всех точках измерения стали меньше допустимых, что подтвердило предварительную гипотезу о необходимости уравнивания роторов дымососов и центровки валов двигателя и ротора дымососа.

3. Проверка несущей способности анкеров по местному сжатию и откалыванию бетона.

Виброизмерения позволили определить величины амплитуд динамических усилий, которые передавались от оборудования на анкерные болты. Для этого использовалась динамическая модель машинного агрегата дымососа (рис. 3) и дифференциальные уравнения движения масс этой системы. На наиболее разрушенном фундаменте, например, горизонтальная амплитуда динамического усилия в направлении ОУ на анкерные болты подшипника составила порядка 5300-3050 кгс.

Расчет на откалывание бетона анкерным болтом (рис. 4) производился в соответствии со СНиПом по формуле $Q \leq 0.5R_b \cdot bh$, $b=2h$, где h - расстояние от края бетона до края болта в направлении действия горизонтальной силы.

Эта схема использовалась для расчета анкерного болта, расположенного в стенке прямка под улитку.

Несколько другие схемы использовались для расчета на откалывание бетона анкерным болтом под корпус подшипника, анкерным болтом в бетонном колодце. Оказалось, что наименьшей статической несущей способностью по откалыванию бетона обладали анкерные болты в бетонной стенке прямка под улитку, равной 1301 кгс и наибольшей - под подшипник - 2468 кгс.

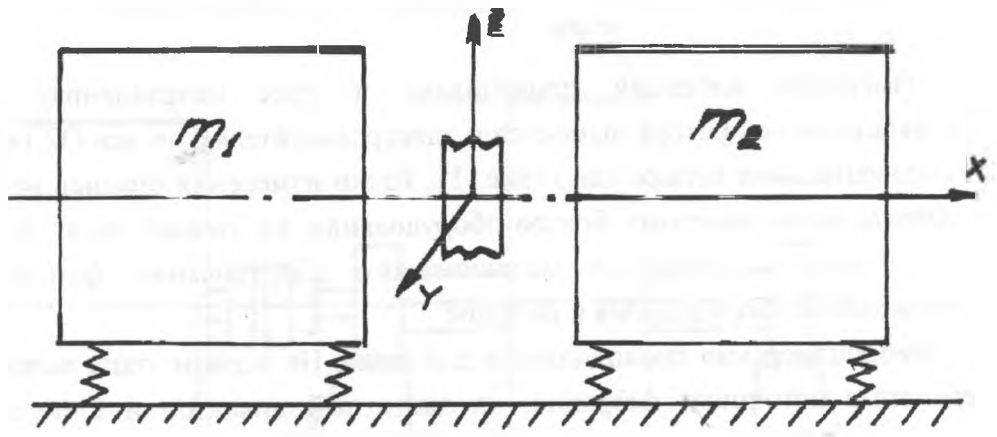


Рис. 3

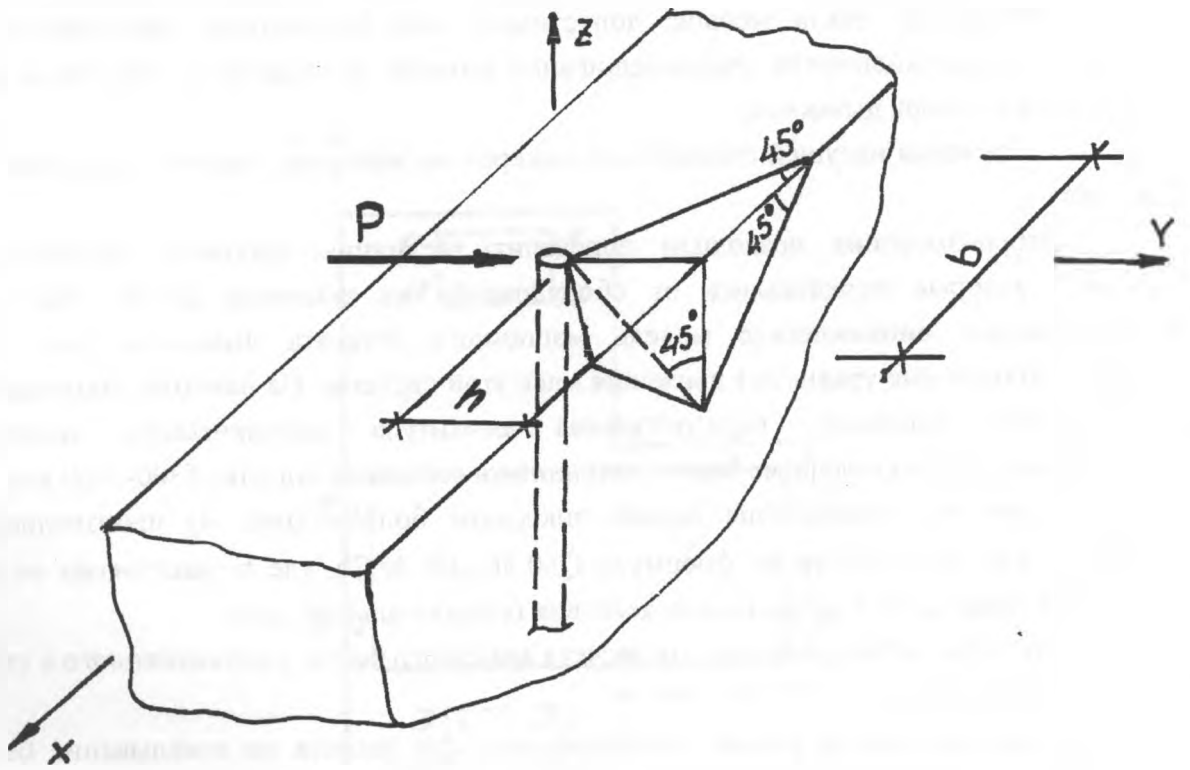


Рис. 4

Предельная горизонтальная нагрузка на анкерный болт исходя из прочности бетона на местное сжатие определялось по формуле СНиП

$$P = \psi R_{b,loc} A_{loc1}$$

$$R_{b,loc} = \varphi_b R_b, \quad \varphi_b = (A_{loc2}/A_{loc1})^{1/3},$$

где A_{loc1} - площадь смятия;

A_{loc2} - расчетная площадь смятия, определяемая по расстоянию между соседними анкерными болтами.

$\psi = 0.75$ при неравномерном распределении нагрузки на площади смятия;

$R_{b,loc}$ - расчетное сопротивление бетона смятию;

R_b - расчетное сопротивление бетона осевому сжатию при $\gamma_{b2} = 0.9$.

Эпюра контактных напряжений между бетоном и анкерным болтом имеет вид, приведенный на рис. 5. Высота площадки смятия h_{cm} определяется расстоянием от поверхности бетона до первой точки раздела граничных условий, в которой сжимающие контактные напряжения переходят с одной грани анкерного болта на другую грань. Из-за невозможности возникновения растягивающих контактных напряжений между бетоном и анкерным болтом.

Значение h_{cm} определяется из решения конструктивно нелинейной контактной задачи для вертикального стержня с защемленной вершиной изгибной жесткостью EI , длиной l , диаметром d , находящимся полунеограниченном бетоном массиве с упругими постоянными E_b, ν_b . Ввиду нелинейности решение поставленной задачи находилось итерационным путем.

Расчеты показали, что величина предельной горизонтальной нагрузки на анкерный болт из условия местного сжатия бетона оказалась выше, чем предельная нагрузка из условия откалывания бетона.

Таким образом, наибольшая величина предельной горизонтальной силы, способной статически восприниматься анкерным болтом, все же меньше амплитуды динамического усилия, приложенного к анкерному болту опоры подшипника. И поэтому при недостаточной прочности бетона на действие статической нагрузки расчет на выносливость лишен смысла.

На основании проведенных теоретических исследований, экспериментальных измерений вибраций, восстановлению и усилению разрушенных частей фундаментов.

4. Влияние посторонних источников вибрации.

Уровень вибрации на бетонном полу вокруг фундаментов оказался значительно ниже, чем на самом фундаменте. Поэтому источником вибровозбуждений фундаментов является установленное на них оборудование - электродвигатель, ротор дымососа, кожухи улитки и патрубки дымососов.

5. Возможность пульсации воздуха в патрубках и, как следствие вибрации фундаментов.

Проверка частоты колебаний кожуха улитки оказалась совпадающей с частотой работающих механизмов, а не равной частоте вращения ротора дымососа, умноженной на число лопастей крыльчатки.

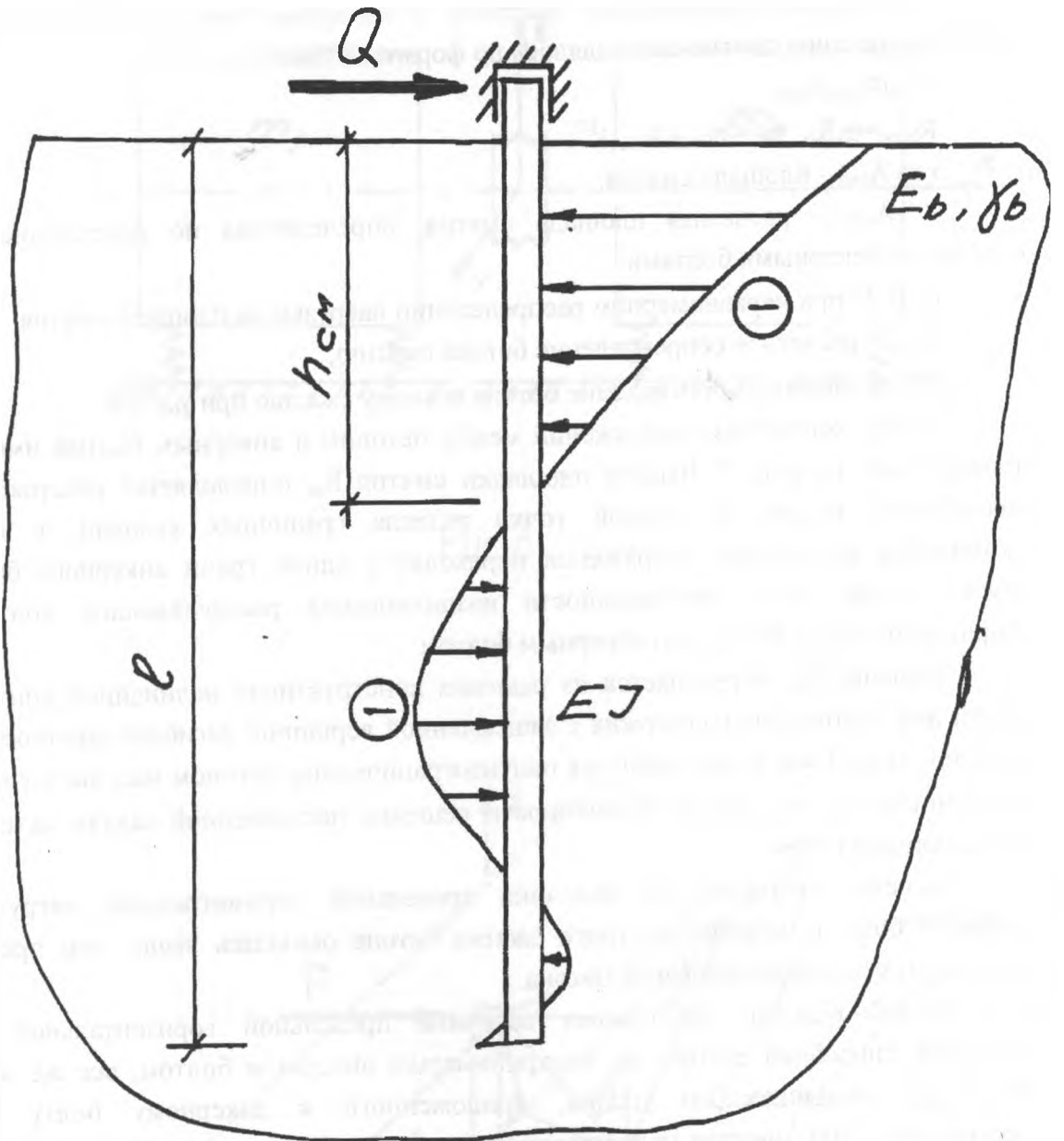


Рис. 5

6. Появление динамической нагрузки при отрыве прилипшей пыли с лопастей крыльчатки.

Условия работы допускают удаление прилипшей пыли механически.

ПРОБЛЕМЫ ЭКОНАДЕЖНОСТИ ФУНКЦИОНИРОВАНИЯ ПРИРОДНО-АНТРОПОГЕННЫХ ЭКОСИСТЕМ ПРИ РЕФОРМИРОВАНИИ АГРОПРОМЫШЛЕННОГО КОМПЛЕКСА В УСЛОВИЯХ РЫНОЧНЫХ ОТНОШЕНИЙ

Шведовский П.В., Федоров В.Г.

Анализируются проблемы экологической надежности функционирования экосистем с точки зрения воздействия совокупности факторов на выбор основных направлений рационального землепользования, обеспечивающих оптимально интенсивное использование водно-земельных и рекреационных ресурсов.

ФУНКЦИОНИРОВАНИЕ, ПРИРОДНО-АНТРОПОГЕННАЯ, ЭКОСИСТЕМА,
ПРОБЛЕМЫ, АГРОПРОМКОМПЛЕКС, ВОДНО-ЗЕМЕЛЬНЫЕ, РЕСУРСЫ,
РЫНОЧНЫЙ, ОТНОШЕНИЯ.

Неоспоримым является известность того факта, что при любой экономической системе сельское хозяйство может функционировать только как единая система (агропромышленный комплекс), где все отрасли и функциональные зоны (производственные, социально-жилищные и рекреационно-санитарные) тесно взаимосвязаны.

Сегодня, в условиях перехода к рыночным отношениям значительное влияние на направленность и характер реформирования агропромышленного комплекса и переустройства сел имеют: состояние существующего жилого фонда, система расселения, структура землепользования и наличие территориальных резервов, т.е. уровень интенсивности использования водно-земельных ресурсов в комплексе с социально-экономическими и экологическими условиями проживания населения. Следует отметить, что уже и сейчас наблюдается большой разрыв между удовлетворением материально-социальных потребностей в пище, одежде, жилище, транспорте, выборе вида труда, разнообразием форм досуга и экологическими потребностями в чистом воздухе, воде, пище и ограниченных стрессовых ситуациях.

Все эти потребности определяются функционированием множества природных и антропогенных экосистем (агроэкосистем, промэкосистем, водных и урбанизированных экосистем и т.д.), поэтому любой прогресс зависит не только от "силы" общества, сколько от "слабости" биосферы и ее конечных (ограниченных) возможностей.

На рисунке приведена схема взаимосвязей функций, принципов и целей преобразований экосистем основных функциональных зон агропромышленного комплекса.

Но очевидно, независимо от объекта преобразования наиболее проблемными является анализ их эконенадежности. Под эконенадежностью понимается способность системы выполнять характерные ей функции, с сохранением основных параметров при антропогенных воздействиях на нее.

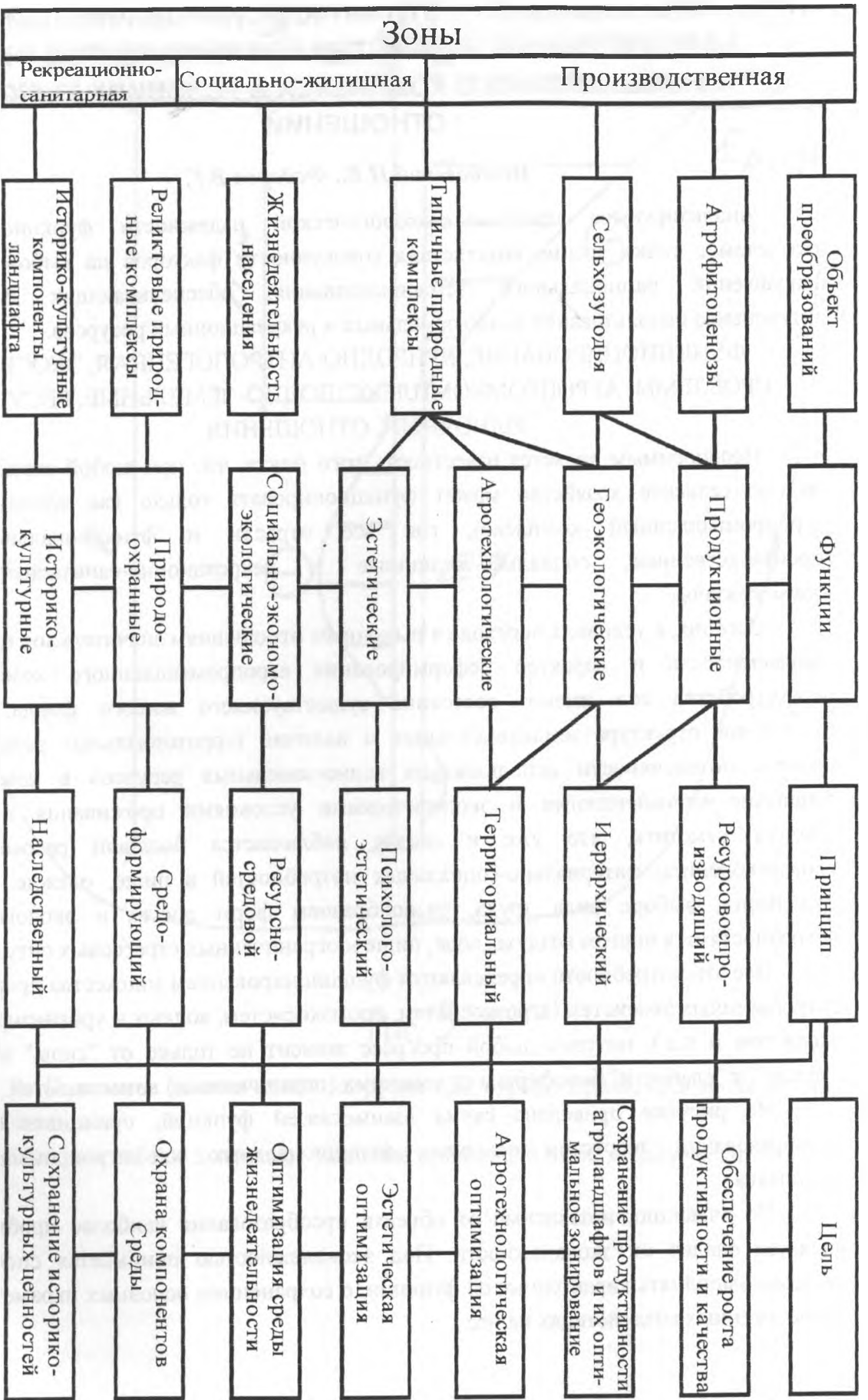


Рисунок Схема взаимосвязей функций, принципов и целей преобразования экосистем.

Основные параметры по исследованиям [1,2,3] должны определяться соотношением в системе самовосстанавливающихся и не восстанавливающихся элементов (цепей), структурно-функциональной связанностью их (последовательное, параллельное, наложенное, с последствием и др.), степени их управляемости и продолжительностью циклов и наличием слабых "звеньев" (степенью контролируемости и прогнозируемости).

С математической точки зрения параметрическая эконадежность есть вероятность того, что за время функционирования системы T параметры ее состояния не выйдут за допустимые пределы, т.е. $P = \text{Вер}(R_{n1} < \bar{Z}_n < R_{n2})$, где R_{ni} - допустимые

пределы, являющиеся координатами поверхности предельных состояний системы (объекта).

Если базировать эконадежность на обобщенных сопротивляемости (живучести) R и нагрузке P , то вероятность эконадежности системы можно выразить соотношением

$$P_i = P(R - R) > 0, \text{ при } P_i + Q = 1, \quad (1)$$

где Q - вероятный риск.

Для природно-антропогенных экосистем эконадежность должна рассматриваться как степень обеспечения жизнедеятельности, функционирования и соответствия ландшафтных, агроценозных и общественно-экономических систем.

Понятие "отказ" для них определено нами как случайное событие, вызывающее разного рода экономические ущербы и эколого-социальные последствия. Так как параметры эконадежности всегда случайные величины, то их количественную оценку необходимо определять с позиций теорий вероятности и выбросов случайных функций. При этом, оценка параметров требует анализа возможных отказовых ситуаций, построения модели отказов, выбора расчетных параметров (параметрической надежности) и сравнения значений оценок вероятностной живучести системы.

Однако специфичность отказов (социально-экономические последствия для общества и экологические - для агроценозов и биогеосистем) требует разработки новых методов статистического анализа данных, так как они формируют специфическую группу - данные типа времени жизни. Нами предлагается использовать суммарные статистики на базе теории векторов с покомпонентным анализом воздействий, внутренних и внешних свойств систем.

Основным достоинством этой теории является возможность учесть накопленную меру воздействий (K_j) и их сдвиг во времени (τ_j).

Спорным является и вопрос о виде распределения функции эконадежности. По нашим исследованиям наиболее подходящим является распределение Вейбулла-Гнеденко со следующими параметрами:

$$\left. \begin{aligned} F(t) &= \exp\left[-(\rho \cdot t)^k\right]; & f(t) &= k \cdot \rho \cdot (\rho \cdot t)^{k-1} \cdot \exp\left[-(\rho \cdot t)^k\right]; \\ h(t) &= k \cdot \rho \cdot (\rho \cdot t)^{k-1}; & H(t) &= (\rho \cdot t)^k, \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

где $F(t)$ - функция эконадежности; $f(t)$ - плотность вероятности; $h(t)$ - функция интенсивности отказов; $H(t)$ - функция риска; k - параметр сдвига (индекс), определяющий среднее значение ($\sigma = 1 / \sqrt{k}$) и коэффициент вариации ($\sigma^2 = k / \rho$); ρ - параметр масштаба времени; t - момент времени, когда заканчивается i -ый цикл.

Но так как выбор параметрических семейств распределений базируется на функции правдоподобия, то в нашем случае для системы с n - независимыми объектами полная функция правдоподобия представлена в виде -

$$\Pi = \Pi_u \cdot f(t_i, \varphi) \cdot \Pi_c \cdot F(c_i, \varphi), \quad (3)$$

где $f(t_i, \varphi)$ - сомножитель, определяющий плотность отказов в момент времени t для нецензурированных (неконтролируемых) объектов; $F(c_i, \varphi)$ - то же для цензурированных; c_i - расчетный временной предел (время функционирования); u - число объектов в системе.

Непараметрическая функция эконадежности тогда будет иметь вид -

$$F(t) = n^t \cdot (1 - \bar{h}_j), \quad (4)$$

где \bar{h}_j - оценка максимального правдоподобия.

Так как в любой системе в различные периоды времени количество цензурированных и нецензурированных объектов изменяется, что не позволяет достоверно учесть сдвиг последствия, ускорение временного наступления отказов, кратковременность воздействия некоторых групп факторов, возможность восстановления работоспособности и др., то нами рекомендуется осуществлять коррекцию как функции надежности ($F(t)$), так и функции интенсивности ($h(t)$). Соответственно -

$$\left. \begin{aligned} F(t) &= \beta \cdot \exp[-\rho' \cdot t] + (1 - \beta) \cdot \exp[-\rho'' \cdot t], \\ h(t) &= \psi \cdot \eta_0(t) + \alpha \cdot \exp(\gamma \cdot t) \cdot (t - 1/\gamma), \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

где t - время до отказа каждого из объектов; ψ - параметр пропорциональных интенсивностей; ρ' ρ'' - масштабированные параметры; γ - вектор параметров; η_0 - параметр восстановления; α - расчетное число условий функционирования; β - число резервных элементов (цепей), что и определяет вид полной функции правдоподобия эконадежности -

$$\Pi = \sum_{i \in D} \left[\beta^T \cdot Z^{ii} - \log \left(\sum_{k \in R_i} \exp(\beta^T \cdot Z_{ki}) \right) \right] \quad (6)$$

где Z_{ki} - значение функций-ковариант k -ого объекта в момент отказа t_i i -ого объекта; R_i - множество рисков; D - множества отказывающихся объектов.

Проведенные исследования показали, что эконадежность по объектам преобразования самая различная - от 0,99 до 0,82. Если рассматривать совокупность природно-антропогенных систем, как единую систему, то эконадежность преобразований, которые проводились до 1990 года не превышала 0,89 с нижним доверительным пределом - 0,85 (на уровне доверия $\epsilon=0,95$). Эконадежность преобразований в условиях рыночных отношений (1991...1997 гг.), с прогнозом на период до 2005 года, варьирует в пределах 0,8...0,9, с частными показателями эконадежности до 0,95.

Литература

1 Кокс Д.Р. и др. Анализ данных типа времени жизни.-М.: Финансы и статистика, 1988 - 189с.

2 Чернышев М.К. и др. Математическое моделирование иерархических систем.-М.: Наука, 1983 - 192с.

3 Шведовский П.В. Эколого-социальные проблемы мелиоративно-ландшафтных преобразований. Тр. Международной научно-практической конференции "Водохозяйственное строительство и охрана окружающей среды", Биберах-Брест-Ноттингем, 1998 - с.44-49

ОПТИМИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ МЕТОДАМИ НЕЛИНЕЙНОГО ПРОГРАММИРОВАНИЯ

Сыроквашко И.С.

В общем случае задача оптимизации строительной конструкции может быть сформулирована как задача отыскания минимума целевой функции (объема материала, веса конструкции, стоимости приведенных затрат и т. д.)

$$f(x) \rightarrow \min$$

при выполнении ограничений на прочность, жесткость, устойчивость, минимальные размеры элементов, требования на неразрывность деформаций и т. д.

$$h_i(x) = 0, i = 1, \dots, m; g_i(x) \leq 0, i = m+1, \dots, p.$$

Характерной особенностью такой задачи нелинейного программирования является то, что или функция цели, или функции ограничений, или то и другое не линейны относительно переменных параметров x . Эффективных методов решения таких задач, особенно, если область допустимых решений не выпукла, пока не разработано.

Предлагается модификация этой задачи путем линеаризации каждой из нелинейных функций двумя первыми членами в соответствующем разложении в ряд Тейлора в окрестности допустимой точки x^k . В результате вместо начальных условий задачи потребуется минимизировать функцию

$$f(x^k) + \sum_{j=1}^n \frac{\partial f(x_j^k)}{\partial x_j} (x_j - x_j^k)$$

при ограничениях

$$\sum_{j=1}^n \frac{\partial h_i(x_j^k)}{\partial x_j} (x_j - x_j^k) = -h_i(x_j^k), \quad i = 1, \dots, m;$$

$$\sum_{j=1}^n \frac{\partial g_i(x_j^k)}{\partial x_j} (x_j - x_j^k) \leq -g_i(x_j^k), \quad i = m+1, \dots, p,$$

где n - число переменных параметров, m - число ограничений-равенств, $(p-m)$ - число ограничений-неравенств.

Задача решается следующим образом. Пусть x^k - точка в области допустимых решений. Производим замену нелинейных функций их линейными аппроксимациями, найденными в окрестностях допустимой точки и решаем задачу линейного программирования, представленную полученными линейными соотношениями, при следующем добавочном условии:

$$|\delta_j^k - x_j^{k+1} - x_j^k| \geq 0, \quad j = 1, \dots, n,$$

где $\delta_j^k > 0$ - малая величина, ограничивающая длину шага при перемещении в том или ином направлении и, таким образом, не позволяющая значениям переменных параметров выходить за пределы допустимой области исходной задачи.

Вычислив значения переменных параметров на следующем шаге, повторяем указанную выше операцию при постепенном уменьшении δ^k и доводим значения переменных до величины, определяемой принятым допуском, стремясь достичь такой ситуации, когда разница между соседними значениями целевой функции оказывается меньше наперед заданной величины.

В задаче линейного программирования дополнительные ограничения можно вводить и несколько иным способом. Обозначим

$$\begin{aligned} x_j - x_j^k &= \Delta^+ x_j^k && \text{при } x_j > x_j^k, \\ x_j - x_j^k &= \Delta^- x_j^k && \text{при } x_j < x_j^k, \end{aligned}$$

Тогда следует учесть ограничения для допустимых перемещений в пространстве решений, определяемые следующими соотношениями

$$p_j^k \cdot \Delta^+ x_j^k + r_j^k \cdot \Delta^- x_j^k \leq m_j^k, \quad j = 1, \dots, n,$$

где

$$p_j^k = \max \left\{ 1, \frac{m_j^k}{u_j - x_j^k} \right\}; \quad r_j^k = \max \left\{ 1, \frac{m_j^k}{x_j^k - l_j} \right\};$$

m_j^k - максимально допустимое перемещение вдоль j -ой оси координат на k -ом шаге;

u_j - верхняя граница для x_j ;

l_j - нижняя граница для x_j ;

Если $\Delta^+ x_j^k = 0$, то $r_j^k \cdot \Delta^- x_j^k \leq m_j^k$. Когда значение x_j^k близко к своему минимальному нижнему пределу, т. е. $x_j^k - l_j \approx 0$, то $x_j - x_j^k \leq x_j^k - l_j$, или $x_j \geq l_j$.

Следовательно, мы имеем гарантию, что x_j не примет значение, меньшее нижнего предела.

Пока на каждом шаге процесса поиска получаемое решение оказывается допустимым, метод аппроксимирующего программирования работает довольно быстро. Однако, если на каком-то шаге вектор переменных параметров, дающий минимизирующую поправку к значению целевой функции, выходит за пределы допустимой области, процесс замедляется. Поэтому в ходе линейного программирования вначале нужно стремиться удовлетворить ограничения, не позволяющие выйти из области допустимых решений, а затем пытаться улучшить значение целевой функции. Следует отметить, что, поскольку на каждом этапе оптимизации осуществляется полная релинеаризация рассматриваемой задачи, вся ранее полученная информация оказывается бесполезной, следовательно, данный метод может быть использован и для решения невыпуклых задач.

Описанный метод использован для расчета статически неопределимых ферм наименьшего объема материала при выполнении условий прочности и жесткости и показал хорошую сходимость итерационного процесса. Оптимальное решение находится за 3-4 шага с выполнением 15-20 итераций.

mgr inż. Janusz Krentowski (*)
prof. dr hab. inż. Mikołaj Syczewski (*)
prof. dr hab. inż. Rościsław Tribillo (*)

METODA MINIMALIZACJI ODKSZTAŁCENŃ TERMICZNYCH W ŻELBETOWYCH PRZEKRYCIACH POWŁOKOWYCH

1. Wstęp

Proces inwestycyjny w przypadku obiektów budowlanych rozpoczyna się od fazy wstępnej, tj. etapu projektowania. Jednym z czynników decydujących o bezpieczeństwie, estetyce i warunkach eksploatacji budynku jest poprawne określenie rodzaju i wartości obciążeń przekazywanych na elementy konstrukcyjne, zarówno w stadium realizacji jak i użytkowania. Czynnikiem, którego negatywny wpływ na trwałość budowli bywa często pomijany, jest temperatura. Zjawisko zarysowań elementów konstrukcyjnych, narażonych na działanie zmiennego pola temperatur zewnętrznych, znajduje potwierdzenie [2], [4], w eksploatowanych obiektach przemysłowych lub użyteczności publicznej, np. w halach czy kościołach.

2. Obciążenie żelbetowych elementów konstrukcyjnych temperaturą

Projektowane elementy konstrukcyjne powinny być odporne na obciążenie temperaturą, określone zgodnie z normami [8] i [9]. Obliczenia należy przeprowadzać dla obiektu w stanie realizacyjnym, kiedy budowla jest konstrukcją otwartą oraz w stadium eksploatacji, tj. dla budowli zamkniętej.

Według postanowień normy [8] odkształcenia konstrukcji od wpływu temperatury i skurczu betonu w budowlach na wolnym powietrzu należy obliczać jako odpowiadające ochłodzeniu i ogrzaniu o 20°C , natomiast w budynkach osłoniętych jako odpowiadające ochłodzeniu i ogrzaniu o 10°C . Wartość współczynnika odkształcalności termicznej betonu można przyjmować równą $\alpha_t = 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$.

(*) - Politechnika Białostocka

Zgodnie z wytycznymi normy [9] obciążenie elementów przekrycia temperaturą należy rozpatrzyć jako różnicę Δt w $^{\circ}\text{C}$, między średnią temperaturą konstrukcji $\bar{\vartheta}$ w porze letniej i zimowej, a temperaturą scalenia t_o , wg wzoru (1)

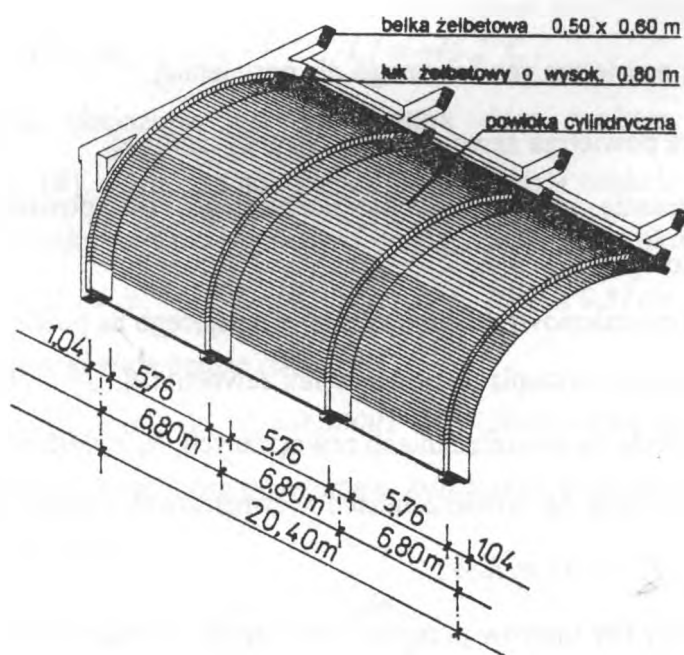
$$\Delta t = \bar{\vartheta} - t_o \quad (1)$$

Rzeczywistą temperaturę scalenia, odpowiadającą dacie scalenia konstrukcji, należy przyjmować zgodnie z danymi pomiarowymi Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej. Dla konstrukcji monolitycznych o długim okresie dojrzewania betonu temperaturę scalenia przyjmuje się $t_o = +10^{\circ}\text{C}$. Średnią temperaturę konstrukcji $\bar{\vartheta}$ określa się odmiennie dla pory letniej i zimowej. W porze letniej uwzględnić należy również ewentualne osłonięcie elementu przed działaniem promieniowania słonecznego. W każdym przypadku istotne jest czy obiekt jest budowlą o konstrukcji otwartej czy zamkniętej.

Analiza różnorodnego wpływu obciążenia konstrukcji temperaturą, w zależności od technologii realizacji obiektu, poparta zostanie przykładem liczbowym, obrazującym odkształcenia przekrycia nawy kościoła.

3. Założenia projektowe konstrukcji przekrycia

Przekrycie nawy głównej kościoła zaprojektowano, wg [3] w postaci żelbetowej powłoki, opartej na monolitycznych, żelbetowych łukach, usytuowanych w rozstawie co 6,8 m.



Rys. 1. Układ elementów konstrukcyjnych przekrycia

Przekrój łuku ukształtowano w postaci odwróconej litery „T”. W górnej strefie łuk połączono z poziomą belką żelbetową. Dolną półkę tak powstałego przekroju połączono z płytą powłoki. Powierzchnia przekrycia, widoczna od strony kościoła została podzielona pilastrami o wysokości 26 cm i szerokości 104 cm. Elementy konstrukcyjne zostały wykorzystane do ukształtowania detali architektonicznych. Przewidziano wykonanie ocieplenia konstrukcji płytami z wełny mineralnej, układanej warstwami bezpośrednio na górnej powierzchni powłoki. Drewniana więźba dachowa, pokryta blachą miedzianą, ustawiona zostanie na żelbetowym ruszcie, obciążającym dodatkowo konstrukcję łukowo-belkową.

4. Odształcenia termiczne przekrycia w stadium realizacji

Prace budowlane w obiektach sakralnych zwykle są długotrwałe, a realizowane elementy konstrukcyjne są narażone na działanie zmiennej temperatury zewnętrznej, zależnie od zmieniających się pór roku. Stąd niezbędne jest określenie maksymalnych temperatur obciążających konstrukcję w porze letniej i zimowej.

Wartość średnią temperatury, nieosłoniętego przed działaniem promieniowania słonecznego przekrycia żelbetowego, dla pory letniej oblicza się wg wzoru (2)

$$\bar{\vartheta} = t_e + \frac{A \cdot I}{\alpha_e} (R_1 + 0,5R) \cdot k + \psi (a \cdot \xi_1 + \frac{A \cdot a_1}{\alpha_e} \xi_2) \quad (2)$$

a dla pory zimowej ze wzoru (3)

$$\bar{\vartheta}_z = t_e - a \cdot \xi_1 \quad (3)$$

Oznaczenia we wzorach (2) i (3) są następujące:

$t_e = 27^\circ C$ - temperatura powietrza zewnętrznego dla pory letniej,

$t_e = -24^\circ C$ - temperatura powietrza zewnętrznego dla pory zimowej,

A - współczynnik pochłaniania promieniowania słonecznego, dla powierzchni betonu o odcieniu szarym, matowym $A = 0,5$,

I - natężenie całkowitego promieniowania słonecznego działającego na powierzchnię ściany,

α_e - współczynnik przyjmowania ciepła na powierzchni zewnętrznej, $\alpha_e = 20 W/m^2K$,

R_e - opór przyjmowania ciepła na powierzchniach zewnętrznych, $R_e = 0,05 m^2K/W$,

R_1 - opór przyjmowania ciepła na powierzchniach wewnętrznych dachów, przy przepływie ciepła z góry na dół, $R_1 = 0,17 m^2K/W$,

R - opór cieplny przegrody bez oporów przyjmowania ciepła, w analizowanym przypadku wg [10] $R = 0,09 m^2 K/W$,

ψ - współczynnik jednoczesności działania wartości maksymalnych dobowych temperatur powietrza zewnętrznego i promieniowania słonecznego, $\psi = 1,0$,

a - amplituda dobowa wartości chwilowej temperatury powietrza zewnętrznego, $a = 8^{\circ}C$,

ξ_1 - współczynnik redukcji amplitudy dobowej różnicy temperatur przy dwustronnym napływie ciepła, $\xi_1 = 0,80$,

ξ_2 - współczynnik redukcji amplitudy dobowej różnicy temperatur przy jednostronnym napływie ciepła, $\xi_2 = 0,45$,

a_t - różnica między wartością maksymalną dobową promieniowania słonecznego całkowitego a wartością średnią dobową, dla powierzchni poziomej $a_t = 564 W/m^2$.

W analizowanym przykładzie, korzystając z normowych wzorów (2) i (3), otrzymano wartości charakterystyczne temperatury w okresie letnim i zimowym

$$\bar{\vartheta}_1 = +46^{\circ}C \text{ i } \bar{\vartheta}_z = -32^{\circ}C,$$

oraz różnice temperatur

$$\Delta t_1 = +46^{\circ}C - 10,0^{\circ}C = +36^{\circ}C,$$

$$\Delta t_z = -32^{\circ}C - 10,0^{\circ}C = -42^{\circ}C.$$

Wartości obliczeniowe obciążenia temperaturą otrzymuje się przyjmując współczynnik $\gamma_f = 1,1$:

$$\Delta t_1^o = \Delta t_1 \cdot \gamma_f = +36^{\circ}C \cdot 1,1 = +39,6^{\circ}C,$$

$$\Delta t_z^o = \Delta t_z \cdot \gamma_f = -42^{\circ}C \cdot 1,1 = -46,2^{\circ}C.$$

Konstrukcja przekrycia obciążona jest temperaturą dużo większą niż przyjmowana standardowo w normie [8], gdzie granica zmian dla ogrzania i ochłodzenia wynosi $20^{\circ}C$.

Przyrost długości odcinka powłoki segmentu I o długości $20,4 m$ w okresie letnim wyniesie

$$+\Delta L_1 = \alpha_t \cdot \Delta t_1^o \cdot L = 0,00001 \cdot 39,6 \cdot 2040 = 0,81 cm,$$

a skrócenie odcinka powłoki zimą będzie równe

$$-\Delta L_z = \alpha_t \cdot \Delta t_z^o \cdot L = 0,00001 \cdot 46,2 \cdot 2040 = 0,94 cm.$$

Ponieważ przeciwdziałanie siłom, które powstaną w konstrukcji o bardzo dużej sztywności nie jest możliwe dla odkształcenia

$$\Delta L = 0,81 + 0,94 = 1,75 cm,$$

konstrukcję należy realizować etapowo, sukcesywnie wraz z powłoką wznosząc więźbę i pokrycie dachu. Wartość średnią temperatury dla pory letniej, przekrycia żelbetowego osłoniętego przed działaniem promieniowania słonecznego, oblicza się wg wzoru (4)

$$\bar{\vartheta}_l = t_e + a \cdot \xi_1 \quad (4)$$

W analizowanym przykładzie wartość średnia temperatury zmniejszy się do

$$\bar{\vartheta}_l = t_e + a \cdot \xi_1 = 27 + 8 \cdot 0,8 = 33,4^\circ C,$$

a wartość obliczeniowa wynosić będzie

$$\bar{\vartheta}_l = 1,1 \cdot 33,4 = 36,7^\circ C < 46 \cdot 1,1 = 50,6^\circ C$$

i jest niższa niż w stanie nieosłoniętym.

Poprawne wykonanie konstrukcji przekrycia wymaga jednak zapewnienia w trakcie realizacji obiektu, warunków termicznych odpowiadających budowli o konstrukcji zamkniętej.

5. Odształcenia termiczne przekrycia w stadium użytkowania

W stadium użytkowania konstrukcja przekrycia zostanie ocieplona warstwą wełny mineralnej o grubości 10cm, co wpłynie na zwiększenie termoizolacyjności przegrody [10]. Ustawienie nad powłoką żelbetową, drewnianej więźby dachowej wyeliminuje możliwość bezpośredniego nasłonecznienia.

Wartość średnią temperatury dla budowli zamkniętej, osłoniętej przed działaniem promieniowania słonecznego, dla pory letniej oblicza się wg wzoru (5)

$$\bar{\vartheta}_l = t_i + (t_e - t_i)(R_i + 0,5R) \cdot k + a \cdot \xi_2 \quad (5)$$

a dla pory zimowej ze wzoru (6)

$$\bar{\vartheta}_z = t_i + (t_e - t_i)(R_i + 0,5R) \cdot k - a \cdot \xi_2 \quad (6)$$

Oznaczenia we wzorach (5) i (6) są następujące:

t_i - temperatura powietrza wewnętrznego dla pory letniej, $t_i = 30^\circ C$,

t_i - temperatura powietrza wewnętrznego dla pory zimowej, wg [6] lub [7] $t_i = 12^\circ C$,

R - opór cieplny przegrody bez oporów przejmowania ciepła, wg [10] $R = 2,09 m^2K/W$,

$\xi_1 = 0,1$, $\xi_2 = 0,05$,

pozostałe wartości są analogiczne do przyjętych w rozdziale 5.

Charakterystyczne wartości temperatury w okresie letnim i zimowym dla budowli zamkniętej otrzymano ze wzorów (5) i (6)

$$\bar{\vartheta}_l = +28,9^\circ C \text{ i } \bar{\vartheta}_z = -6,9^\circ C,$$

oraz różnice temperatur ze wzoru (1)

$$\Delta t_1 = +28,9^\circ C - 10,0^\circ C = +18,9^\circ C,$$

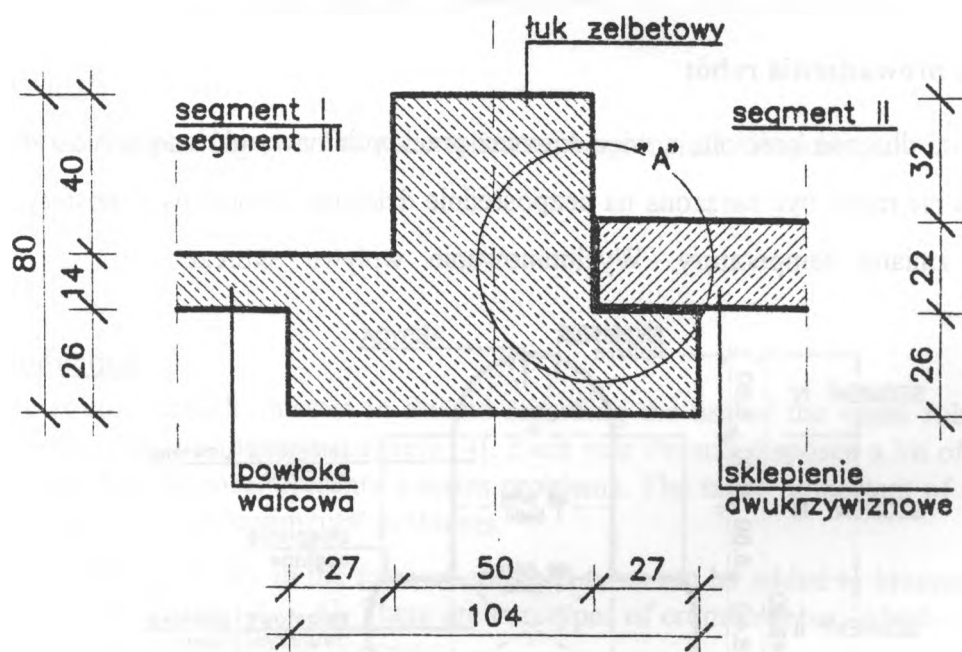
$$\Delta t_2 = -6,9^\circ C - 10,0^\circ C = -16,9^\circ C.$$

Wartości obliczeniowe obciążenia temperaturą otrzymuje się przyjmując współczynnik $\gamma_f = 1,1$.

$$\Delta t_1^o = \Delta t_1 \cdot \gamma_f = +18,9^\circ C \cdot 1,1 = +20,8^\circ C,$$

$$\Delta t_2^o = \Delta t_2 \cdot \gamma_f = -16,9^\circ C \cdot 1,1 = -18,6^\circ C.$$

Zgodnie z normą [9], w stadium użytkowym po ociepleniu powłoki, konstrukcja przekrycia obciążona jest temperaturą zbliżoną do wartości określonych w normie [8] dla budowli nieosłoniętej, gdzie granica zmian dla ogrzania i ochłodzenia wynosi $20^\circ C$.



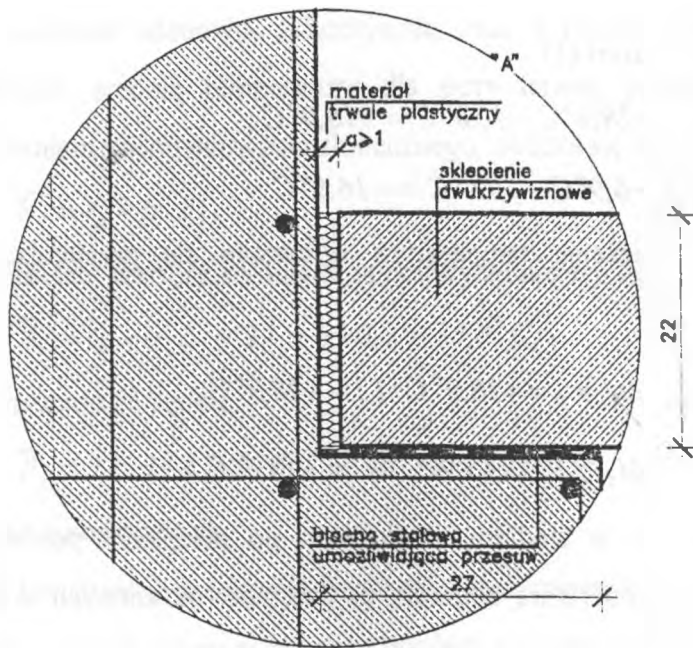
Rys. 2. Połączenie elementów konstrukcyjnych przekrycia

Przyrost długości odcinka powłoki segmentu I o długości 20,4 m w okresie letnim, przy obustronnym zdylatowaniu powłoki od pozostałych elementów konstrukcyjnych, wyniesie

$$+\Delta L_1 = 0,5\alpha_1 \cdot \Delta t_1 \cdot L = 0,5 \cdot 0,00001 \cdot 20,8 \cdot 2040 = 0,21 \text{ cm}$$

a skrócenie odcinka powłoki zimą będzie równe

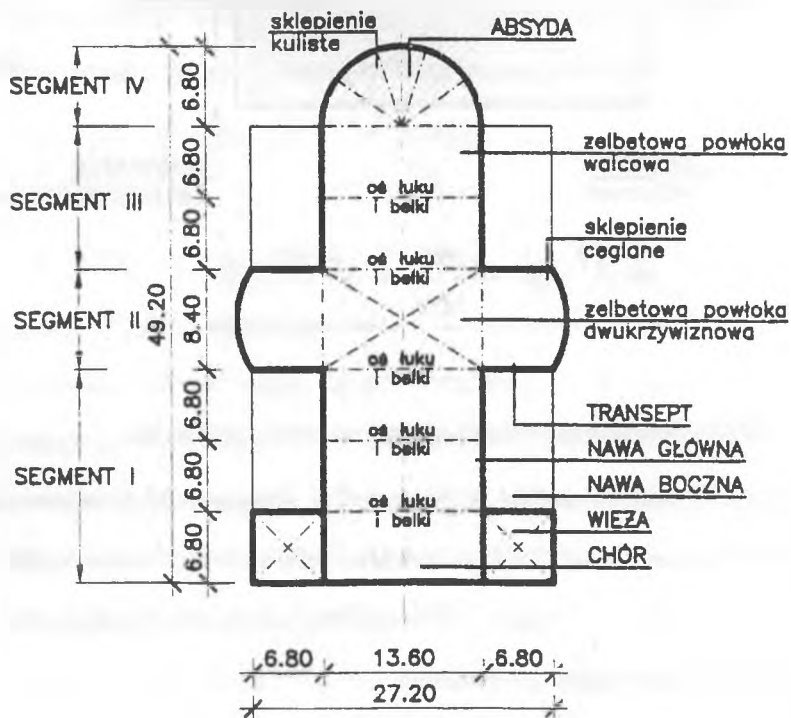
$$-\Delta L_2 = 0,5\alpha_1 \cdot \Delta t_2 \cdot L = 0,5 \cdot 0,00001 \cdot 18,6 \cdot 2040 = 0,19 \text{ cm}.$$



Rys. 3. Szczegół „A”. Szczelina dylatacyjna

6. Technologia prowadzenia robót

Całkowita długość kościoła, a więc również przekrycia nawy głównej wynosi 49,2 m. Płyta sklepienia nie może być narażona na bezpośrednie działanie czynników atmosferycznych powodujących zmiany temperatury. Wyeliminowanie wpływu skurczu



Rys. 4. Schemat kolejności realizowania robót

betonu oraz rozszerzalności termicznej może być zrealizowane poprzez odpowiednią kolejność prowadzenia prac betonowych. Przekrycie należy realizować sukcesywnie, w sposób umożliwiający wznoszenie wraz z powłoką więźby, warstw ocieplających i pokrycia dachu.

Betonowanie sklepienia należy rozpocząć od części I, skrajnej. Równocześnie roboty mogą być prowadzone w części III, tj. między transeptami a scholą. W kolejnych etapach należy zabetonować sklepienie nawy głównej w części II, środkowej, pomiędzy transeptami. Niezbędne jest umożliwienie przesuwu względem siebie elementów konstrukcyjnych w sąsiednich segmentach, poprzez wykonanie dylatacji. Prace zakończy wykonanie półkolistej czaszy nad scholą.

Ze względu na etapową realizację przekrycia, ocieplenie powłoki wełną mineralną i użytkowanie obiektu w temperaturze zbliżonej do stałej, odkształcenia w fazie użytkowej będą nieznaczne. Zaistniałe wydłużenia liniowe elementów żelbetowych, o wartościach określonych na podstawie zrealizowanych obliczeń zostaną rozproszone w postaci zarysowań mikrostrukturalnych [5], dopuszczalnych postanowieniami normy [8].

7. Wnioski

W wyniku przeprowadzonej analizy obciążenia temperaturą stwierdzono, że spełnienie jedynie wymagań określonych w normie [8], może prowadzić do wystąpienia stanu zarysowań w elementach konstrukcyjnych, narażonych na bezpośrednie nasłonecznienie. Wytyczne obciążenia temperaturą zawarte w normie [9] są ostrzejsze i powinny być uwzględnione w fazie projektowania.

W przypadku konstrukcji powłokowych szczególnie istotne są warunki obciążenia temperaturą w okresie, kiedy obiekt jest budowlą otwartą, latem narażoną na bezpośrednie działanie promieni słonecznych, a zimą poddaną działaniu ujemnej temperatury zewnętrznej. Odkształcenia elementów wywołane wpływami termicznymi, mogą być w znacznym stopniu ograniczone, w efekcie właściwie dobranej technologii i kolejności robót betonowych oraz poprzez zastosowanie przerw dylatacyjnych, umożliwiających kompensację powstałych odkształceń termicznych.

LITERATURA

1. **Kobiak J., Stachurski W.:** Konstrukcje żelbetowe. Arkady, Warszawa 1991.
2. **Kobiak J.:** Błędy w konstrukcjach żelbetowych. Arkady, Warszawa 1971.
3. **Krentowski J., Tribillo R.:** Wybrane problemy projektowania i realizacji przekrycia nawy kościoła. Konferencja Naukowo-Techniczna Politechniki Białostockiej, Białystok 1996.
4. **Makułski W.:** Analiza charakterystycznych katastrof i awarii budowlanych w latach 1961-1967. Wydawnictwo Katalogów i Cenników, Warszawa 1970.
5. **Neville A.M.:** Właściwości betonu. Arkady, Warszawa 1977.
6. PN-82/B-02402: Ogrzewnictwo. Temperatury ogrzewanych pomieszczeń w budynkach.
7. PN-82/B-02403: Ogrzewnictwo. Temperatury obliczeniowe zewnętrzne.
8. PN-84/B-03264: Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
9. PN-86/B002015: Obciążenia budowli. Obciążenie zmienne środowiskowe. Obciążenie temperaturą.
10. PN-90/B-02020: Ochrona cieplna budynków. Wymagania i obliczenia.

THE MINIMIZATION OF THE THERMAL DEFORMATION OF REINFORCED CONCRETE SHELL COVER

Summary

The paper presents the influence of the temperature load on strain limit state of reinforced concrete cylindrical shell, which is the cover of church nave. The authors made a thorough analysis of influence of outdoor temperatures differences in realization and exploitation phase of structures on deformation quantity of cover elements. The computational example shows the extensions values of concrete shell which is almost 50 m long and was subjected to changeable field of outdoor temperatures. The prescriptions which concern the extension of building work and take into account the favourable conditions of temperature difference in realization and exploitation phase, have been presented. The conclusions concern the way of heat insulating protection of structural elements which have big surface and are subjected to influence of changeable outdoor temperatures.

Fatigue properties of asphalt rubber concrete

Piotr Radziszewski, Ph. D., Technical University of Białystok, Poland

Abstract

The paper presents the fatigue results of asphalt concrete with modified bitumen by crumb rubber from whole tires.

The old rubber from used tires is waste material with problems, including protection of environmental conditions. One of the way how to remove the waste - rubber is his utilizing in the road building materials, in particular, in bituminous mixtures.

Results of the laboratory tests indicate improved modified asphalt concrete properties as compared to the standard asphalt concrete. It was proved that scrap rubber binder modification increases 10 -15 times asphalt concrete fatigue life.

Keywords

Rubberized asphalt binder, fatigue, asphalt rubber concrete, fatigue

Introduction

There is considerable interest in Poland regarding the use of the waste rubber to improve the performance of asphalt concrete [4]. Each year Poland disposes a lot of passanger and truck tires. Tire disposal presents a series problems. The most important of them there are potential helth and environmental problems.

Waste rubber generally in the form of crumbed tyres can be added to bitumen and is a cheap source of elastomer [2, 3, 4]. There are two types of crumb rubber, which can be used as an additive in modified asphalt concrete:

- 1) rubber from tire buffings,
- 2) rubber from whole tires.

Rubber from tire buffings is from tread of the used tire, obtained by peeling its from the used suitable for recapping. This material after gringing to suitable mesh sizes, is free of steel and fabric and more uniform product then rubber processed from the whole used tires.

Crumb rubber from the whole tires is produced from the whole used tires with mechanical granulation equipment at ambient or at very low temperatures. The steel is removed by magnetic separation and the free fabric removed by an air vacuum system [6].

In this project crumb rubber from whole tires was used for modification of the bitumen D-70. There were applied two types of the crumb rubber, fine - grained and coarse - grained

rubbers. The paper presents a comparative analysis of the fatigue characteristics of the conventional asphalt and rubber modified concrete.

Experimentation

Crumb rubber from whole tires was used and blended with bitumen D-70, produced in the Gdańsk Refinery in Poland. Optimum of blending times and temperatures were reached when the desired blend properties of softening point, penetration and viscosity became constant due to good additive dispersion. Homogeneity was monitored visually, too. The dispersion of the blend was checked by using a microscope to examine thin films. The rubberized bitumens used in this project were the blend of :

- 15 percent, by weight, fine-grained rubber (recycled tire rubber) and 85 percent bitumen D-70,
- 17 percent, by weight, coarse-grained rubber, 3 percent oil and 80 percent bitumen D-70. The procedures used for preparing the rubberized bitumens are given in Table 1 and Table 2.

Table 1. Production procedures of the rubberized bitumens with fine - grained rubber

Blending time [hour]	Material	Blending temperature [°C]	Softening point [°C]	Penetration [dmm]	Penetration index
High shear-0.3 Low shear- 1.0-3.0 4.0	Pure bitumen D-70	160	49.2	66.3	- 0.72
	Bitumen+rubber	203	62.8	42.7	1.19
	Bitumen+rubber	203	57.5	61.3	1.05
	Bitumen+rubber				

Table 2. Production procedures of the rubberized bitumens with coarse - grained rubber

Blending time [hour]	Material	Blending temperature [°C]	Softening point [°C]	Penetration [dmm]	Penetration index
High shear - 0.3 Low shear - 1 ÷ 3 4 5 ÷ 7 8	Pure bitumen D-70	160	49.2	66.3	- 0.72
	Bitumen+rubber	205	63.4	47.3	1.55
	Bitumen+rubber	203	61.0	71.7	2.23
	Bitumen+rubber				
	Bitumen+rubber	204	57.4	79.3	1.78
	Bitumen+rubber				

The mineral gradation shown in the Table 3 was used for all specimens of the modified and conventional mixes. This gradation is suitable the standard specification for dense - graded hot mix asphalt concrete for heavy traffic. All crushed granite and gravel materials were sived to consistently achieved the design gradation.

Table 3. Mineral aggregate of the asphalt concrete used in the research work

Sort of aggregate	Material content [%]
Limestone filler	15.9
Crushed granite 11/16	26.4
Crushed granite 6/11	15.2
Crushed granite 2/6	27.9
Crushed sand	9.3
Natural river sand	5.3
Sieve size [mm]	Percent passing by mass
16	100
11	84.50
6	58.60
2	39.76
0.500	22.02
0.180	11.03
0.063	6.87

Specimen preparation

The modified bitumens with aggregate were mixed using the same equipment and methods used for conventional mixtures at the appropriate mixing temperatures.

From the BTDC (Bitumen Test Data Chart) plot of the viscosity - temperature relation for each bitumen used in this project, the mixing and compaction temperature were selected. The used temperatures in the specimen preparation are shown in the Table 4.

Table 4. Mixing and compaction temperatures of the asphalt concretes

Bitumen	Mixing temperature [°C]	Compaction temperature [°C]
Conventional asphalt concrete (bitumen D-70)	145	125
Rubber modified asphalt concrete with coarse - grained rubber	180	150
Rubber modified asphalt concrete with fine - grained rubber	180	150

Immediately after each batch was mixed, it was placed in a 135 °C oven for four hours for short term aging. Then asphalt mixture were taken from the short term aging oven to the

compaction oven, and were left at the compaction temperature for 60 minutes before compaction. The compaction of this mixes went in two stages:

- First compaction with a vibrating compactor consisting of a 10x15 cm vibrating steel-plate;
- Secondly rolling wheel compaction with a single steel wheel roller (weight 165 kg) with a diameter of 0.5 meter and a width of 0.6 meter.

The total mix weight was placed in the mould in one charge and then compacted with the vibratory compactor. The steel-platen of the compactor was moved along and transversely of the slab. After this vibratory compaction the steel wheel compactor was used and repeatedly passed over the mould until the mix was compacted to the level at the top of the mould.

All samples were sawn from slabs to the dimension of 450x50x50 mm.

Equipment and procedures

The flexural beam fatigue test was performed using the machine for the controlled strain testing. The mechanical scheme of the four-point dynamic bending test is given in Fig.1. The beam was placed in the loading system and was supported in four places by rollers which fit into the grooves of the clamps. The clamps were glued with bitumen. These rollers were situated above and below the beam which allowed for free rotation and translation at all loading and reaction points due to bending of the beam. The spacing of the loading and reaction points is depicted in Fig. 1. The lower centre-bearing rollers form the bending bed. This bending bed is connected to another plate located above the two top rollers. The hydraulic jack under the bending bed allowed for the vertical movement of the centre-bearing with the result of bending the beam.

All data have been acquired electronically and all the calculations have been performed by the computer.

The used test circumstance were:

- temperature $T = 10^{\circ}\text{C}$,
- frequency $f = 9.8 \text{ Hz}$,
- type of signal - haversine.

The fatigue test results

Fatigue has been defined as: the phenomenon of fracture under repeated or fluctuating stress having a maximum value less than the tensile strength of the material [1,5].

Under traffic loading the layers of flexible pavement structure are subjected to continuous flexing with the tensile strains of the order of $30\text{-}200 \cdot 10^{-6}$ for a standard wheel load. The fatigue failure is associated with material changes that lead to formation of macroscopic cracks and subsequent structural instability. The occurrence of fatigue failure is a result of two processes: damage initiation and damage growth.

For each specimen the following magnitudes have been calculated:

- ξ_0 - initial strain [$\mu\text{m/m}$],
- N_0 - number of load cycles at E_0 ,
- E_0 - dynamic stiffness for calculation of N_f [MPa],
- N_f - number of load cycles at $E_f = 1/2 \cdot E_0$ (fatigue life),

- E_f - half of the dynamic stiffness E_0 [MPa],
- E_{dyn} - complex dynamic stiffness [MPa],
- W_f - sum of energy dissipated by the sample until N_f , calculated by the formula:

$$W_{dis} = \pi * \xi^2 * E_{dyn} * \sin \varphi \quad [MJ/m^3] \quad (1)$$

where:

ξ - tensile strain [$\mu m/m$],

φ - material phase angle.

The results from the experiment were used to calculate the fatigue relations. The majority of fatigue investigations to date suggest the response of asphalt concrete to repetitive loading can be defined by relationship of the form [5]:

$$N_f = a * \left(\frac{1}{\xi} \right)^b \quad (2)$$

where:

ξ - magnitude of tensile strain repeatedly applied,

a, b - material coefficients,

N_f - number of applications to failure.

So that, the following fatigue relations have been composed:

$N_f - \xi_0$ relations,

$N_f - W_f$ relations.

For each mix an $N_f - \xi_0$ relation of the following form was derived by linear regression:

$$\log N_f = a_1 + b_1 * \log \xi_0 \quad (3)$$

The applicable models are as follows:

conventional asphalt concrete $N_f = 8.128 * 10^{16} * \xi_0^{-5.00} \quad R^2 = 0.98 \quad (4)$

fine - grained rubber modified asphalt concrete $N_f = 5.370 * 10^{19} * \xi_0^{-5.66} \quad R^2 = 0.84 \quad (5)$

coarse - grained rubber modified asphalt concrete $N_f = 1.445 * 10^{18} * \xi_0^{-5.00} \quad R^2 = 0.99 \quad (6)$

To give better overview of the mixes the regression lines have been drawn in figure together. The derived $N_f - \xi_0$ relations are drawn in Fig 2.

Inspection of this figure indicate what appears to be relatively consistent linear relationships between log initial applied strains and log repetitions ($R^2 = 0.84 - 0.99$), as expected. From Fig. 2 it appears that the lines of the fatigue lives for the conventional asphalt concrete and coarse - grained rubber modified asphalt concretes are approximately paralel. There is diffe-
 rence in the slope of the fine - grined rubber asphalt concrete strain - life line.

Generally, it can be said that modified mixes obtain better fatigue properties compared to the standard mix. A comperison of the average test results for each section of the modification ($\xi_0 = 300 \mu m/m$) would indicate the following ranking for resistance to fatigue:

- conventional asphalt concrete - 1.0
- fine - grained rubber modified asphalt concrete - 15.3,
- coarse - grained rubber modified asphalt concrete - 17.8

As well, use was made of the formula:

$$\log W_f = a_2 + b_2 * \log \xi_0 \quad (7)$$

A regression models fitted to the research mix fatigue data are as follows:

conventional asphalt concrete $N_f = 0.055 * W_f^{0.60} \quad R^2 = 0.99 \quad (8)$

fine - grained rubber modified asphalt concrete $N_f = 0.031 * W_f^{0.71} \quad R^2 = 0.98 \quad (9)$

coarse - grained rubber modified asphalt concrete $N_f = 0.031 * W_f^{0.71} \quad R^2 = 0.98 \quad (10)$

For all asphalt - aggregate mixes, laboratory fatigue life versus tensile strain and cumulative dissipated energy to failure regression model of the following form was determined:

$$N_f = 320 * 10^4 * W^{1.09} * \xi^{1.43} \quad R^2 = 0.98 \quad (11)$$

Regression results indicate that the fatigue life, tensile strain and cumulative dissipated energy to failure have a strong relationship (high coefficient of determination).

The effects of modifiers on cumulative dissipated energy are similar to those observed for fatigue life. It seems important to indicate that the energy approach is relatively simplistic but appears to have a significant promise, and is conceptually appealing from a fundamental material behavior standpoint.

Conclusions

From the laboratory and analytical study of the fatigue properties of the modified asphalt concrete, following conclusion can be made:

- For conventional and modified mixes fatigue life increased with decreasing stiffness in the controlled strain mode of loading used in this study.
- Incorporation of modifiers to the bitumen D-70 give asphalt concrete pavement better fatigue properties compared to the standard mix pavement. The modified mixes are more resistant to fatigue cracking. The results show much greater increase in fatigue life of coarse grained crumb rubber modified asphalt concrete.
- The energy approach to fatigue study has a significant promise from a material behaviour standpoint view.

References

1. Brown S.,: The Shell Bitumen Handbook, Shell Bitumen U. K., 1990.
2. Judycki J.: Road Bitumens and Asphalt Mixtures Modified With Elastomers (in Polish), Zeszyty Naukowe Politechniki Gdańskiej, No 45, Gdańsk 1991.
3. Kalabińska M., Piłat J.: Rheological Properties of Bitumens and Bituminous Mixtures, Oficyna Wydawnicza Politechnik Warszawskiej, Warszawa 1993.
4. Radziszewski P., Kalabińska M., Piłat J.: Bitumen Modification with crumb Rubber used Tires, The Eleventh International Conference On Solid Waste Technology and Management, Philadelphia 1995.
5. Rao Tangella S.C.S., ed.: Summary Report on Fatigue Response of Asphalt Mixtures, University of California, Berkeley 1990.
6. Takallou H.B., ed.: Advances in Technology of Asphalt Paving Materials Containing Used Tire Rubber, Transportation Research Board, Washington 1992.

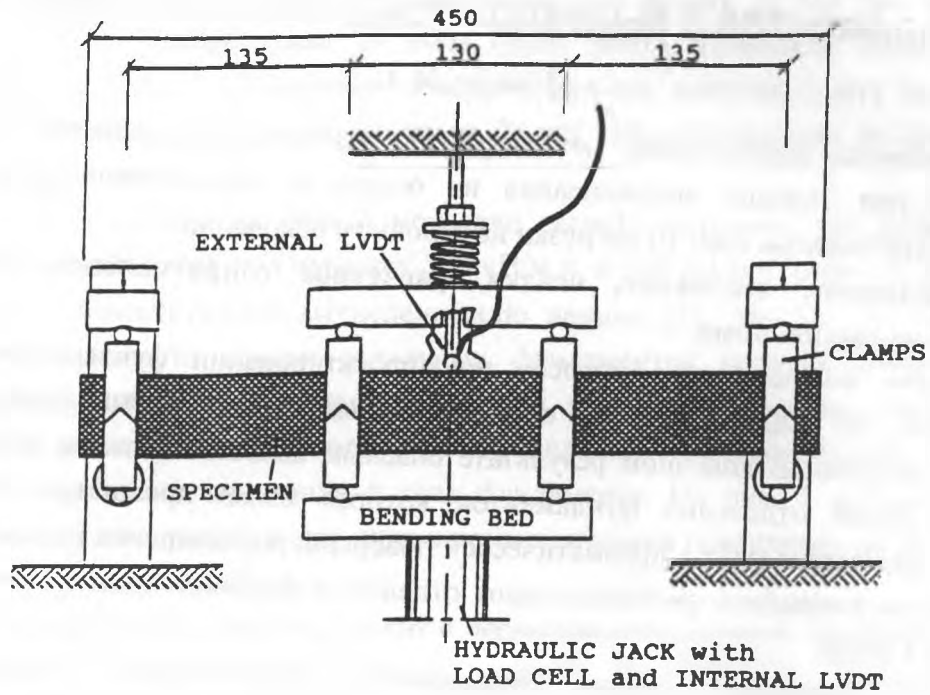


Fig. 1. Four point bending test set-up

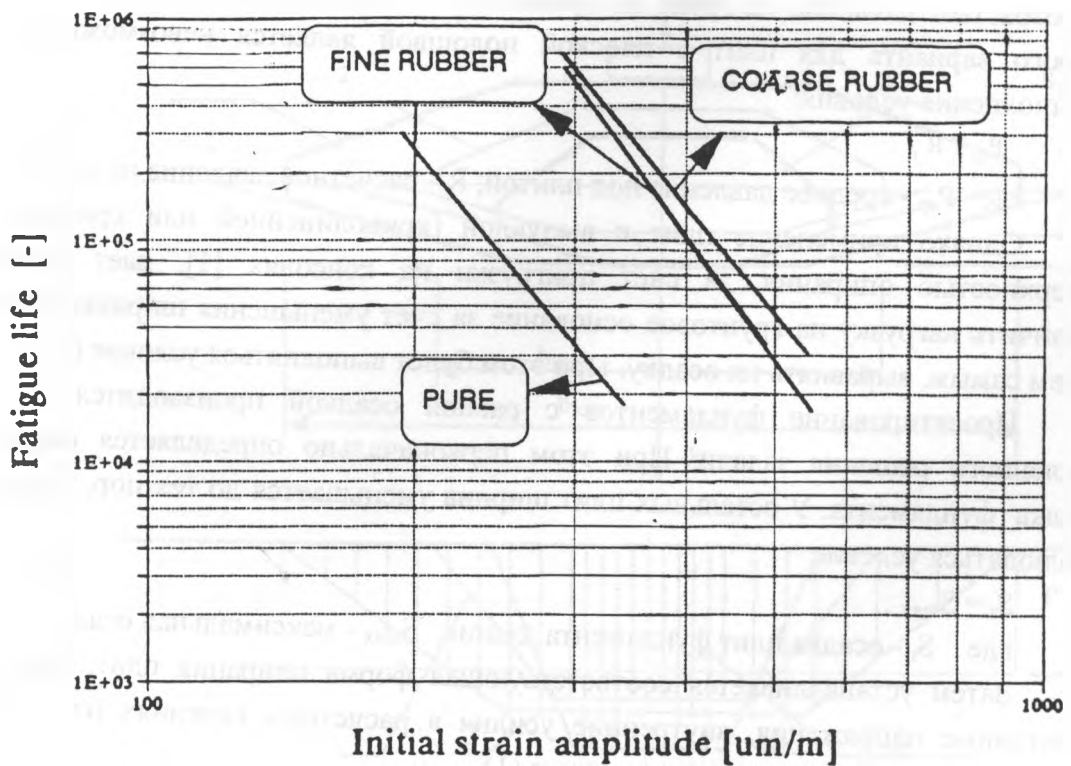


Fig. 2. Regression lines for tested mixes

ПРАКТИЧЕСКИЙ МЕТОД ВЫРАВНИВАНИЯ ОСАДОК ЛЕНТОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ С ВЫПУКЛОЙ ПОВЕРХНОСТЬЮ ОПИРАНИЯ

Грицук М. С.

Излагается практический метод расчета ленточных фундаментов с выпуклой подошвой при условии выравнивания их осадок с использованием графических зависимостей ширины плит от нагрузки на условном основании.

Фундамент, основание, осадка, расчетное сопротивление, реактивное давление, выравнивание.

Одним из основных вопросов при проектировании фундаментов является определение их осадки, и чтобы они не превышали допускаемых строительными нормами величин. В конечном результате опасным является большая относительная разность осадок отдельных фундаментов, которая может привести к разрушению здания. Применение плит с призматической поверхностью опирания [1] дает не только возможность уменьшить разность осадок отдельных фундаментов, но и теоретически свести их к нулю.

Чтобы выравнивать осадку фундаментов разной ширины, необходимо для широких плит ее уменьшить или для более узких ее увеличить. В первом случае будет значительный перерасход материалов. Чтобы увеличить осадку более узких плит, необходимо уменьшить их ширину. Это приведет к уменьшению расхода материалов, но возрастает давление на грунт по сравнению с расчетным. Поэтому использование второго варианта для плит с плоской подошвой является невозможным в виду невыполнения условия:

$$P_{cp} \leq R, \quad (1)$$

где P_{cp} - среднее давление под плитой; R - расчетное давление на грунт.

Однако применение плит с выпуклой (криволинейной или призматической) поверхностью опирания, за счет пригрузки на консолях [1], дает возможность увеличить нагрузку на грунтовое основание за счет уменьшения ширины их подошвы и, тем самым, выравнивать их осадку. При этом будет выполняться условие (1).

Проектирование фундаментов с равной осадкой производится по данным численного решения задачи. При этом первоначально определяется максимальная осадка фундамента. У остальных плит ширина уменьшается до тех пор, пока не будет соблюдаться условие

$$S_i = S_{max}, \quad (2)$$

где S_i - осадка плит фундамента здания; S_{max} - максимальная осадка.

Затем устанавливается соответствующая форма опирания плит, определяются реактивные напряжения, внутренние усилия в расчетных сечениях плит, расчетное давление на грунт и проверяется условие (1).

Численные решения показали, что для грунтового основания с $R=0.15$ МПа при нагрузке 500 кН/м.п. по данным [2] необходимая ширина фундамента 3.2 м. Под нагрузку 240 кН/м.п. - 1.6 м. При этом их осадки соответственно равны 32 мм и

18 мм. Чтобы увеличить осадку второго фундамента необходимо уменьшить его ширину. По расчетным данным установлено, что осадку 32 мм при нагрузке 240 кН/м.п. и модуле деформации 20 МПа будет иметь фундамент шириной 0.85 м. Увеличивая ширину до ближайшего типового размера, получим плиту марки ФЛп 10. Ее осадка при нагрузке 240 кН/м.п. равна 29 мм. При этом высота подъема консолей плиты равна 22 мм.

Таким образом, по данной методике расчета получаем, что разность осадок отдельных фундаментов под нагрузку 500 кН/м.п. и 240 кН/м.п. равна $S_n = S_{max} - S_i = 32 - 29 = 3$ мм, а разность осадок, вычисленных по данным [2], $\Delta S = 32 - 18 = 14$ мм. Кроме уменьшения разности осадок отдельных фундаментов получен соответствующий экономический эффект. Так, вместо плиты ФЛп 16 применена плита ФЛп 10. Дальнейшее решение задачи сводится к определению напряженно-деформированного состояния грунтового основания и тела фундамента. На рис. 1 показаны осадка и эпюры реактивного давления для плит с призматической поверхностью опирания: ФЛп 16 (1), ФЛп 32 (2) и ФЛп 10 (3).

Проведенные исследования плит с переменным подъемом консолей в диапазоне нагрузок, которые вызывают среднее давление до 1.2 МПа, дали возможность установить закономерности по выравниванию осадок отдельных фундаментов с соответствующей экономической эффективностью. При этом расчет фундаментов с равной осадкой производится в следующем порядке:

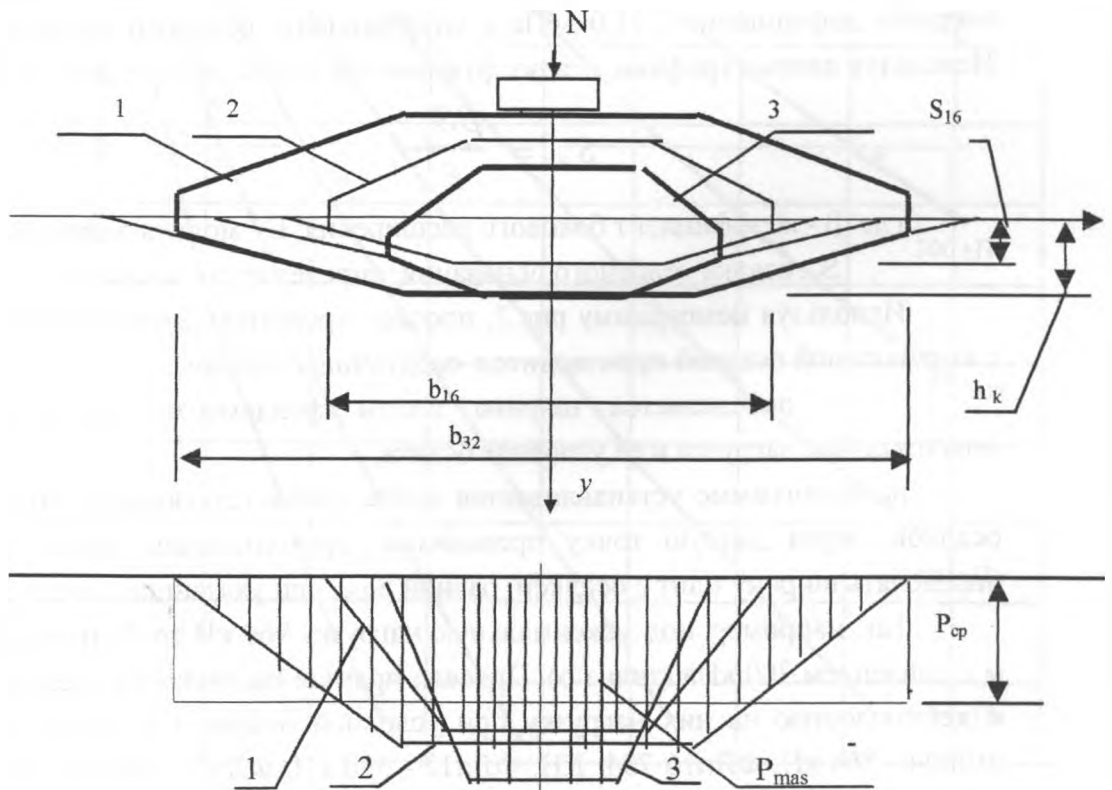


Рис. 1

- определяются марки плит ленточных фундаментов в зависимости от действующей нагрузки и грунтовых условий по существующей методике,
- определяются их осадки и устанавливается плита с максимальной осадкой S_{\max} ,

- во всех остальных плитах уменьшается ширина до тех пор, пока не будет выполняться условие (2);

- полученные размеры плит увеличиваются до ближайшего типового размера, вычисляется их осадка, давление под подошвой и проверяется условие $P_{\max} \leq R_n$, где R_n - расчетное сопротивление грунта под фундаментом с призматической подошвой, которое определяется по следующей формуле [1]

$$R_n = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_v b \gamma_{II} + M_q (P'_{cp} + \gamma'_{II} d_1) + M_c c_{II}], \quad (3)$$

где P'_{cp} - среднее давление на консоли, равное $0.5P_{\max}$, которое для средней части плиты является пригрузкой. Остальные показатели даны в [2].

Если $P_{\max} > R_n$, то увеличивается ширина плит.

Для решения данной задачи составлен алгоритм и рабочая программа, по которой можно определить новые размеры плит ленточных фундаментов с выравненной осадкой. Результаты исследований по указанной программе дали возможность построить графические зависимости между шириной фундамента и его осадкой при различных степенях нагружения для грунтового основания с условным модулем деформации $E_y = 1.0$ МПа и коэффициенте бокового расширения $\beta = 1$ (рис.2). Используя данные графики, осадку фундамента можно определить по формуле

$$S_B = \frac{\beta S_y}{E}, \quad (4)$$

где β - коэффициент бокового расширения; E - модуль деформации основания.

S_y - осадка условного основания, определяемая по рис. 2.

Используя номограмму рис.2, процесс проектирования ленточных фундаментов с выравненной осадкой производится следующим образом:

- определяется ширина плиты фундамента, на которую действует максимальная нагрузка и ее условная осадка;

на номограмме устанавливается точка, соответствующая плите с максимальной осадкой; через данную точку проводится горизонтальная линия, которая и будет определять ширину плит с осадкой, равной S_{\max} при указанном давлении;

Так, например, под максимальную нагрузку 960 кН требуется плита шириной 3,2 м с давлением 300 кПа (точка b). Проведя прямую ba, получим следующие марки плит и действующую на них нагрузку при условной осадке 1.32 м: ФЛп28 - N=924 кН; ФЛп24 - 864 кН; ФЛп16 704 кН; ФЛп12 - 590 кН; ФЛп8 - 450 кН. Однако по данным [2] под нагрузку 440 кН требуется плита ФЛ16 с давлением по подошве 280 Па.

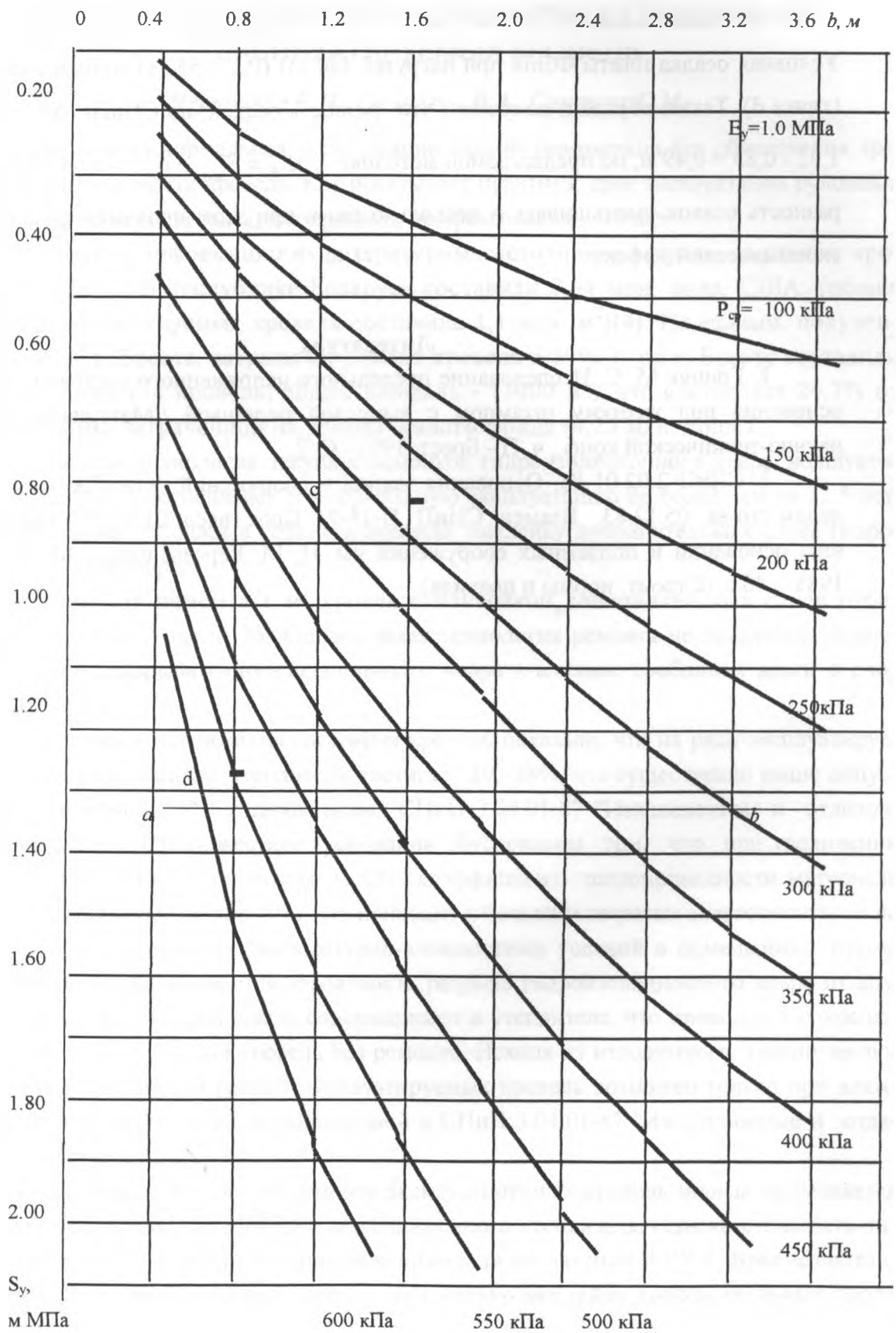


Рис. 2.

Условная осадка для данной плиты по монограмме рис. 2 равна 0,83 м (точка с). Условная осадка плиты ФЛп8 при нагрузке 440 кН ($P_{cp} = 550$ кПа) будет равна 1.28 м (точка d). Таким образом, получили, что разность осадок: по СНиПу $\Delta S = S_{max} - S_i = 1,32 - 0,83 = 0,49$ м; по предлагаемой методике $\Delta S_B = S_{max} - S_i = 1,32 - 1,28 = 0,04$ м, т.е. разность осадок уменьшилась в несколько раз и при этом получили дополнительный экономический эффект.

Литература

1. Грицук М. С. Исследование предельного напряженного состояния грунтового основания под жестким штампом с выпуклой подошвой //Материалы юбилейной научно-технической конф., ч. П - Брест, 1991.- С. 7.
2. СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений. Утв. Гос. ком. СССР по делам стр-ва 05.12.83. Взамен СНиП П-15-74. Срок введ. 01.01.85 / Научн.-исслед. ин-т оснований и подземных сооружений им. Н. М. Герсеванова. - М.: Стройиздат, 1985. - 40 с. (Строит. нормы и правила).

ПУТИ СНИЖЕНИЯ ВЛАЖНОСТИ СЫПУЧИХ УТЕПЛИТЕЛЕЙ ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ КРОВЕЛЬ

Черноиван В.Н., Самкевич В.А., Семенюк С.М.

Длительная нормальная эксплуатация зданий невозможна без обеспечения требуемой долговечности кровель. Как показывает практика, срок эксплуатации рулонных кровель до первого ремонта, как правило, не превышает 8...10 лет.

Согласно информации из литературных источников затраты на ремонт кровель в 1996 г. по Республике Беларусь составили 8,94 млн. долл. США. (общая площадь ремонтируемых кровель составила 1,1 млн. м²)[4]. По данным, полученным в ЖРУ г. Бреста, затраты на ремонт кровель в 1996 г. по г. Бресту составили 105 тыс. долл. (14 кровель, общая площадь - 13000 м²), что составляет 24,7% от общей суммы, затраченной на ремонт жилого фонда (4,25 млн. долл.).

Принятая технология текущих ремонтов гидроизоляционного ковра эксплуатируемых кровель обеспечивает его нормальную эксплуатацию не более чем на 3...5 лет. Эта технология включает в себя, как правило, наклейку дополнительных слоев гидроизоляционного ковра.

Стоимость ремонта 1 м² кровли с наклейкой дополнительных слоев рубероида составляет около 3\$. Однако такая технология ремонта не локализует основную причину разрыва гидроизоляционного ковра - влияние свободной влаги в слое утеплителя.

Натурные исследования состояния кровель показали, что на ряде эксплуатируемых объектов влажность утеплителя достигает 20...28%, что существенно выше допустимых значений 4...5%, установленных СНиП 3.04.01-87 "Изоляционные и отделочные покрытия". Столь жесткие требования обусловлены тем, что при увеличении влажности материала утеплителя на 1% коэффициент теплопроводности материала увеличивается более чем на 10%, что приводит к большим затратам энергоносителей на поддержание нормальных температурно-влажностных условий в помещениях. Кроме того, при этом увеличивается вероятность разрыва гидроизоляционного ковра от воздействия давления паров влаги, содержащейся в утеплителе, что приводит к сокращению сроков эксплуатации кровель без ремонта. Исходя из изложенного, можно заключить, что эффективный ремонт эксплуатируемых кровель возможен только при влажности утеплителя не выше установленной в СНиП 3.04.01-87 "Изоляционные и отделочные покрытия".

В настоящее время при ремонте эксплуатируемых кровель иногда применяется технология с полной заменой сильно увлажненного утеплителя. Однако стоимость такого ремонта 1 м² кровли со сменой утеплителя по данным ЖРУ г. Бреста составляет 30\$. Это почти в 10 раз дороже, чем только наклейка дополнительных слоев рубероида.

На основании выше изложенного можно заключить, что для обеспечения требуемой долговечности эксплуатируемых кровель с утеплителем из сыпучих

материалов необходимо поддерживать их влажность на уровне 5-7%. Одним из основных путей обеспечения требуемой влажности утеплителя эксплуатируемой кровли является его сушка непосредственно на кровле. Учитывая, что за счет солнечной радиации имеет место существенный (до 60°C) нагрев рубероидного ковра, есть возможность выполнять сушку утеплителя без дополнительных затрат энергии.

Проведенные в 1996 г. работы по сушке утеплителя с использованием системы вытяжных труб показали достаточно высокую эффективность такого способа сушки [5]. Однако анализ существующей теории расчета, принятый в строительной теплофизике [6, 7, 8], показывает, что разработать инженерную методику расчета для определения сроков сушки утеплителя с использованием вытяжных труб на сегодня не представляется возможным из-за отсутствия данных основных параметров:

- значения коэффициента воздухопроницаемости для керамзита;
- определения точного влаговыделения из утеплителя при его нагреве и т.д.

В связи с этим в настоящее время начаты поисковые исследования, направленные на снижение влажности утеплителя за счет взаимодействия свободной влаги в утеплителе с химически активными материалами.

Наиболее простым, видимо, является способ поглощения влаги из утеплителя за счет введения в слой керамзита дисперсии гипса. Однако такой метод может оказать воздействие на теплотехнические свойства утеплителя.

Поэтому по итогам анализа литературных источников [1, 2, 3] планируется провести исследования с введением в утеплитель полимерных композиций, которые поглощают влагу. Наиболее перспективными из таких композиций являются полиизоциануретановые пенопласты (ППУ).

Технологический процесс получения указанных марок ППУ сводится к смешиванию двух составов: рабочей смеси А и компонента Б в соотношении применяемой рецептуры. Компонент Б в обоих случаях является одним из основных компонентов рецептуры и представляет собой полиизоцианат марки "Б" (ТУ-6-03-375-75).

При взаимодействии компонентов А и Б происходит химическая реакция с выделением значительного количества тепла и поглощением влаги. Такое течение химической реакции и предполагается использовать для удаления влаги из утеплителя. Так, для пенопласта ППУ-3 объемного веса 40 кг/м³ рекомендуемая рецептура приведена в табл. 1:

Табл. 1 Рекомендуемая рецептура пенопласта ППУ-3 с объемным весом 40 кг/м³ [1]

Компонент	вес. ч.
Полиэфир П-3	100
Изоцианат (ДУДЕГ или ДУДЕГ-2)	По расчету
Эмульгатор (ОП-7 или ОП-10)	1,5
Катализатор (диметилбензиламин)	0,3-0,8
Вода	3,5-4

Кроме того, полученная "пена" позволит частично связать отдельные гранулы керамзита и увеличит прочность сыпучего утеплителя на сжатие.

Литература

1. Воробьев В.А., Андрианов Р.А. "Полимерные теплоизоляционные материалы", М.: Стройиздат, 1972 г., 320 с.
2. "Использование пенопластов в легких конструкциях". Сборник научных трудов. Под ред. д.т.н., А.М. Чистякова, М.: 1985 г. 208 с.
3. Шоболов Н.М. "Современные легкие ограждающие конструкции с высокоэффективными утеплителями для зданий и сооружений различного назначения" /Строительство и архитектура/ Серия "Строительные конструкции и материалы". Вып. 1, М.: 1996 г. 68 с.
4. Беляев Л.И. "Повышение долговечности кровель", Ж-л "Жилищное строительство", 1997 г., №11, стр. 19.
5. Самкевич В.А. "Разработка технологии реабилитации рулонных кровель отапливаемых эксплуатируемых зданий", /Молодежь и научно-технический прогресс/ Сборник материалов научно-технической конференции молодых ученых и специалистов, Брест, 1997 г., стр. 132.
6. Щекин Р.В., Корневский С.М. и др. "Справочник по теплоснабжению и вентиляции", книга вторая: "Вентиляция и кондиционирование воздуха", Киев, "Будивельник", 1976 г., 352 с.
7. Гусев В.М. "Теплоснабжение и вентиляция", изд. 2-е, Л.: Стройиздат, Ленинградское отделение, 1975 г., 232 с.
8. Могилат А.Н., Кривобок Э.Н. "Проектирование теплозащиты покрытий гражданских зданий", Киев, Будивельник", 1982 г., 104 с.

ОСНОВНЫЕ КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ ДОУТЕПЛЕНИЯ СТЕН КАМЕННЫХ ЗДАНИЙ

Черноиван В.Н., Каштанова А.М., Сташевская Н.А.

В настоящее время рост производства во многих отраслях Республики Беларусь связан с эффективным использованием энергоносителей. Одним из путей снижения энергозатрат на эксплуатацию зданий является увеличение термического сопротивления теплопередачи наружных стен. За счет комплекса энергосберегающих мероприятий, проводимых на существующих зданиях при их модернизации, экономия энергоресурсов может составить от 13.8 до 17.8 Гкал в год на одну квартиру, что обеспечивает снижение их расходов в среднем на 45-50% в сравнении с проектными.

Установлено, что в кирпичных зданиях с толщиной стен до 510 мм потери тепла через наружные ограждения значительные, так как сопротивление теплопередачи их составляет от 0.8 до 1.74 м²·°C/Вт, что меньше требуемого сопротивления теплопередачи, которое равно 2 м²·°C/Вт.

В настоящее время проектными институтами выполнены разработки по доутеплению наружных стен каменных зданий в соответствии с действующими нормами [1]. Анализ предлагаемых конструктивных решений позволяет сделать вывод, что одной из перспективных методик термореновации зданий в РБ является методика, получившая в Беларуси название «термошуба».

Такая методика с успехом применяется уже длительное время во многих странах и дает хорошие результаты. Благодаря сплошному слою изоляции по всей поверхности фасада исключается возникновение мостиков холода, что обеспечивает хороший эффект теплоизоляции. В системе «термошуба» основным связующим является портландцемент, качество которого намного улучшено определенными полимерными добавками. Изоляционным материалом является пенополистирол, прикрепляемый к стене клеящим составом «BUMALEP», обладающим очень высокой сцепляемостью и пластмассовыми анкерами. Толщина пенополистирола согласно теплотехническому расчету не превышает 100 мм. Армирующим слоем является сетка из стекловолокна, пропитанная щелочестойким составом, утопленная в клеящем растворе «BUMALEP». Толщина этого слоя составляет около 3 мм. Последним слоем описываемой системы утепления является полимерцементная или акриловая штукатурка «BUMALIT-S» толщиной 1-3 см. Вес 1 м^2 теплоизоляции составит 9-10 кг.

Применение технологии «термошуба» позволяет сократить расходы на отопление в 3.8-4 раза, значительно увеличить срок службы ограждающих конструкций, а также при строительстве новых объектов снизить затраты на материалы, трудозатраты и сроки строительства в 1.5-2 раза. Стоимость 1 м^2 такой тепловой изоляции - 25\$.

Как один из вариантов метода «термошуба» рассматривается также вариант приклеивания и механического крепления к стене теплоизоляционных полужестких минераловатных плит с последующим нанесением по ним полимерцементного покрытия, армированного щелочно-устойчивыми сетками из стекловолокна. В соответствии с требованиями действующих норм и правил пожарной безопасности пенополистирол, как наружный утеплитель, разрешено применять в наружных стенах жилых зданий высотой до 2-х этажей включительно. Использование же минераловатных плит разрешено и в многоэтажных зданиях. При их использовании стоимость 1 м^2 утепленной стены возрастает до 30-40\$ за счет стоимости материала утеплителя.

Научно-исследовательским и проектно-технологическим институтом стройиндустрии (НИПТИС) разработана система утепления ограждающих конструкций существующих зданий методом «на отnose». Сущность метода заключается в наружном утеплении стен с применением эффективного плитного утеплителя (полужесткие минераловатные плиты) с устройством защитного экрана, набираемого из отдельных цементно-песчаных плиток. Данная система позволяет улучшить теплотехнические характеристики ограждающих конструкций существующих зданий, однако же возможность возникновения мостиков холода, большая металлоемкость и тот факт, что масса 1 м^2 конструкции утепления достигает 60 кг, не позволяют широко применять этот метод на практике.

Ещё одним из способов повышения теплозащитных качеств стен является штукатурное теплоизоляционное покрытие. Так, в РБ в строительной фирме «Будтерм» выполняют монолитную полистиролбетонную теплоизоляцию ограждающих конструкций методом торкретирования в соответствии с РСН-74-92. Такое конструктивное решение состоит из теплоизоляционного слоя с армирующей стальной сеткой, закреплённой на стене дюбелями либо анкерами и защитно-декоративного покрытия. Стоимость 1 м^2 полистиролбетонной теплоизоляции равна 61DM.

При возведении новых зданий используется облегченная кладка на гибких связях с утеплителем из пенополистирола или минеральной ваты. Такое конструктивное решение предусматривает одновременное устройство облицовочного слоя из керамического и силикатного камня или кирпича, теплоизоляционного слоя толщиной, определяемой теплотехническим расчетом и внутреннего слоя из керамического кирпича. Облицовочные слои наружных стен независимо от вида теплоизоляционного материала и конструкции стены проектируют типа «экран» с устройством вентилируемой воздушной прослойки толщиной 10-40 мм. В зависимости от проектных решений облицовочные слои наружных стен могут иметь защитно-декоративные покрытия из сложных растворов толщиной 20-25 мм и специальных фасадных красок. Фиксация теплоизоляционного слоя обеспечивается креплением к внутреннему слою с помощью клеевых композиций и с применением специальных фиксаторов. Связи устраивают из стержней пластиковой или металлической арматуры. Внутренний слой наружных стен должен обеспечивать восприятие нагрузок от собственного веса, а также веса теплоизоляционного и облицовочного слоев, и действующих на стены в стадиях возведения и эксплуатации внешних силовых и температурных факторов.

В настоящее время в системе «Облсельстрой» широко используется кладка на гибких связях с теплоизоляционными пенополистирольными плитами. Такое конструктивное решение позволяет обеспечить требуемое сопротивление теплопередачи за счет изменения толщины плитного утеплителя. Технология производства работ при такой кладке связана с определёнными трудностями: фиксация утеплителя в кладке без зазоров между отдельными плитами и отсутствие типовых изделий гибких связей.

Основной задачей по эффективной эксплуатации зданий с доутеплёнными стенами является определение их долговечности.

Литература

1. СНБ 2.01.01.-93. Строительная теплотехника. / Госстрой РБ.-Мн.:1994.
2. Рекомендации по проектированию трехслойных наружных стен со стеклопластиковыми связями.-Мн.:1997.
3. Рекомендации по проектированию трехслойных наружных стен с металлическими связями.-Мн.:1997.
4. Пилипенко В. О. некоторых направлениях энергосбережения при эксплуатации существующего жилого фонда. «Строительная газета», 1996, №2, с.4.

ОПЫТ РЕКОНСТРУКЦИИ ПОЛОВ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ

Юськович Г.И., Юськович В.И., Тимошук В.А.

В Брестском политехническом институте были проведены исследования технического состояния оснований, фундаментов и несущих конструкций ряда промышленных предприятий РБ и России. В частности, Барановичского хлопчатобумажного комбината и завода минеральных удобрений в г. Воскресенске Российской Федерации.

Производство связано с применением агрессивных веществ (кислот и щелочей), которые при разливе вызывают коррозию строительных конструкций и грунтовых оснований. При перемещении средств малой механизации в покрытии пола возникают микротрещины, которые раскрываются в процессе воздействия агрессивной среды. Проникновение ряда кислот и щелочей через микротрещины в грунт привело к изменению его физико-механических свойств не только под основанием пола, но и под подошвой фундаментов. В результате отдельные цеха находились в аварийном состоянии, что наблюдалось по нарастающему увеличению осадок фундаментов и, соответственно, высокой степени раскрытия трещин и деформаций конструкций.

В связи с этим возникла проблема защиты грунтовых оснований, как в условиях реконструкций, так и при возведении предприятий подобного типа.

Предложено использовать отходы производства капролактама промышленных предприятий РБ (Могилевского и Гродненского комбинатов). Отходы в виде органических смол были исследованы в лабораториях БПИ и Могилевского комбината. Регенерация смол при незначительных затратах позволила их эффективное применение в качестве защитного экрана проникновению агрессивных веществ в грунт. Была запроектирована конструкция полов с защитным экраном, который представлял собой пленку из смеси песка-смола толщиной 20...25 мм. С целью предотвращения разрыва пленки по ее поверхности укладывался слой песка высотой до 50 мм. Подготовка под полы выполнялась с использованием жестких бетонных смесей.

Производство работ велось отдельными картами, начиная от возможных мест выгрузки и подачи смеси к месту укладки. Схватывание мастики составляло 10...15 мин. Перемещение рабочих по уложенному слою было исключено в виду нанесения повреждений и высоких адгезионных свойств мастики. Предложенная технология устройства защитного экрана позволила производить последующие строительные работы традиционными методами.

Возможность использования метода весьма широка в связи с высокими адгезионными свойствами предлагаемых мастик на основе смол. Особенно при производстве облицовочных, кровельных, гидроизоляционных и ремонтных работ.

Так как предлагаемые материалы являются отходами производства, то их утилизация и рациональное использование могут дать значительный экономический эффект при реализации конечной продукции.

СВАИ-КОЛОННЫ В ВЫТРАМБОВАННЫХ ВЫЕМКАХ

Юськович Г.И., Юськович В.И., Тимошук В.А., Живаев В.А.

Установка свай-колонн традиционными методами предусматривает производство работ по транспортированию конструкции, их складированию, доставке к месту установки, бурению лидерных скважин, погружению на проектную отметку известными способами.

Возможна установка таких конструкций одновременно с устройством фундаментов, что в значительной степени снижает геометрические размеры конструкции и, соответственно, материальные затраты на их изготовление и погружение.

С этой целью предлагается производить бурение лидерной скважины на величину менее проектной отметки заложения подошвы фундаментов и диаметром, превышающим геометрические размеры поперечного сечения колонны. На образованную скважину устанавливается трамбуемое устройство и в его полость вводится ствол свай-колонны, который погружается до забоя скважины. Трамбовки соответствуют традиционным конструктивным решениям. Однако, погружение свай-колонн с консолями (траверсами) требует применения специальных трамбуемых устройств. В их усовершенствовании затраты минимальны. Применяемая конструкция должна охватывать консоль колонны при подъеме до момента падения.

При этом ствол свай-колонны служит направляющей движению трамбуемого груза. По мере увеличения количества ударов трамбовки размеры выемки приближаются к проектным и, соответственно, повышается плотность грунта.

Если в процессе вытрамбовывания подавать в выемку жесткую бетонную смесь, либо крупный заполнитель, то зона закрепленного грунта увеличивается и значительно повышается несущая способность грунта основания.

Качество установки колонны может быть обеспечено путем геометрической выверки направляющих копровой установки.

Таким образом, применение способа позволяет снизить материальные и трудовые затраты на изготовление свай-колонн, а также на установку их в проектное положение, что обуславливается отсутствием земляных работ, необходимостью предварительного устройства фундаментов, а также за счет уменьшения длины колонны.

К ВОПРОСУ РЕГУЛИРОВАНИЯ ЭНЕРГИИ ОДНОГО УДАРА В ПРОЦЕССЕ ПОГРУЖЕНИЯ СВАЙ ФРИКЦИОННЫМ МОЛОТОМ

Губаревич И.В., Пчелин В.Н., Чернюк В.П.

Наиболее распространенным и массовым методом погружения свай в строительстве при возведении свайных фундаментов в разнообразных грунтовых условиях является забивной метод, чаще всего реализуемый посредством дизель-молотов.

Однако, при всех своих преимуществах, дизель-молоты обладают низким моторесурсом из-за сложности их конструкции и плохо работают в начальный момент бойки, когда сопротивление грунта погружению сваи невелико (молот глохнет).

На порядок повысить моторесурс и надежность работы позволяют фрикционные молоты конструкции О.Я.Сивкова (авт. св. СССР №№996634, 1011785, 1081281, 1254116), у которых подъем ударной части производится в результате ее взаимодействия с секторными выступами приводных роликов (рис.1). При этом высота подъема ударной части определяется длиной окружности секторного выступа и для ее изменения необходима замена фрикционных роликов, что требует больших затрат труда и времени и невозможно непосредственно в процессе погружения сваи.

Обеспечить регулировку энергии наносимого удара в процессе погружения сваи позволяют разработанные в БПИ конструкции фрикционных молотов, защищенные авт. св. СССР №№1765332,1827411.

Фрикционный молот по авт. св. СССР №1827411 усовершенствует молот по авт. св. СССР №1765332 и содержит корпус с направляющими и ударную часть, расположенную между установленными на одном уровне на приводных валах роликами, один из которых выполнен с основными и дополнительными секторными выступами, которые могут быть изготовлены из износостойчивого материала, обладающего большим коэффициентом трения (рис.1,2).Ролик с секторными выступами установлен с возможностью осевого перемещения и фиксации на валу посредством шлицевого соединения. Кромки секторных выступов расположены не параллельно между собой. Перемещение и фиксация ролика с секторными выступами может осуществляться с помощью двухсторонних гаек (см. рис.1),перемещаемых по винтовым нарезкам на валу, или посредством выжимной вилочной муфты, обеспечивающей перемещение ролика без остановки процесса погружения сваи. Высота подъема ударной части зависит от положения ее оси относительно секторных выступов и определяется длиной дуги секторного выступа по линии контакта с ударной частью (рис.2) по выражению

$$h_i = H_o - l_1 [tg\beta + tg(\alpha - \beta)] . \quad (1)$$

где: H_o - максимальная длина дуги секторного выступа (в крайнем левом положении ролика); β - угол между кромками секторных выступов; угол между одной из кромок секторных выступов и образующей ролика; l_1 - расстояние от края ролика с H_o до точки контакта секторных выступов с ударной частью.

При включении мотор-редуктора производится вращение фрикционных роликов. После вхождения в зацепление секторного выступа с ударной частью последняя поднимается на высоту h_i , определяемую по формуле (1). После выхода из зацепления секторного выступа ударная часть под действием силы тяжести падает вниз, нанося удар по погружаемой свае.

В случае необходимости изменения высоты подъема ударной части производят осевое перемещение ролика с выступами относительно приводного вала. При этом, с уменьшением длины дуги секторного выступа (h_i), увеличивается разрыв между кром-

ками выступа, что определяет увеличение промежутка времени на поворот ролика между выходом из зацепления и очередным зацеплением секторного выступа с ударной частью. На некотором расстоянии l_k от края ролика с выступами (рис.2) время ожидания становится больше времени, необходимого для одного цикла работы молота на данном участке, что дает возможность за один оборот выполнить дополнительный подъем-сбрасывание ударной части, что осуществляется взаимодействием последней с дополнительными секторными выступами.

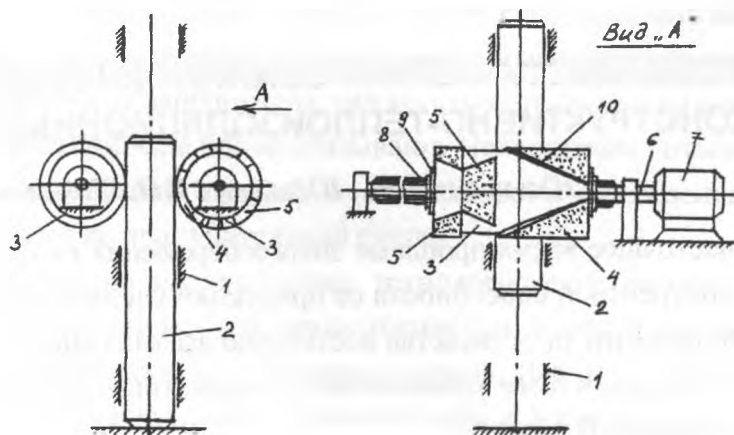


Рис. 1. Свобойный фрикционный молот с регулируемой энергией удара:

1 - корпус; 2 - ударная часть; 3 - фрикционные ролики; 4 - основной секторный выступ; 5 - дополнительные секторные выступы; 6 - приводной вал; 7 - мотор-редуктор; 8 - шлицевое соединение; 9 - гайка; 10 - кромки секторных выступов.

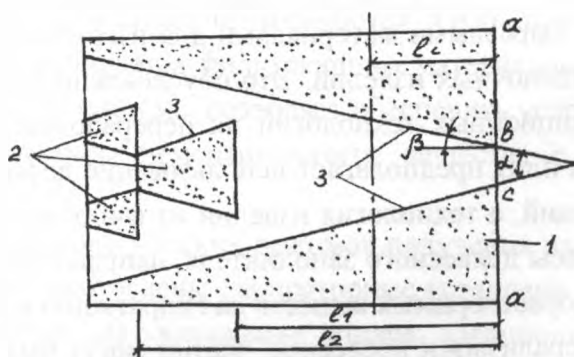


Рис. 2. Развертка рабочей поверхности секторных выступов ролика:

1 - основной секторный выступ; 2 - дополнительные секторные выступы; 3 - кромки выступов.

Каждый из дополнительных секторных выступов расположен от края ролика с максимальной высотой подъема ударной части на расстоянии вдоль образующей ролика, определяемом по выражению:

$$l_k \geq \frac{1}{\operatorname{tg} \beta + \operatorname{tg}(\alpha - \beta)} \left[H_c - \frac{2\pi R}{k+1} - \frac{\omega^2 R^2}{g} + \omega R \left(\frac{4\pi}{k+1} + \frac{\omega^2 R}{g} \right) \frac{R}{g} \right] \quad (2)$$

где : R - радиус секторного выступа; k - порядковый номер дополнительного секторного выступа; ω - угловая скорость вращения ролика; g - ускорение свободного падения.

Регулирование энергии одного удара в процессе погружения свай позволяет расширить область применения на широкий диапазон различных типоразмеров свай, а также повысить надежность самого процесса погружения.

ОСОБЕННОСТИ ФОРМИРОВАНИЯ ГИПСОВОВОЛОКНИСТЫХ КОНСТРУКТИВНО-ТЕПЛОИЗОЛЯЦИОННЫХ МАТЕРИАЛОВ

Юськович В.И., Юськович Г.И., Тимошук В.А.

В настоящее время проблеме энергосбережения в строительной отрасли и повышению конкурентной способности ее продукции уделяется первостепенное значение. В этой связи развитие производства достаточно эффективных по физико-техническим параметрам и стоимостным показателям конструктивно-теплоизоляционных материалов является актуальной задачей.

Производство строительных изделий из древесины постоянно возрастает и осуществляется помимо крупных специализированных деревообрабатывающих комбинатов сетью средних и мелких частных и ведомственных предприятий. Последние, как правило, не эффективно используют отходы деревообработки, осуществляя их распродажу по низким ценам, несмотря на то, что дисперсные отходы (опилки и стружка) являются прекрасными сырьевыми материалами для изготовления конструктивных, теплоизоляционных и отделочных изделий. Это обусловлено сложностью и значительной энергоемкостью традиционных технологий их переработки. Например, производство древесно-стружечных плит предполагает использование дефицитных и дорогостоящих полимерных композиций, а технология изделий из фибролита включает сложные подготовительные процессы древесного наполнителя, направленные на устранение отрицательного влияния водорастворимых веществ на гидратацию клинкерных минералов.

Процессы минерализации древесных частиц могут быть исключены при замене цемента гипсовыми вяжущими материалами. Гипс при взаимодействии с водой образует среду близкую к нейтральной, которая в отличие от щелочной (в случае использования цемента) не вызывает выделения из древесины веществ, отрицательно влияющих на твердение изделий. Кроме этого, по экономическим показателям гипсовые изделия, как правило, превосходят изделия, изготовленные на основе цемента. Например, гипсовые стеновые ограждающие конструкции на 10-50% дешевле аналогичных из кирпича и керамзитобетона, в 2-3 раза менее энергоемки за счет того, что для производства гипсового вяжущего расходуется в 4,5 раза меньше топлива, чем в технологии цемента [1].

Достигнутый уровень технологии гипсоопилочных материалов не позволяет производить изделия с удовлетворительными теплоизолирующими и прочностными

характеристиками, что обусловлено значительной плотностью изделия и макропористой структурой гипсового камня. Причиной формирования такой структуры являются значительный расход гипсового вяжущего и повышенное содержание воды затворения (сверх потребности для гидратации вяжущего), обеспечивающей удобоукладываемость сырьевой смеси. В такой системе упрочнения сформировавшейся на начальной стадии твердения низкопрочной структуры гипсового камня не происходит из-за высокой скорости процесса гидратации и быстрого его завершения. В дальнейшем при избытке свободной жидкой фазы осуществляется процесс перекристаллизации мелких кристаллов в более крупные, что сопровождается снижением прочности цементирующего материала. Частицы древесного заполнителя разрозненны и существенного влияния на прочностные характеристики изделий не оказывают. Недостатком литьевой технологии является процесс обезвоживания изделий — длительный в естественных условиях и весьма энергоемкий в случае принудительной сушки.

В этой связи авторами исследовались технологические режимы изготовления конструктивно-теплоизоляционных гипсоволокнистых изделий путем их формования под давлением из маловлажных сырьевых смесей. Давление прессования предопределяет не только уплотнение гипсоопилочной смеси и форму изделия, но и обуславливает условия развития процессов гидратации и структурообразования гипсового камня. При обжатии сырьевой смеси из водонасыщенного древесного заполнителя и гипсового вяжущего частицы сближаются, а межпоровое пространство заполняется водой. Тем самым создаются условия образования развитой коагуляционной структуры и кристаллизационных контактов между частицами вяжущего на поверхности заполнителя. В результате чего опилки омоноличиваются, а избыточная влага, выступающая на поверхность изделия, отбирается фильтрующим материалом. Отвод избыточной жидкой фазы из твердеющей системы позволяет обеспечить условия формирования мелкокристаллической структуры цементирующего вещества с максимально возможной плотностью [2].

Для изучения технологических режимов получения изделий и выбора оптимальных параметров были изготовлены лабораторные установки. Они включали смеситель с горизонтальным валом для увлажнения опилок, аэрационный смеситель для подготовки смеси гипсового вяжущего и заполнителя и формующее оборудование: прессформу, обеспечивающую возможность удаления избыточной жидкой фазы при прессовании, и лабораторный гидравлический пресс. Дозирование сырьевых компонентов осуществлялось предварительным их взвешиванием и последующей подачей в смесеподготовительное оборудование. Изготавливались образцы-кубы с ребром 150 мм. Для экспериментов использовалось гипсовое вяжущее марки Г5 и опилки фракции до 5 мм, образующиеся при распиловке бревен на лесопильных рамах. Просев опилок на ситах с диаметром отверстий 10 и 5 мм позволил их практически очистить от примесей коры. При этом остаток на сите 5 мм составил около 3%. Начальная влажность древесного заполнителя, как правило, не превышала 25%. Первоначально опилки подвергались увлажнению в лабораторной мешалке. Непосредственно перед формованием образцов

опилки струей сжатого воздуха подавались в специально сконструированный лабораторный аэрационный смеситель. Одновременно в рабочую камеру смесителя поступает гипсовое вяжущее. Перемешивание материалов осуществлялось в течение 0,5-1 мин. В результате на поверхности частиц заполнителя формируется оболочка из частично гидратированного вяжущего. Из рабочей камеры смесителя сырьевая смесь самотеком поступала в прессформу. Давление прессования варьировали в пределах 2-10 МПа за счет изменения начального объема компонентов в прессформе. Прессование осуществляли по режиму: подъем давления — 1 мин, выдержка — 4-6 мин, сброс давления — 0,5-1 мин. Отбор избыточной воды из твердеющей системы обеспечивался за счет перфорированной крышки в прессформе и фильтрующего материала. Наличие свободной воды в межпоровом пространстве обуславливает благоприятные условия для твердения гипсового вяжущего. Вода смачивает поверхность кристаллических новообразований, способствуя их скольжению друг относительно друга, и, тем самым, создает условия наилучшей их упаковки [2].

В результате прессования сыпучей водонасыщенной гипсоопилочной смеси с одновременным удалением избытка жидкой фазы позволило при относительно невысоких давлениях и меньшим на 12-26% расходе вяжущего получить конструктивно-теплоизоляционный материал прочностью на сжатие 0,4-2,5 МПа при средней плотности 350-600 кг/м³.

Литература

1. Виноградов Ю.М., Исакович Г.А. Экономическая эффективность применения гипсовых материалов и изделий в строительстве // Строительные материалы. — 1984. — № 4. — С. 34-35.
2. Ляшкевич И.М. Эффективные строительные материалы на основе гипса и фосфогипса. — Мн.: Высш. шк., 1989. — 160 с.

СНИЖЕНИЕ ЭНЕРГОЕМКОСТИ УСТАНОВКИ СВАЙ В ГРУНТ ЗА СЧЕТ РАСКРЫТИЯ ЛОПАСТЕЙ НАКОНЕЧНИКА В ПРОЦЕССЕ ПОГРУЖЕНИЯ СВАИ

Пчелин В.Н., Губаревич И.В.

При погружении свай заводского изготовления в грунтовый массив процесс заглубления заостренного наконечника, при взаимодействии которого с грунтом возникает лобовое сопротивление погружению, сопровождается расходом энергии на преодоление сопротивления грунта разрушению, касательных сил сцепления грунта с наконечником, сопротивления сил трения. Под разрушением грунта здесь при этом следует понимать его уплотнение и выпирание вверх.

Очевидно, что суть погружения сваи в грунт состоит в образовании в нем полости (скважины), в которую подается свая.

Однако возможен иной способ погружения сваи в грунт, при котором вначале образуется полость в грунте в пределах наконечника путем передачи на грунт только нормальных напряжений, а затем погружается сама свая.

Для реализации указанного способа разработана новая конструкция сваи [1].

Свая содержит полый призматический ствол 1 с заостренным клиновидным наконечником 2 в нижней части (рис. 1). В скошенных стенах наконечника образованы окна, в которых на шарнирах 3 монтированы раскрывающиеся лопасти 4 с окрылками 5. Лопасти посредством шарнирно-рычажной системы 6 прикреплены к стержню 7, который пропущен через отверстия в диафрагмах 8 и подпружинен посредством упругого элемента (пружины) 9, установленного между диафрагмой и опорным кольцом 10. Стержень выше верхней диафрагмы снабжен съемным ограничителем 11 его хода. Верхний конец стержня выступает над торцом сваи. Для предотвращения возможного втягивания лопастей в полость наконечника стержень, ниже одной из диафрагм, снабжается упором 12. Окрылки следует выполнять отогнутыми в сторону шарнира 3 свободным концом, что облегчает открытие лопастей.

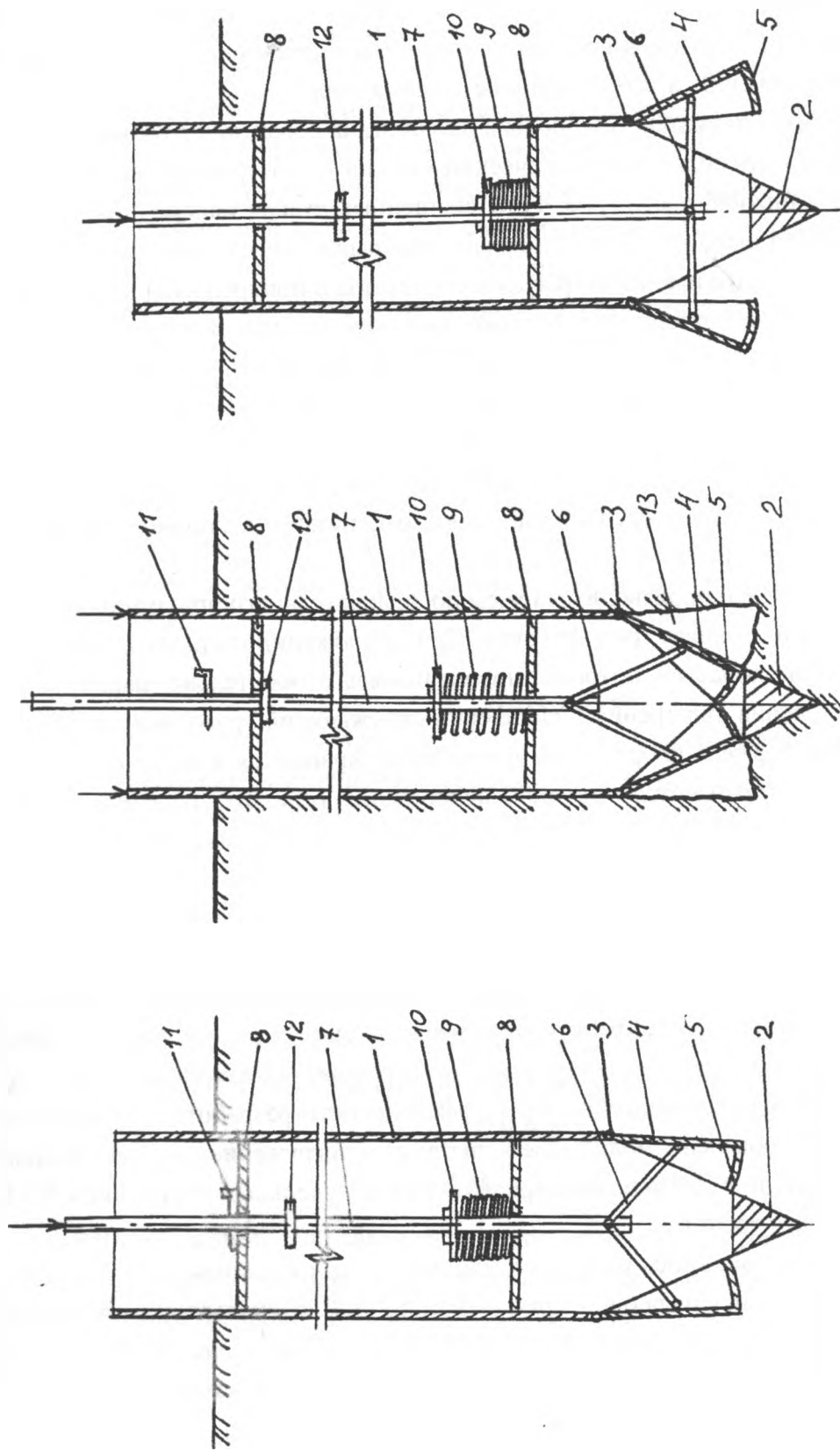
Погружение сваи производится путем последовательного приложения нагрузки к стержню (рис. 1а) и оголовку (рис. 1б) сваи. При приложении нагрузки к стержню происходит раскрытие лопастей, которые, поворачиваясь относительно шарниров, уплотняют без преодоления сил трения и сцепления окружающий грунтовый массив. После снятия нагрузки стержень посредством пружины возвращается в исходное положение, при этом лопасти втягиваются в полость наконечника (рис. 1б). При приложении нагрузки к оголовку сваи происходит ее погружение. Причем наличие полостей 13 в грунте обуславливает уменьшение площади контакта наконечника и ствола с грунтом, обеспечивая снижение сопротивления погружению. Далее повторяется новый цикл погружения сваи.

После погружения сваи на проектную отметку снимается ограничитель и производится раскрытие лопастей до рабочего положения (рис. 1в), что приводит к увеличению площади опирания сваи, и стержень жестко скрепляют со стволом.

Для проверки работоспособности и эффективности разработанной конструкции на полигоне были проведены модельные испытания с погружением в маловлажный песок средней прочности с плотностью порядка 1.63 т/м^3 , удельным сцеплением 0.5 Н/см^2 и углом внутреннего трения 32° .

Испытания проводились на модели длиной 60 см и сечением 50x50 мм. Для погружения использовались падающие грузы массой 2 и 3 кг, скользящие по направляющей. Для передачи нагрузок попеременно на стержень и ствол использовались съемные втулка, устанавливаемая на оголовке ствола, и переходник, надеваемый на стержень.

Рис. 1. Свая с раскрываемыми лопастями наконечника в процессе установки в грунт:



а) свая при приложении нагрузки к стержню.

б) предлагаемая свая при приложении нагрузки к стволу.

в) свая в рабочем положении.

Результаты проведенных испытаний модели сваи

Способ погружения	Число ударов Р= 2 кг при глубине погружения в см			Число ударов Р= 3 кг при глубине погружения			Энергоемкость погружения в кгм на глубину в см			Общая энергоемкость погружения на 30 см в кгм	Средняя энергоемкость в кгм	
	10	20	30	10	20	30	10	20	30			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
С раскрытием лопастей	1	7	14	18	28	42	54	98	154	19 8	450	438
	2	8	13	17	29	40	53	103	146	19 3	442	
	3	7	13	17	26	39	51	92	143	18 7	442	
Без раскрытия лопастей	1	-	-	-	37	57	76	111	171	22 8	510	523
	2	-	-	-	40	60	78	120	180	23 4	534	
	3	-	-	-	38	59	78	114	177	23 4	525	

Вначале для обеспечения устойчивости модели сваи она вдавливалась в грунт строго вертикально на глубину 15 – 20 см. Погружение модели осуществлялось попеременным нанесением одного удара грузом 2 кг по стержню и трех ударов грузом 3 кг по оголовку ствола. Падение грузов осуществлялось с высоты 1 м.

В процессе погружения модели сваи фиксировалось число ударов, необходимое для погружения модели на каждые 10 см.

Для сопоставления обычной сваи с разработанной производилось также погружение модели сваи с нанесением ударов только по оголовку ствола, т.е. без раскрытия лопастей. Частота нанесения ударов составляла 10 – 15 ударов в минуту.

Результаты испытаний представлены в таблице и показали, что при погружении сваи образованием в грунте в пределах наконечника полости происходит снижение энергоемкости погружения на 16 %.

Разработанная конструкция сваи может быть использована при погружении обычных свай в грунт, образованием скважин, уплотнением грунта, образованием уширений, бестраншейной укладке трубопроводов, а также в случае необходимости стыковки конструкций в грунте, что позволяет рекомендовать ее к широкому внедрению.

Литература

1. Авторское свидетельство СССР № 1537754, кл. Е 02 D 5/56.

СПОСОБ ГЛУБИННОГО УПЛОТНЕНИЯ ГРУНТА

Губаревич И.В., Пчелин В.Н., Щербач А.В.

Одним из наиболее важных этапов при строительстве зданий и сооружений является уплотнение грунтов для увеличения их несущей способности, сдвигоустойчивости и уменьшения сжимаемости, водопроницаемости.

Нередко в строительстве возникает необходимость уплотнения грунта на большой глубине, в этом случае наиболее широко используются сбрасываемые с высоты 5 – 6 м, трамбуемые плиты, которые обеспечивают глубину уплотнения до 5.5 – 6 м при их массе 10 т (см [1], с. 103).

Однако применение тяжелых трамбовочных средств сопряжено с опасностью для подземных и наземных конструкций, затруднено в стесненных условиях и характеризуется невысокой производительностью.

Исключить динамическое воздействие и обеспечить высокую производительность позволяет винтовое продавливание спиралевидными снарядами в грунте скважин с последующим заполнением их грунтом [2]. В данном случае винтовые лопасти предназначены только для уменьшения необходимого осевого напора и практически не участвуют в непосредственном уплотнении грунта вследствие их малого вылета относительно корпуса, что определяют небольшие размеры уплотняемой зоны грунта.

Существенно увеличить размеры в плане зоны уплотняемого грунта позволяет разработанный в Брестском политехническом институте способ глубинного уплотнения грунта, для реализации которого используется рабочий орган 1 в виде цилиндрического ствола 2 с винтовой лопастью 3 и коническим наконечником 4 в нижней части (рис. 1). Лопасть 3 имеет не менее одного оборота в плане и крепится к корпусу под углом $\beta \leq 90^\circ$ в сторону наконечника, причем соотношение между радиусами лопасти R_l и ствола r_c составляет $R_l r_c = 3 \dots 5$. Шаг t винтовой лопасти принимается из условия обеспечения невозможности поворота лопасти при ее взаимодействии с грунтом под действием приложенной к стволу осевой нагрузки, т.е. угол подъема витков лопасти α должен быть не более $\arctg f$, где f – коэффициент трения материала лопасти по грунту. Для снижения сил трения между грунтом и корпусом последний по высоте выполнена из верхней 5 и нижней 6 частей, причем диаметр верхней части меньше диаметра нижней на 4–8 см.

Глубинное уплотнение грунта производится в следующем порядке. В грунт завинчивается рабочий орган (рис. 1, операция А), при этом грунт из под наконечника отжимается в стороны и образуется скважина 7. Благодаря выполнению верхней части 5 с меньшим диаметром вокруг последней образовывается зазор 8, снижающий силы трения корпуса по грунту.

Уплотнение грунта производится также винтовой лопастью 3, после прохождения которой в грунтовом массиве остается винтовая полость 9. Завинчивание рабочего органа выполняется на отметку H_n , превышающую отметку низа планируемой зоны уплотнения грунта H_{np} на величину H_o .

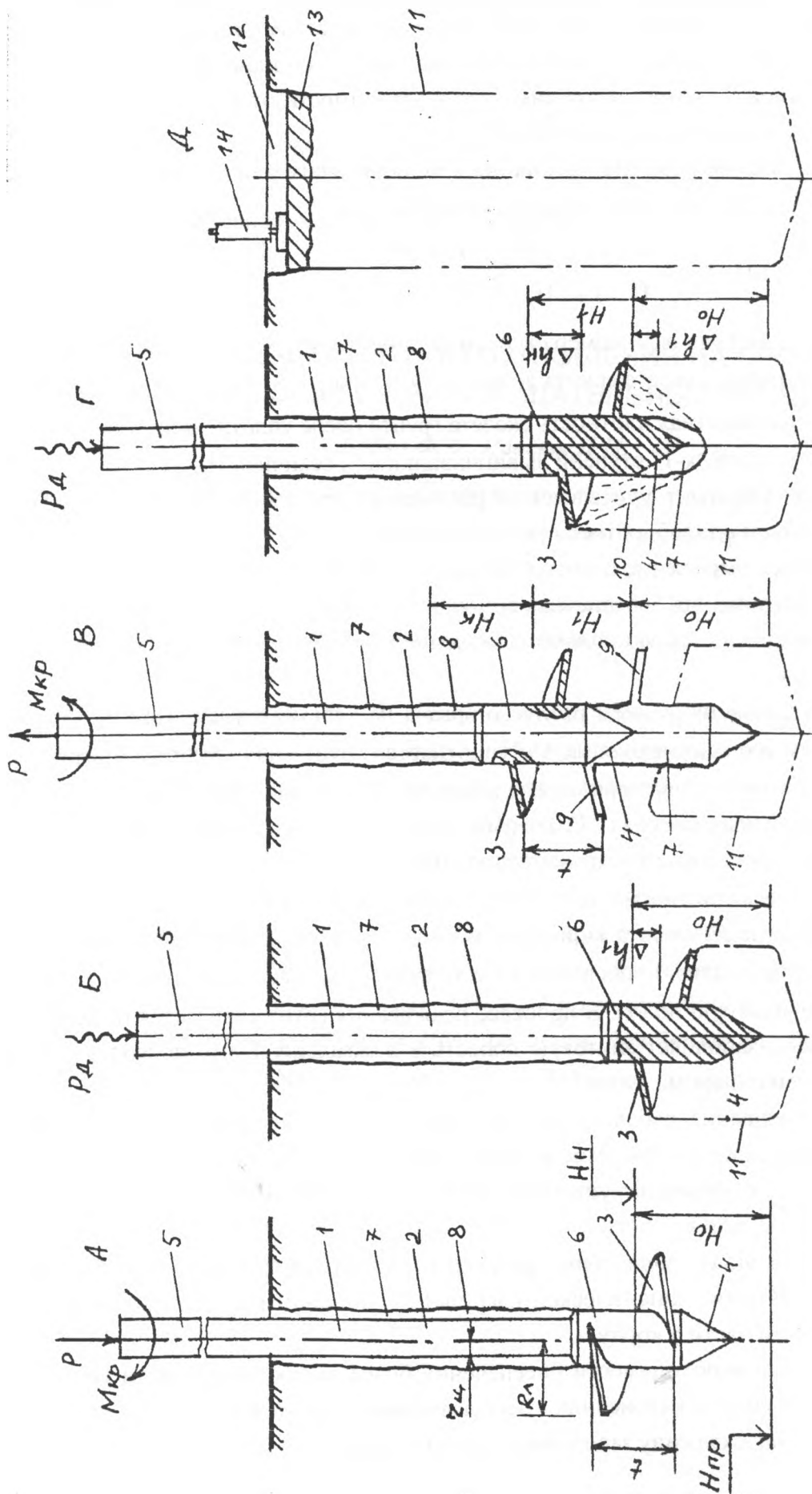


Рис. 1. Последовательность операций глубинного уплотнения грунта с осаживанием рабочего органа при его вывинчивании.

Затем производится вывинчивание рабочего органа. По мере вывинчивания рабочего органа выполняется его осаживание посредством динамической (ударной или вибрационной) нагрузки P_{∂} . Вывинчивание рабочего органа производится ступенями, высота каждой из которых принимается в зависимости от вида уплотняемого грунта, плотности его скелета и характера нагрузки P_{∂} .

Осаживание рабочего органа производят вначале каждой из ступеней вывинчивания на величину Δh_k , принимаемую из выражения:

$$\Delta h_k \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 - \gamma / \gamma_{yh}) H_{k-1} \cdot m + \Delta h_{k-1} \\ H_{k-1} (V_l / t + \Pi r_c) / (\Pi R_n^2) \cdot m + \Delta h_{k-1} \end{array} \right\} \quad (1)$$

где: k - порядковый номер ступени вывинчивания;

γ - плотность скелета грунта до его уплотнения;

γ_{yh} - необходимая плотность скелета грунта после уплотнения;

H_{k-1} - высота "к-1" ступени вывинчивания или величина H_0 ;

m - коэффициент, учитывающий расширение грунта в стороны ($m=1 \dots 1,2$);

V_l - объем однооборотного участка лопасти.

Верхнее выражение в фигурных скобках формулы (1) определяет минимальную величину осаживания, обеспечивающую необходимую плотность скелета грунта, а нижнее- обеспечивающую полное заполнение сдвигаемым грунтом скважины 7 и винтовой полости 9.

Перед вывинчиванием рабочего органа на первую ступень (рис. 1, операция Б) посредством его осаживания на Δh_1 уплотняется грунт с ненарушенной структурой на участке H_0 , в этом случае при определении Δh_1 по (1) принимают Δh_{k-1} и нижнее выражение в фигурных скобках (1) равным нулю, т.к. на указанном участке полостей в грунте нет и грунт ниже этого участка не уплотняется.

После осаживания на Δh_1 рабочий орган вывинчивают на высоту $H_1 + \Delta h_1$ (рис. 1, операция В), где H_1 - высота 1-ой ступени вывинчивания, и начинается новый цикл уплотнения грунта (рис. 1, операция Г) с осаживанием рабочего органа на высоту Δh_2 (Δh_k), определяемую по (1). В процессе осаживания грунт сдвигается по плоскости 10 и, уплотняясь, заполняет винтовую полость 9 и скважину 7, что приводит к образованию уплотненной зоны грунта 11.

Вывинчивание рабочего органа с осаживанием производят до его выхода на дневную поверхность, при этом в грунте образуется выемка 12, которая на заключительном этапе засыпается грунтом 13 с его уплотнением трамбовками 14 (рис. 1, операция Д).

Степень уплотнения грунта регулируется высотой ступени вывинчивания, величиной и характером динамической нагрузки P_{∂} , объемом винтовой полости V_l и диаметром нижней части б корпуса.

В случае необходимости обеспечения более высокой плотности грунта корпус выполняется полым, а наконечник - раскрываемым. При этом в процессе вывинчивания рабочего органа скважину заполняют сыпучим грунтом.

Предлагаемый способ позволяет увеличить в 2 – 3 раза размеры уплотняемой зоны грунта в плане.

Литература

1. Неклюдов М.К. Механизация уплотнения грунтов. - М.: Стройиздат, 1985.- 168с.
2. Авторское свидетельство СССР N1086106, кл. E21B 7/24.-БИ N14, 1984.

ВЛИЯНИЕ ВОДОЦЕМЕНТНОГО ОТНОШЕНИЯ НА ПРОЧНОСТЬ БЕТОНА ТВЕРДЕЮЩЕГО ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНЫХ ТЕМПЕРАТУРАХ

Бобко Ф.А., Ивасюк П.П.

Основной причиной уменьшения прочности бетона, подвергнутого раннему замораживанию, является присутствие в нем несвязанной воды. При прочих равных условиях следует ожидать тем большего снижения прочности бетона, чем больше он содержит несвязанной воды. Водоцементный показатель (В/Ц) лучше всего характеризует излишек воды в бетоне. Чем больше показатель В/Ц, тем сильнее отрицательное воздействие низких температур на бетон.

Из анализа графиков (рис. 1– 4) видно, что падение прочности бетона со значительным содержанием воды, т.е. с $V/C > 0.55$, происходит уже при температуре $+5^{\circ} C$. Исходя из этого можно сделать вывод, что падение прочности свежееуложенного бетона с водоцементным отношением $V/C = 0.55 - 0.60$, твердеющего при низких температурах, происходит не только в результате деструктивного действия замерзшей воды, но и ряда других, требующих дополнительного изучения, причин.

Бетон с показателем $V/C = 0.7$, твердеющий при температуре $+5^{\circ} C$, по прошествии 28 дней набирает 70% R_{365} бетона, твердеющего при температуре $+21^{\circ} C$, а через год прочность такого бетона достигнет 88% R_{365} прочности бетона, твердеющего при $+21^{\circ} C$, т.е. такой бетон теряет более 10% прочности. Для бетона с показателем $V/C = 0.79$ соответствующие цифры составляют 70% и 82% т.е. потеря прочности – почти 20%.

По графикам (рис. 1– 4) можно установить, что замораживание бетона после предварительного твердения в нормальных условиях не влияет на прочность, если показатель $V/C < 0.53$, в то время как при $V/C = 0.7$ наблюдается падение прочности на несколько процентов, а при $V/C = 0.79$ – более чем на 10%.

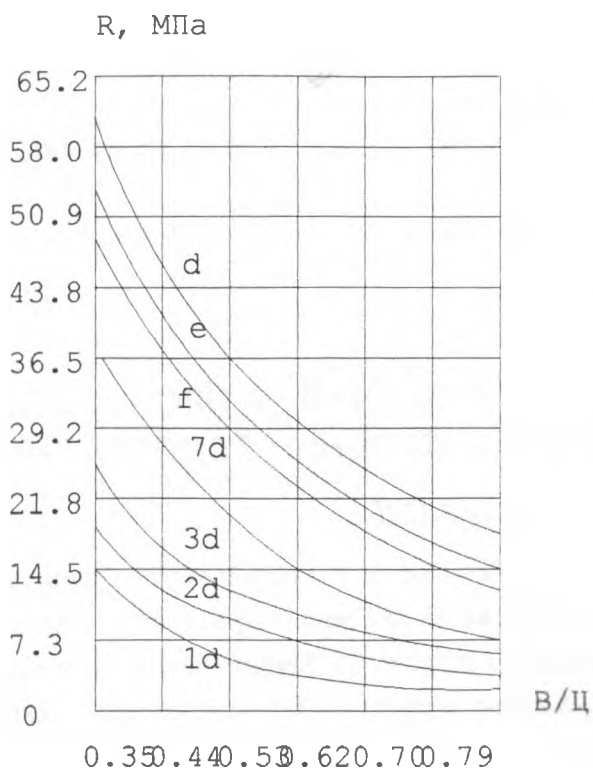


Рис.1. График зависимости прочности бетона от водоцементного отношения при температуре выдерживания $+21^{\circ}\text{C}$
 f – через 28 дней
 e – через 3 месяца
 d – через 1 год
 7d – через 7 дней
 3d – через 3 дня
 2d – через 2 дня
 1d – через 1 день

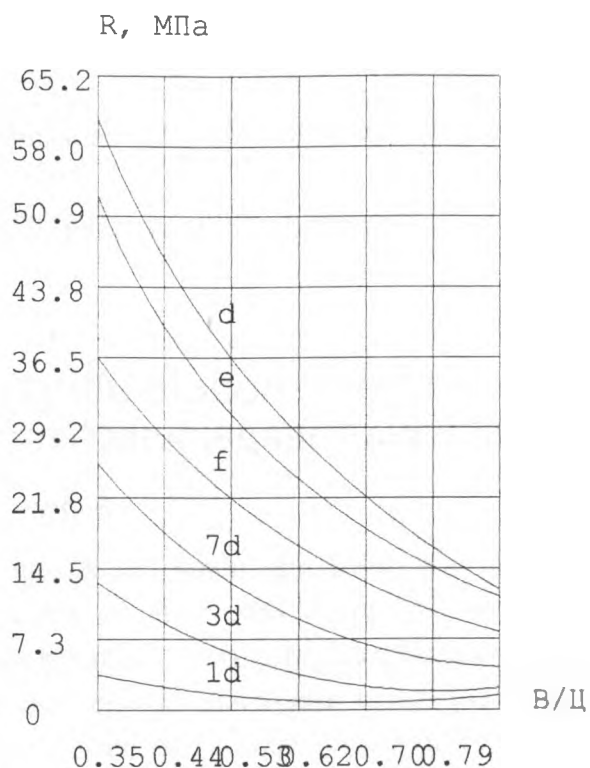


Рис.2. График зависимости прочности бетона от водоцементного отношения при температуре выдерживания $+5^{\circ}\text{C}$
 f – через 28 дней
 e – через 3 месяца
 d – через 1 год
 7d – через 7 дней
 3d – через 3 дня
 2d – через 2 дня
 1d – через 1 день

Исходя из вышеизложенного можно сделать вывод, что использование в зимних условиях бетонов с показателем В/Ц > 0.55 нецелесообразно и даже небезопасно, так как может случиться, что до набора однодневной прочности, достаточной для обеспечения морозостойкости, бетон замерзнет и не сможет достичь проектной прочности.

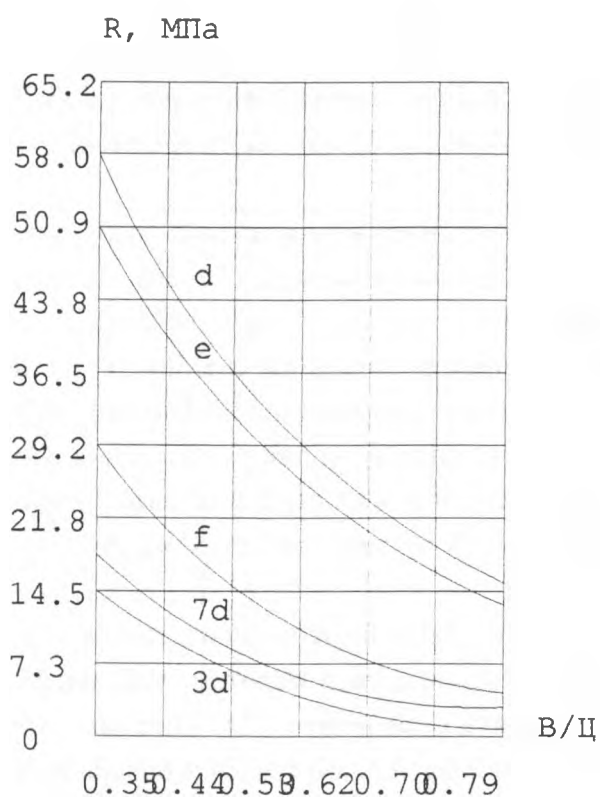


Рис.3 График зависимости прочности бетона от водоцементного отношения при температуре выдерживания : 1 день при $t=+21^{\circ}\text{C}$; 27 дней при $t=-4^{\circ}\text{C}$; затем опять при $t=+21^{\circ}\text{C}$.

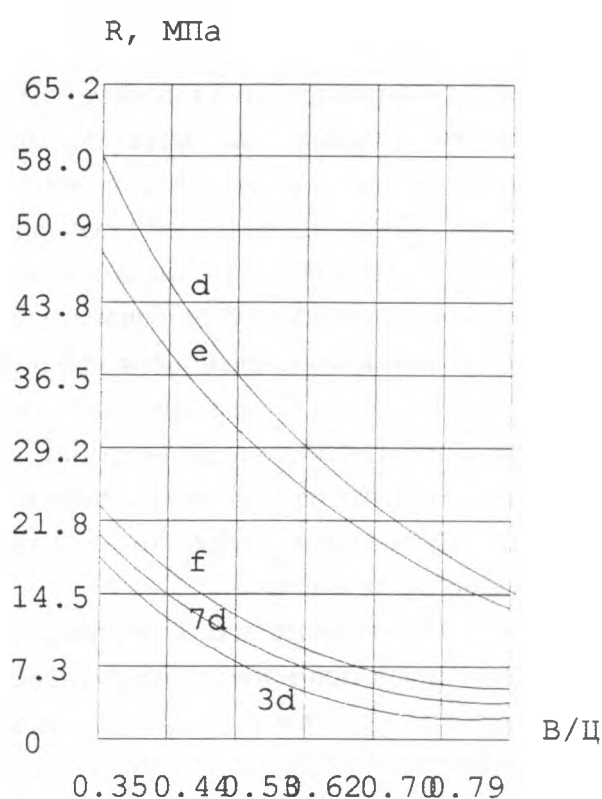


Рис.4 График зависимости прочности бетона от водоцементного отношения при температуре выдерживания : 2 дня при $t=+21^{\circ}\text{C}$; 26 дней при $t=-12^{\circ}\text{C}$; затем опять при $t=+21^{\circ}\text{C}$.

Литература

1. Миронов С.А. Гидратация и твердение цемента на морозе// 6 международный конгресс по химии цемента. М., ВНИИЭСМ, 1979.
2. Второй международный симпозиум по зимнему бетонированию: Генеральные доклады, дискуссия. Москва, Стройиздат, 1978.
3. Zajbert M. Dojrzwowanie betonu w niskich temperaturach w warunkach bezposredniego kontaktu z mrozonym gruntem. Warszawa, 1978.

К ВОПРОСУ ВЫБОРА РАЦИОНАЛЬНОЙ ТЕХНОЛОГИИ ПОГРУЖЕНИЯ СВАЙ ЗАВОДСКОГО ИЗГОТОВЛЕНИЯ

Чернюк В.П., Щербач В.П., Лешкевич Н.В., Мориллов Д.Ю.

Устройство свайных фундаментов требует высокой степени организации и технологии работ, повышенного внимания к контролю за ходом их выполнения. Все тех-

нологические операции погружения свай и контроль их несущей способности имеют скрытый характер, проверка качества выполнения работ весьма затруднительна. Кроме того, свайные работы относятся к категории опасных, требующих четкого выбора комплекса основных и вспомогательных механизмов и соблюдения мероприятий, обеспечивающих безопасное ведение работ.

Выбор рациональной технологии и метода погружения готовых свай в грунт зависит от значительного числа влияющих факторов и, в первую очередь, от грунтовых условий строительной площадки, конструктивных особенностей свайного фундамента, типа свай, обеспеченности эффективной и производительной сваебойной техникой.

Несмотря на практический интерес и важность проблемы повышения эффективности производства свайных работ, выбор конкретные путей сокращения энергетических затрат на погружение свай и мероприятий для их осуществления представляют определенные трудности из-за недостаточной изученности этих вопросов и освещенности их в печати.

В настоящее время для погружения свай в грунты различной плотности и прочности могут применяться следующие методы: забивка свай молотом, закрепленным на копровых установках (забивной метод); забивка свай в лидерные скважины (бурозабивной метод); погружение свай в скважины большего диаметра (буроопускной метод); статическое вдавливание свай в грунт или в лидерные скважины; погружение свай с помощью вибрации (вибрационный метод); погружение свай забивкой и вибрацией (виброударный метод); вдавливание свай в грунт или в лидерные скважины с помощью вибрации (вибродавливательный метод); завинчивание свай.

При наличии несвязных (сыпучих) грунтов - песков и супесей - эффективен вибрационный метод погружения свай. При этом методе погружения вибропогружатель с помощью самоходного крана жестко прикрепляют к верхнему торцу сваи. Под действием вибрации сцепление частиц грунта и трение сваи о грунт уменьшаются и свая под действием собственной тяжести и тяжести вибропогружателя опускается в грунт. Для успешного погружения необходимо, чтобы соединения сваи и вибропогружателя было жестким и соосным, а трос крана при погружении сваи был ослаблен.

При вибрационном методе используются следующие вибропогружатели:

низкочастотные, характеризующиеся относительно большим статическим моментом эксцентриков, малой частотой колебания и большой массой (С-838; ВП-1; ВП-3М; ВП-250; ВУ-3,0; НВП-56);

среднечастотные с промежуточными параметрами моментов, частот и масс (В-102, В-108) и высокочастотные, характеризующиеся наличием подрессорной пригрузки (ВПП-1; ВПМ-2; ВПМ-1).

Многие строительные организации имеют на балансе вибропогружатели иностранных фирм (У-1; У-5; КУ-30; УРД-50А; УРС-200 L и др.).

Область рационального применения низкочастотных вибропогружателей

Таблица 1

Погружаемые сваи	Рекомендуемые марши вибропогружателей												
	Вид грунта				средний				тяжелый				
	Глубина погружения, м												
Размеры поперечного сечения свай и обло-лочек, м	до 6	до 12	до 15	более 15	до 6	до 12	до 15	более 15	до 6	до 12	до 15	более 15	
Сваи квадратного сечения	0,2x0,2	ВП-2 С-838	-	-	-	ВП-2 С-838 ВП-1	-	-	-	-	-	-	до 15
	0,25x0,25	ВП-1	-	С-838, ВП-1 ВП-30АМ	-	ВП-1	-	-	ВП-2 С-838 ВП-1	-	-	-	до 15
	0,3x0,3	-	-	С-838, ВП-1 ВП-30АМ	-	ВП-1, ВП-30АМ, ВП-3М, ВП-80	-	-	ВП-1, ВП-30АМ, ВП-3М, ВП-80	-	ВП-30АМ, 30АМ ВП-3М	-	до 15
	0,35x0,35	-	ВП-1	ВП-30АМ	ВП-3М	-	ВП-3М	ВП-3М	-	-	-	-	до 15
	0,4x0,4	-	ВП-3М	ВП-3М	ВП-80	ВП-3М	ВП-3М	ВП-80	ВП-3М	ВП-80	ВП-30/120	ВП-3М	до 15
	0,45x0,45	-	-	ВП-80	ВП-30/120	-	-	-	-	-	-	-	до 15
	0,4	ВП-2	ВП-2, С-838, ВП-1	ВП-30АМ	ВП-30АМ	ВП-2, ВП-1, С-838	ВП-1	-	ВП-1,6	ВП-1	ВП-1	ВП-1	до 15
	0,5	С-838	С-838, ВП-1	ВП-3М	ВП-3М	С-838, ВП-1	ВП-3М	-	ВП-1,6	ВП-1	ВП-1	ВП-1	до 15
	0,6	ВП-1	-	ВП-80	ВП-80	С-838, ВП-1	ВП-30АМ, ВП-3М	-	ВП-1,6	ВП-1	ВП-1	ВП-1	до 15
	0,8	С-838	ВП-1	ВП-30АМ	ВП-30АМ	С-838, ВП-1	ВП-30АМ, ВП-3М	-	ВП-1,6, ВП-170М,	ВП-30АМ, ВП-3М, ВП-80 ВЧ-1,6	ВП-30АМ, ВП-3М, ВП-80 ВЧ-1,6	ВП-250, НВП-56 ВП-250, НВП-56,	до 15
Полые круглые сваи и сваи-оболочки	1,0	ВП-1	ВП-30АМ, ВП-3М,	ВП-3М	ВП-3М	ВП-1	ВЧ-1,6	ВП-250, НВП-56	ВП-3М, ВП-80, ВЧ-1,6	ВП-3М, ВП-80, ВЧ-1,6	ВП-3М, ВП-80, ВЧ-1,6	ВП-3М, ВЧ-3,0, 2xВП-170М	до 15
	1,2	ВП-1	ВП-80М	ВР-30/120	ВР-30/120	ВП-3М ВП-80 ВЧ-1,6	ВЧ-1,6, ВП-170М,	НВП-56	ВЧ-1,6	ВЧ-1,6, ВП-170М, ВП-250, НВП-56	ВЧ-1,6, ВП-170М, ВП-250, НВП-56	2xВП-170М	до 15
	1,6	ВРП-30/120, ВЧ-1,6	-	ВЧ-1,6	ВЧ-1,6	ВЧ-1,6	ВЧ-1,6, ВП-170М, НВП-56	ВР-60/120	ВЧ-1,6	ВЧ-1,6, ВП-170М, НВП-56	ВЧ-1,6, ВП-170М, НВП-56	2xВП-170М	до 15
	2,0	ВЧ-1,6, ВП-170М, ВП-250	ВЧ-1,6, ВП-170М, ВП-250	ВЧ-1,6	ВЧ-1,6	ВЧ-1,6	ВЧ-1,6, ВП-170М, НВП-56, ВРП-60/200	ВЧ-3,0	ВЧ-1,6	ВЧ-1,6, ВП-170М, НВП-56, ВРП-60/200, ВЧ-3,0	ВЧ-1,6, ВП-170М, НВП-56, ВРП-60/200, ВЧ-3,0	ВЧ-3,0 2xВП-170М	до 15
	3,0	-	-	НВП-56, ВЧ-3,0	НВП-56, ВЧ-3,0	-	-	-	-	-	-	-	до 15

Примечание: Вибропогружатели в строках к столбцам расположены в порядке возрастания их нагрузочной способности.

Тип вибропогружателей назначают из условия, что погружение тяжелых (железобетонных) свай наиболее эффективно осуществлять при частоте колебаний вибрирования 300 ... 500, а легких (деревянных, трубчатых стальных свай и шпунта) - 700 раз в минуту и более.

Марка вибропогружателей принимается с учетом грунтовых условий, конструкции и глубины погружения свай по двум техническим параметрам механизмов: требуемому статистическому моменту дебалансов и требуемой массе вибропогружателей.

$$\frac{K_{\Omega}}{Q_B} \geq T; \quad (1)$$

$$K_0 \geq \frac{gT_{\text{нр}}}{\omega^2}; \quad (2)$$

$$Q \geq P_0 \cdot F; \quad (3)$$

$$V_1 \leq \frac{Q}{A} \leq V_2; \quad (4)$$

где K_0 - требуемый статический момент дебалансов, кН м; Q_B - масса сваи наголовника и вибропогружателя, кН; T - показатель эффективности дебалансов, принимаемых в пределах 0,8 ... 1,6; ω - угловая скорость вращения эксцентриков, с^{-1} ; g - ускорение свободного падения тела, м/сек^2 ; F - площадь поперечного сечения сваи или шпунта, м^2 ; A - амплитуда возмущающей силы вибратора или возмущающая сила, кН; Q - требуемая минимальная масса вибропогружателя, сваи, наголовника и дополнительных грунтов, кН; V_1 и V_2 - коэффициенты, принимаемые, для стального шпунта $V_1 = 0,15$ и $V_2 = 0,5$; для легких свай $V_1 = 0,3$ и $V_2 = 0,6$; для тяжелых свай и колодцев $V_1 = 0,4$ и $V_2 = 1,0$; P_0 - рекомендуемые значения давления грунта, принимаемые в пределах от 150 до 800 кПа; $T_{\text{кр}}$ - расчетная величина критического сопротивления срыву сваи при заданной максимальной глубине ее погружения, кН.

Выбор конкретной марки вибропогружателя производится согласно главному условию (1), после чего производится проверка его параметров по другим условиям (2) ... (4). Для этого, после выбора марки вибропогружателя из его технической характеристики выписываются значения K_0 , Q_B , ω , A , Q , остальные величины принимаются исходя из грунтовых условий и конструкции сваи.

Для эффективного погружения свай с наименьшими энергозатратами практически достаточно, чтобы значение Q было в 1,2 ... 1,5 раза выше начального давления $P_0 \cdot F$ согласно условию (3). Если при расчете окажется, что из условия (4) масса $Q > V_1 A$, то ее следует изменить до $Q = V_1 A$. Если же $Q > V_2 A$, то следует увеличить величину возмущающей силы A до такого предела, при котором соблюдалось бы условие (4). В таблице 1 приведены данные, полученные расчетным путем согласно условиям (1)...(4), с помощью которых можно достаточно легко выбрать тип вибропогружателя для железобетонных свай и оболочек в зависимости от их конструкции, длины, грунтовых условий и глубины погружения.

УСТРОЙСТВО ДЛЯ ВЫТРАМБОВЫВАНИЯ КОТЛОВАНОВ С ПОВЫШЕННОЙ ПРОДОЛЖИТЕЛЬНОСТЬЮ УДАРНОГО ИМПУЛЬСА

Шурпан Д.Н., Пчелин В.Н.

Снизить объем земляных работ в 3-6 раз, расход бетона в 1.5-2 раза, арматуры в 1,5-4 раза позволяет использование технологии устройства фундаментов в вытрамбованных котлованах и траншеях. Сущность данной технологии состоит в том, что на очищенной от растительного слоя поверхности трамбовкой, падающей по направляющей штанге в одно и то же место, вытрамбовывают котлован, в котором устанавливается сборный фундамент или укладывается монолитный бетон.

Однако традиционные трамбовки обладают целым рядом недостатков:

- невысокая продолжительность ударного импульса, что определяет низкий КПД наносимого удара;
- для выемки трамбовки требуются большие усилия, т.к. она с такой силой "срастается" с грунтом (эффект засасывания), что иногда приходится использовать для вытаскивания трамбовки дополнительный кран.

Устранить указанные недостатки позволяет разработанное в Брестском политехническом институте устройство для вытрамбовывания котлованов (рис. 1).

Устройство содержит корпус 1 и опорную плиту 2, которые выполнены с соосными отверстиями 3. Через отверстия 3 пропущен полый шток 4 с каналом 5 и оголовником 6. Шток 4 в нижней части жестко соединен с опорной плитой 2. В верхней части канал 5 штока 4 оборудован обратным клапаном 7 и патрубком 8. Корпус 1 выполнен по высоте составным из верхней 9 и промежуточных 10 секций. По наружной боковой поверхности секции 9,10 и опорная плита 2 соединены между собой посредством упругих, эластичных втулок 11, например из резины. Втулки 11 размещаются в кольцевых выемках секций 9,10 и опорной плиты 2 и прикрепляются к ним при помощи бандажей 12, потайных болтов 13 и клеевого соединения. При установке втулок 11 следует их растянуть до выборки слабины. При контакте опорных поверхностей корпус 1 с опорной плитой образуют усеченный конус или пирамиду, обращенные к низу меньшим основанием (рис. 1б). Упругость втулок принимается из условия обеспечения возможности образования между секциями 9,10 и плитой 2 зазоров +14 при подъеме устройства за верхнюю секцию 9, снабженную кареткой 15, скользящей по направляющей 16 (рис. 1а).

Величина каждого из зазоров 14 определяется из условия обеспечения нанесения ударов плитой 2 и секциями 9,10 через интервалы времени, не превышающие время

$$S_{i,i+1} \leq V_{i+1} * t_i + qt_i^2 / 2,$$

каждого из ударов, т.е. из условия соблюдения неравенства:

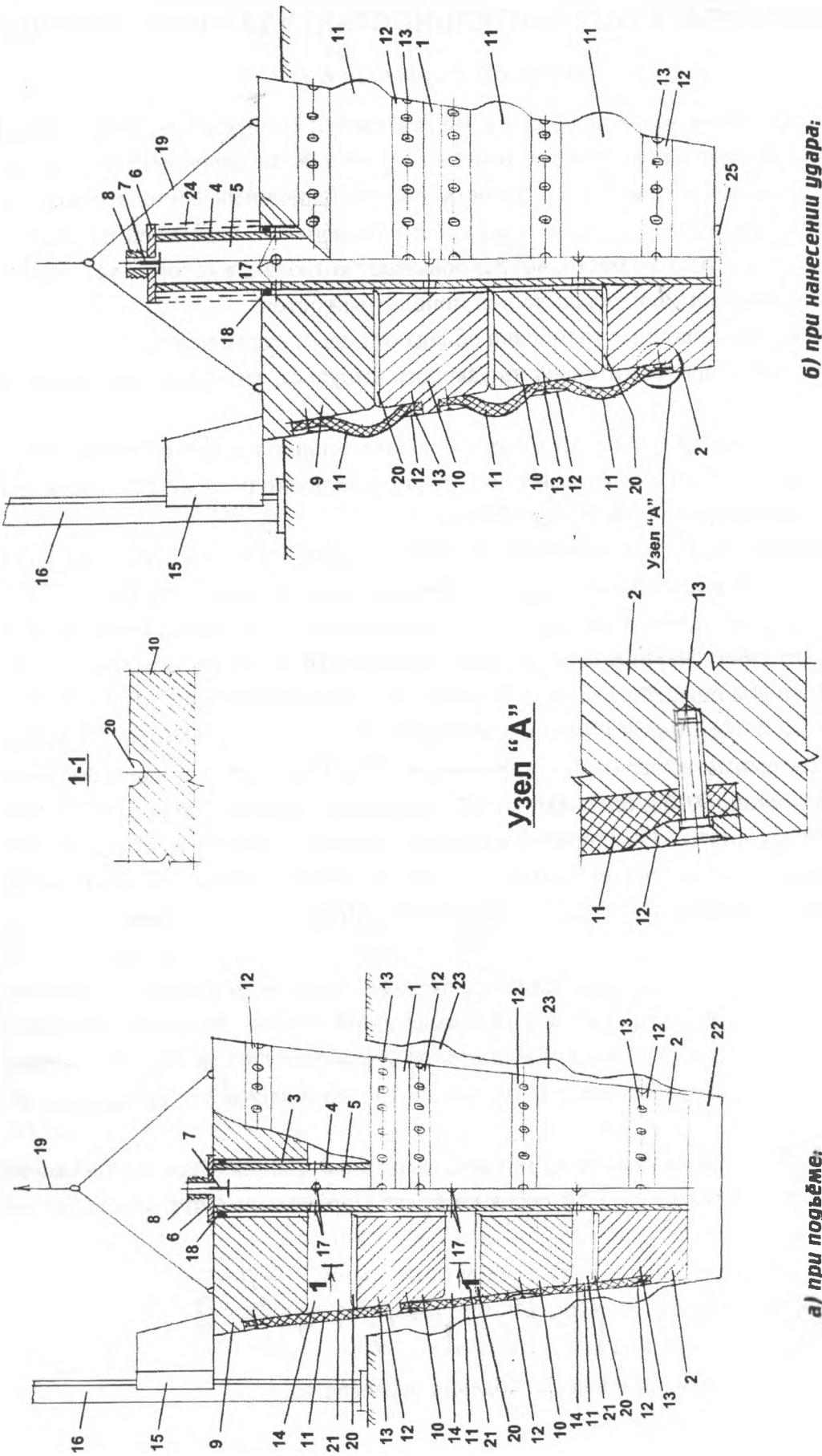


Рис. 1. Устройство для вытрамбовывания котлованов

где: $S_{I,I+1}$ - величина зазора между плитой 2 или секцией 10 с порядковым номером "I" и вышерасположенной секцией 9,10 с порядковым номером "I+1" (нумерация выполняется снизу вверх);

$V_{I,I+1}$ - скорость падения секции "I+1" в момент начала нанесения удара плитой 2 или секцией "I";

q - ускорение свободного падения.

В стенках штока 4 образованы сквозные радиальные отверстия 17, расположенные в верхней части каждого из зазоров 14.

Между секцией 9 в верхней ее части и штоком 4 установлен уплотнитель 18 (сальник).

Для подъема устройства используется трос 19 грузоподъемного механизма, соединенный с секцией 9. В верхних гранях промежуточных секций 10 и опорной плиты 2 выполнены радиальные проточки 20 для обеспечения доступа воздуха к втулкам 11 при контакте секций 9,10 и плиты 2 между собой.

При формировании зазоров 14 между секциями 9,10, плитой 2, упругим элементом 11 и штоком образуются камеры 21, заполненные воздухом.

Устройство работает следующим образом. Путем захвата за верхнюю секцию 9 тросом 19 грузоподъемного механизма устройство поднимают на заданную высоту (рис.1). При этом секции 9,10 и плита 2 поднимаются поочередно, по мере натяжения втулок 11, начиная с верхней секции 9. После отрыва от грунта опорной плиты 2 между секциями 9,10 и плитой 2 образуются расчетные зазоры 14 с образованием при этом между секциями 9,10, плитой 2, упругими втулками 11 и штоком 4 камер 21. Камеры 21 через отверстия 17, канал 5 и открытый клапан 7 заполняются воздухом (рис. 1а).

Затем устройство сбрасывают на точку вытрамбовывания. Вначале с грунтом взаимодействует, нанося удар, опорная плита 2, с падением ее скорости до нуля. Расположенная над плитой 2 секция 10, продолжая движение вниз, создает избыточное давление воздуха в камере 21 и канале 5, вследствие чего клапан 7 закрывается.

Далее секция 10 перекрывает отверстия 17 и, благодаря избыточному давлению воздуха в камере 21, втулки 11 растягиваются (деформируются) наружу, уплотняя грунт (рис.1б). Деформация стенок втулки 11 наружу предотвращает возможность ее попадания между секциями 9,10 и плитой 2. После выборки зазора 14 секция 10 наносит удар. Аналогично наносят удары остальные секции, увеличивая время воздействующего на грунт ударного импульса.

Для выемки из вытрамбованного котлована 22 устройства, его поднимают за верхнюю секцию 9. При этом сжатый в камерах 21 воздух облегчает подъем секции 9, а стенки втулки 11 при растяжении (уменьшается толщина стенок) легко отрываются от стенок котлована 22. После подъема секции 9 до уровня отверстий 17 камера 21 сообщается с каналом 5, открывается клапан 7 и атмосферный воздух беспрепятственно поступает в канал 5 и камеру 21. Далее, по мере натяжения стенок втулок 10, аналогично происходит поочередный подъем промежуточных секций 10 и плиты 2 (рис. 1а). Благо-

даря поочередной выемке секций 9,10 и плиты 2 из котлована 22 снижаются требуемые для этого усилия. Наличие сквозного канала 5 предотвращает засасывание плиты 2.

Затем повторяется новый цикл работы устройства. Причем при повторных циклах в боковых стенках образуются уширения 23, уменьшающие площадь контакта боковой поверхности устройства с грунтом.

На заключительном этапе для увеличения размеров уширений возможна подача через патрубок 8 в канал 5 под давлением воздуха от компрессора (на чертежах не показано). Сжатый воздух поступает в камеры 21 через отверстия 17, зазоры между секциями 9,10 и штоком 4 и проточки 20. В этом случае для предотвращения смещения секций 9,10 и втулок 11 относительно друг друга между оголовником 6 и корпусом вставляются упоры 24 и нижний торец штока заглушивается пробкой 25 (на рис.16 показано пунктирной линией).

Подачу сжатого воздуха в камеры можно также производить для отрыва от грунта при недостаточной грузоподъемности грузоподъемного механизма, однако при этом увеличивается время цикла работы устройства.

Применение предлагаемого устройства позволяет снизить энергоемкость вытрамбовывания котлованов за счет увеличения продолжительности ударного импульса и уменьшения площади контакта боковой поверхности устройства с грунтом. Образование уширений в боковых стенках котлована обеспечивает повышение несущей способности фундамента вследствие увеличения площади опирания последнего на грунт.

МАНСАРДА: НОВЫЕ ПОДХОДЫ К ТЕХНОЛОГИИ И ОРГАНИЗАЦИИ СТРОИТЕЛЬСТВА

Веришко А.

По данным Минтруда, более 70% семей в Республике Беларусь не в состоянии улучшить свои жилищные условия за счет накопления и использования собственных средств или с помощью государственной поддержки. Всего 1% семей могут без посторонней помощи, купить или построить себе квартиру. На решение данной проблемы направлена государственная программа “Жильё”, весомым вкладом в реализацию которой может стать широкомасштабное строительство мансард, стоимость жилой площади в которых в 1,5-2 раза ниже вновь возводимого жилья.

Широкомасштабное возведение мансард предполагает определенную переориентацию в сфере жилищного строительства. Согласно постановлению СМ РБ №432 “О мерах по организации мансардного строительства” от 2 мая 1997 года даны задания Облсполкомам и Минскому горисполкому разработать региональную программу экспериментального строительства мансардных этажей над эксплуатируемыми жилыми домами *без отселения их жильцов*, так как отселение жильцов на время строительства – выход, неприемлемый в нашей республике прежде всего в связи с отсутствием фонда

отселения. Поэтому требуются новые подходы и технологии, обеспечивающие выполнение строительно-монтажных работ в особых условиях, с применением средств механизации и методов организации производства работ, создающих безопасные и комфортные условия для проживания. А также необходим опыт в возведении мансардных надстроек.

По мнению Р.И.Видгорчика, главного инженера ГП НИЭП БелНИИС и Л.И.Стельмашонка, руководителя отделения экспериментального проектирования ГП НИЭП БелНИИС (занимавшихся разработкой архитектурных и конструктивных решений и их реальным внедрением), жесткое требование ведения строительства без отселения жильцов создает необходимость поиска технологий и способов осуществления работ без применения тяжелых стационарных кранов, мокрых процессов, а также вмешательств в уже существующие коммуникации нижних этажей (горячее и холодное водоснабжение, отопление, газ, электричество, канализация).

Однако встречаются случаи неоправданного расточительства средств в плане технологии и конструктивных решения, что приводит к значительному удорожанию и дискредитации мансардного строительства. Это происходит, в первую очередь, из-за применения технологий, подходящих лишь для новостроек, когда устанавливается тяжелый башенный кран, при этом преграждаются пути движения транспорта на близлежащих улицах и проездах, в том числе муниципального (например, троллейбусов), страдает экология (засорение окружающей территории строительным мусором, уничтожение зеленых насаждений). А строителям приходится выполнять работы, которые напрямую не связаны с возведением мансарды. Все это увеличивает сроки строительства, его стоимость, в этом случае застройщик должен выплачивать городу дополнительные суммы, в том числе штрафы и пени. Поэтому положительный результат можно достигнуть только при условии нового подхода к методам такого строительства. Рассмотрим их основные моменты.

В рамках государственной программы "Жилье" ОАО "Стройкомплекс" занимается разработкой технологии возведения мансардных надстроек. По данным разработчиков, срок такого строительства должен быть примерно 4-5 месяцев, а также должны соблюдаться следующие условия:

Возведение должно осуществляться специализированными строительными организациями, оснащенными специальными механизмами вертикального и горизонтального транспорта, исключающими применение башенных и тяжелых стреловых кранов на гусеничном ходу. Только при необходимости монтажа или подачи на место сбора ферм или составных частей, щитовых стеновых элементов, а также объемных элементов комнат, на ограниченные промежутки времени могут применяться самоходные краны на пневмоходу (предпочтение следует отдавать кранам с гидравлически выдвигающейся стрелой).

Требуется тщательная подготовка производства работ, обеспечивающая минимальные сроки строительства и создание безопасных условий проживания на период строительства.

Необходимо исключить выполнение работ, требующих отключение отопления жилых помещений в отопительный период.

Специфика выполнения работ по надстройке мансардных этажей требует дополнения формулировок в СНиП III-4-80 “Техника безопасности в строительстве”, п.12.2, где записано следующее, - “При возведении зданий и сооружений запрещается выполнять работы, связанные с нахождением людей в одной секции на этажах, над которыми производится перемещение, установка и временное закрепление элементов сборных конструкций или оборудования...”; а также в “Правилах устройства и безопасной эксплуатации грузоподъемных кранов”, раздел 5.5. “Производство работ”, п. 5.5.14.

Особое внимание при организации работ следует уделить наращиванию лестничной клетки, которое выполняется с устройством защитного настила под существующим покрытием для прохода жильцов дома.

При демонтаже элементов существующего покрытия не следует применять механизмы ударного действия.

Необходимо предусмотреть мероприятия по защите от атмосферных осадков, конкретный вариант которого зависит от конкретных особенностей существующей кровли.

Складские помещения должны быть организованы только для минимального запаса материалов и конструкций на один день монтажа. Длинномерные конструкции должны монтироваться с колес.

Подъем рабочих к месту монтажа должен производиться по лестничным клеткам лесов или на грузопассажирском подъемнике.

Необходимо максимально избегать мокрых процессов путем применения современных материалов и технологий.

В г. Бресте намечены два объекта, где должно вестись мансардное строительство: по ул.Героев Обороны, 23 и ул.Пушкинская, 56, но строительные работы не ведутся, проблемы те же, что и в других городах – отсутствие проектной документации или согласия жильцов. Если подготовить документацию не очень сложно, то уговорить жильцов не так то просто. Люди знают старые способы строительства и боятся, что комфортность проживания в их собственных квартирах будет сведена к минимуму, если такое строительство начнется. Поэтому необходимо обращаться к успешному опыту возведения мансардных надстроек, к так называемым “пилотным проектам” с одной стороны обучая персонал новым способам ведения работ, а с другой – обращая внимание нашего населения на возможность строительства мансард без ущерба для комфорта и безопасности жильцов. А что касается проблем, которые встают на пути широкого внедрения мансард, то они характерны не только для Беларуси, но для всех республик бывшего СССР.

В России одним из таких проектов стала надстройка двух мансардных этажей над одним из домов в г. Лыткарино под Москвой. Поддержка в реализации этого

проекта осуществлялась фирмой “ВЕЛЮКС РОССИЯ АО”. Основные особенности использовавшейся технологии заключаются в следующем:

Каркас мансарды возводился из сборных деревянных элементов. В конструкции была использована жесткая система треугольника под 45° . Для покрытия применялась оцинкованная сталь по сплошной обрешетке, на которую вначале укладывался пергамин. Перегородки выполнялись из гипсо-волоконистых плит (ГВП), которые не осыпаются в вертикальном положении, для горизонтальных плоскостей использовался гипсокартон, который потом шпаклевался. Лестницы выполнялись по металлическим косогорам, заливались бетоном и штукатурились. Лестничные клетки делались из кирпича. Утепление производилось с помощью изолирующих минераловатных плит толщиной 250 мм по нормам теплозащиты с запасом до 2005 года. Закреплялись плиты с помощью натянутой проволоки.

Вокруг парапета были возведены леса, закрепленные с помощью подкосов к стенам верхнего этажа.

Монтаж элементов производился вручную, колесный кран был использован лишь один раз, да и то, на несколько часов.

Рабочие для подъемов на крышу использовали не подъезд, а специальный подъемник.

Монтаж элементов производился в различных погодных условиях. Была предусмотрена защита старого покрытия и вновь возведенных конструкций от атмосферных осадков. Здание имело чердак с каркасом из железобетонных элементов и покрытие из волнистых асбестоцементных листов, которое постепенно разбирали, шаг за шагом, устанавливая стропила, укладывая армированную пленку для гидроизоляции.

Стоимость строительства составила \$450 за 1 м^2 жилой площади (при \$600 – для нового строительства в этом районе), что является хорошим показателем. Сроки строительства составили примерно 8 месяцев с учетом проектирования (и многократных согласований в различных инстанциях, чего пока невозможно избежать ни в России, ни в Беларуси). За рубежом такое строительство обычно ведется 3–4 месяца.

По мнению сотрудника фирмы “ВЕЛЮКС” архитектора Михаил Бузукашвили, этот пилотный проект стал собирательным образом решений, которые выносились на различных конкурсах, проводящихся этой фирмой, с достаточно чистым процессом, при котором практически не нарушалась жизнедеятельность дома и минимально тревожились жильцы.

Для решения проблем, связанных с модернизацией жилых домов, у нас в республике разработана специальная программа [2], согласно которой, при выборе организации для выполнения заданий мансардного строительства предпочтение получают специализированные подрядчики, оснащенные полным набором ручного и механизированного инструмента, средствами малой механизации, имеющие высококвалифицированных рабочих, что позволит создать условия для возникновения конкурентной среды при модернизации жилья. В связи с этим предусмотрена разработка предложений по реструктуризации базы индустриального домостроения, ориентиро-

ванной на использование части мощностей домостроительных предприятий на выпуск ресурсо- и энергосберегающих конструкций, материалов и изделий, создание гибких производств для модернизации жилых домов, систем повышения теплозащиты ограждающих конструкций, создание специализированных малых предприятий на базе освобожденных площадей, перепрофилирование части строительного-монтажных подразделений в ремонтно-строительные.

Необходимо использовать уже известные технологии с адаптацией их к региональным условиям.

Достижение всех этих целей обеспечит превращение морально устаревшего по современным требованиям значительного объема жилищного фонда в энергоэкономичные, архитектурно-выразительные здания с увеличением общей жилой площади с одновременным повышением комфортности и других эксплуатационных качеств и, конечно, все это позволит улучшить общую картину обеспеченности жильем населения Республики Беларусь.

Литература

1. Белорусский строительный рынок. Рекламно-информационный бюллетень. №16, 1997.
2. Государственная программа модернизации и тепловой реабилитации жилых домов на 1997 – 2000 годы. Первоочередные мероприятия. Минск, 1997.
3. Мансарда “стартует” в Лыткарине.// Строительная газета. №46, 1997.
4. Русская мансарда: тернистый путь к совершенству.// Строительная газета. №36, 1997.
5. СНИП III-4-80. Техника безопасности в строительстве/ Госстрой СССР. – М.; Стройиздат, 1981. – 255 с.

РИСКИ, ВОЗНИКАЮЩИЕ ПРИ ДЕЯТЕЛЬНОСТИ ПРЕДПРИЯТИЙ СТРОИТЕЛЬНОЙ ИНДУСТРИИ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

Головач Э.П., Козинец М.Т.

Производственное предпринимательство - наиболее динамичная сфера деятельности. Спрос на результаты его деятельности очень высок, однако, оно не приносит быстрых результатов и быстрой прибыли, как другие виды бизнеса, поэтому не так привлекательно для развивающейся экономики. Вместе с тем, именно для этой сферы предпринимательства присущ самый высокий риск, так как фактический эффект, полученный от результатов деятельности может быть далек от ожидаемого. К этому виду бизнеса относится и строительство.

Понятие риска используется в целом ряде наук и каждая практикует риск по своему. В каждом исследовании в ходе анализа риска используются свои методы и мето-

дики и, как следствие, формируется свое представление о риске. В строительстве он взаимосвязывается с надежностью строительной системы. Теория катастроф применяет данный термин для описания аварий и стихийных бедствий.

В отечественной экономической науке риск практически до недавнего времени не рассматривался. Однако, с развитием рыночной экономики, риск, как экономическая категория, прочно вошел в нашу жизнь. Деятельность любого предприятия всегда сопряжена с риском - риском недополучения доходов, потери части своих ресурсов или появления дополнительных расходов в результате осуществления производственно-финансовой деятельности предприятия.

Следует остановиться на факторах, влияющих на рост степени риска, они подразделяются на 1) объективные и 2) субъективные. К объективным факторам относятся факторы, независимые непосредственно от самой фирмы: инфляция; конкуренция; анархия; политические и экономические кризисы; экология; таможенные пошлины; наличия режима наибольшего благоприятствования; работа в зонах свободного предпринимательства и т.д. К субъективным факторам относятся факторы, характеризующие непосредственно данную фирму: производственный потенциал; техническое оснащение; уровень предметной и технологической специализации; организация труда, уровень производительности труда; степень кооперативных связей; уровень технической безопасности; тип контактов с инвесторами или заказчиками, определяющие степень риска и величину вознаграждения по окончании проекта.

В деятельности организаций строительного комплекса, как и любой иной отрасли народного хозяйства, принято различать следующие виды рисков:

1. политический риск — это риск, связанный с возможностью возникновения убытков или сокращения размеров прибыли, являющихся следствием государственной политики.

2. финансовый риск — к нему относят валютный, процентный и кредитный риск.

3. технический риск — риск, сопряженный с освоением новой техники и технологии, поиском резервов, повышением интенсивности производства.

Данный вид риска определяется:

- * степенью организации производства;
- * проведением превентивных мероприятий (регулярная профилактика оборудования, меры безопасности);
- * возможностью проведения ремонта оборудования собственными силами.

В строительстве под «техническим риском» понимают;

строительно-монтажный риск

риск долговечности машин, электронного оборудования

риск потери от прибыли и т.д.

-Естественно, при оценке каждого из вышеприведенных видов велика роль экспертов, оценивающих степень риска на основе не только имеющейся статистики, то

есть экспертиза по образцу, но и прогнозирования величины риска с учетом конкретных географических, социальных и чисто технических факторов.

Для каждой экспертизы привлекают высококвалифицированных специалистов, имеющих большой опыт работы в аналогичных или близких по содержанию ситуациях. Особенно это касается строительно-монтажного страхования (как средства снижения негативного влияния на жизнедеятельность предприятия рисков), которое связано с наиболее крупными страховыми суммами. Крупные страховые суммы по строительно-монтажным рискам в свою очередь требуют качественной и количественной экспертизы для оценки уровня возможного риска и его перераспределения между страховыми компаниями, то есть перестраховки.

Из большого разнообразия контрактов страховые компании выделяют две наиболее часто встречающиеся группы:

сооружение объектов «под ключ»;

поставка оборудования и контроль за строительством.

Ответственность по контракту «под ключ» несет подрядчик (до момента полной сдачи объекта заказчику). Особенно оговаривается ответственность перед третьими лицами, которым может быть причинен ущерб в ходе строительства.

Ответственность по контракту «поставка оборудования и монтаж» несет заказчик.

В практике страхования технических рисков обычно проводится анализ всего перечня рисков и определяется, какой вид покрытия целесообразно предложить страхователю - от всех рисков или по отдельным видам.

Наиболее часто встречаются риски трех категорий:

огневые и другие имущественные риски;

строительство и монтаж;

испытания.

Огневые риски связаны с тем, что при производстве строительно-монтажных работ используются не стационарные, а временные склады для хранения сырья, горюче-смазочных материалов, оборудования. Риск резко возрастает в связи с использованием временных коммуникаций и сетей. При учете огневых рисков учитывают и возможность распространения пожара на соседние территории (тоже относится к наводнению, оседанию грунта и т.д.), так как возмещать ущерб придется организации, производящей работы. При определении величины риска используют геологические материалы, статистику за многие годы. Оценивая риск от краж, используют статистические материалы. Таким образом, общий риск складывается из совокупности частных рисков.

Второй категорией наиболее часто встречающихся рисков является строительство и монтаж. Страховая ставка определяется независимо от периода строительства по составу действительных работ, то есть определяется фиксированная ставка. На ее размер влияют: вид работ, квалификация подрядных организаций, технология, география.

Третья категория - испытания: холостые (длительные, страхуется каждый агрегат от поломки на срок до 7 дней) и горячие (учитывает вероятность взрыва).

В ходе работ возникает множество мелких убытков, фиксировать которые необходимо. Для этого применяется так называемая франшиза (определенная договором страховая часть страховой суммы, не подлежащая возмещению страховщиком), которая выражается тем, что вычитается часть убытков, понесенных страховой компанией. Поэтому при возникновении небольших случаев выплаты не производятся.

4. производственный риск — риск, связанный с возможностью невыполнения фирмой своих обязательств по контракту или договору с заказчиком.

Среди причин, сопровождающих производственный риск строительной организации следует выделить:

- * снижение планируемых объемов строительно-монтажных работ, обусловленных снижением производительности труда, простоем оборудования, потерями рабочего времени, нехваткой исходного сырья и материалов, ростом процента бракованных изделий в общем объеме работ;

- * снижение цен, по которым предполагалось реализовать продукцию или услуги, вследствие ухудшения качества продукции (услуги) или неблагоприятной конъюнктуры рынка;

- * роста материальных затрат вследствие использования неэффективной технологии, либо подорожания исходного сырья, комплектующих, электроэнергии, транспортных затрат и т.д.;

- * роста фонда оплаты труда;

- * увеличения налоговых платежей и выплат вследствие изменения законодательной базы;

- * низкой дисциплины поставок;

- * использованием морально и физически устаревшего оборудования.

5. коммерческий риск — риск связанный с процессом реализации товаров и услуг, произведенных предприятиями строительной индустрии. Он включает в себя:

- * непосредственно риск, связанный с реализацией продукции (услуг) на рынке;

- * риск, связанный с транспортировкой продукции;

- * риск, связанный с приемкой продукции (услуг) заказчиком;

- * риск форс-мажорных обстоятельств.

Среди причин, обуславливающих возникновение коммерческого риска особое место занимает риск невостребованности продукции, возникающий вследствие отказа заказчика от продукции предприятия и определяющий величину возможного материального и морального ущерба, нанесенного субъектом хозяйствования по этой причине.

Во избежание возможных потерь, связанных с появлением невостребованной продукции предприятие-производитель (подрядчик) должно уметь выявить причины и факторы, приводящие к возникновению риска невостребованной продукции (рис. 1). Достаточно просто найти главную причину опираясь на классификацию факторов риска невостребованности продукции, которая позволяет с различных сторон рассмотреть проблему отказа потребителей от произведенной продукции и найти пути и способы избежать подобной ситуации с наименьшими для предприятия потерями.



Рис. 1. Основные причины возникновения риска невосребованности продукции.

В исследованиях западных экономистов отмечается, что существует два типа поведения фирм, попадающих в кризисную ситуацию, каждому из которых присущ свой набор проводимых мероприятий:

а) защитная тактика - резкое сокращение расходов, распродажа подразделений фирмы, закрытие этих подразделений, сокращение и продажа оборудования, увольнение персонала, сокращение определенных частей рыночного сегмента, рыночных цен и сбыта продукции;

б) наступательная тактика - предполагает активные действия, связанные с проведением таких мероприятий как модернизация оборудования, внедрение новых технологий, эффективный маркетинг, повышение цен, поиск новых каналов сбыта, разработка и внедрение прогрессивной стратегической концепции планирования и управления.

В условиях острого кризиса, в котором находится в данный момент экономика Республики Беларусь, предприятиям строительного комплекса наиболее рационально сочетать в своих действиях отдельные элементы вышеприведенных тактик с целью минимизировать негативные воздействия рисков с одной стороны и достижения благоприятного социального эффекта с другой. Учет упомянутых факторов риска, планирование и прогнозирование помогут выйти предприятиям строительной индустрии из кризиса, что приведет, в конечном итоге, к подъему и всего народного хозяйства страны.

РИСК - НЕИЗБЕЖНОЕ СЛЕДСТВИЕ РЫНОЧНЫХ ОТНОШЕНИЙ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Кулакова Л.О, Головач Э.П.

Строительная отрасль, традиционно приоритетная в странах с рыночной экономикой, в Белоруссии все еще находится в кризисном состоянии.

Одним из основных условий и реальной гарантией перехода к рыночной экономике выступает свобода отдельных субъектов строительного рынка, что принципиально меняет философию их экономического поведения. На смену затратной психологии приходит реалистический анализ складывающейся ситуации, учет собственных сил и возможной реакции на деятельность со стороны внешней Среды функционирования. Рыночная инфраструктура должна заменить собой органы прежней административно-командной системы. Структура строительного рынка и элементы его инфраструктуры активно взаимодействуют друг с другом. Динамичность всей системы строительного рынка оказывает воздействие, *с одной стороны*, на вероятностные отклонения под влиянием целого ряда разнонаправленных факторов, которые могут взаимно погашаться, система же, в целом, сохраняет при этом равновесие и целенаправленность. *С другой стороны*, под влиянием этих же факторов не исключена возможность односторонних отклонений, что приведет к их наслоению, и, в конечном счете, к отходу от намеченных целей. Неизбежным следствием подобных отклонений является ситуация риска экономических прогнозов, что в свою очередь, чревато крупными просчетами в отрасли. Сама практика деятельности строительного предприятия с настоятельной необходимостью требует научного подхода к реализации рискованных проектов. Реальный путь к этому - исследование смысла и содержания категории "риск", поиск методов оценки риска и возможных "сценариев" поведения строительного предприятия в рискованной ситуации, обоснование экономических, правовых, моральных границ общественно полезной и выгодной предприятию рискованной ситуации.

Существуют некоторые общие правила снятия риска.

Диверсификация вложения капитала.

Оптимизация структуры портфеля вложений. Чаще всего рекомендуется вкладывать одну треть средств в крупные фирмы, одну треть - в средние, одну треть - в небольшие.

"Правило пяти пальцев"; одна акция - потери, три акции - достижение целей, одна акция - повышенный успех.

Ориентация на среднюю норму прибыли.

Дублирование поставщиков. В белорусских условиях следует ориентироваться на 3-4 поставщиков.

Дублирование рынков сбыта продукции.

Разделение ценного груза при транспортировке на несколько партий.

Хранение сырья, материалов, полуфабрикатов и продукции в разных местах.

Учет взаимосвязи роста производства и снижение его издержек.

В практике при реализации управленческого решения приходится учитывать несколько рисков. Общий уровень комплексного риска R определяется суммой частных рисков R_i :

$$R = \sum R_i, \text{ или, } R = \sum (R_i^0 + \Delta_i)$$

где: R_i^0 - частный нормативный уровень i -го риска, в долях единицы;

Δ_i - скидка (-) или добавка (+) к нормативному уровню i -го риска, в долях единицы.

Для количественной оценки риска в расчет необходимо принимать и положительные и отрицательные изменения в работе строительного предприятия, учитывать все факторы, влияющие на каждый из таких показателей, как трудозатраты на выполнение подрядных работ, выработка, объем выполняемых строительно-монтажных работ и услуг, себестоимость, прибыль. Совершенно очевидно, изменение любого из этих показателей под воздействием выявленных факторов влияет в конечном итоге на прибыль предприятия.

Рассмотрим пять групп факторов.

Первая группа - трудовые факторы, связанные с потерями рабочего времени по различным причинам: болезни, отпуска, внутрисменные потери времени и т.д.

Вторая группа - организационно-технологические факторы, к которым можно отнести потери времени из-за погодных условий, несчастных случаев, отсутствия материалов, машин и механизмов, изменения структуры подрядных работ, текучести кадров и т.п.

Третья группа - материальные потери, т.е. потери от брака, перерасход материалов по сравнению со сметными или производственными нормами и др.

Четвертая группа - внешние факторы. Последние связаны, в основном, с работой смежников предприятия: потери из-за отсутствия проектно-сметной документации, несвоевременного выполнения работ субподрядчиками, задержки оплаты выполненных работ заказчиками, несвоевременной поставки материалов, конструкций и оборудования и т.п.

Пятая группа - финансовые. В эту группу можно включить изменения уровня прибыли в составе договорной цены на выполнение работ, прямые потери прибыли из-за штрафных санкций, изменения налоговых ставок и льгот по налоговым платежам, уплаты процентных ставок по банковским кредитам на различные нужды предприятия.

Установлено, что 47-50% потерь прибыли приходится на факторы, связанные с использованием трудовых ресурсов, 20% - с организацией и технологией строительного производства, 4% - с использованием материалов, 28% приходится на внешние факторы, не зависящие от деятельности строительного предприятия, а также на финансовые.

ОРГАНИЗАЦИОННЫЕ ФОРМЫ ИННОВАЦИОННОГО ПРОЦЕССА В СТРОИТЕЛЬНОЙ ОТРАСЛИ

Рубахов А.И., Проровский А.Г.

Как свидетельствует мировой опыт, инновационный процесс в рыночной среде осуществляется в четырех организационных формах: административно-хозяйственной, программно-целевой, кооперативно-целевой, инициативной.

Несмотря на экономические трудности, переживаемые Республикой Беларусь, в том числе и строительным комплексом, инновационные тенденции не затухают. Конечно, в условиях рыночной экономики, формы организации и управления инновационной деятельностью должны быть более рациональными.

Административно-хозяйственная форма базируется на устойчивой производственно-технологической основе строительной фирмы и нацелена на новации по профилю данного предприятия. Эта форма реализуется преимущественно в крупных организациях - трестах, объединениях, комбинатах. Ее задачами в современных условиях обострения конкуренции являются: постоянное внедрение в производство новшеств; сокращение затрат; повышение качества при стабильности или снижения цен за счет движения в направлениях механизации и автоматизации строительного производства, рационализации организации и управления производством, развития кадрового потенциала, его заинтересованности в успехе предприятия. Данная форма является практически продолжением методов командно-административной системы управления и применение ее в рыночной экономике ограничено.

Программно-целевая форма организации инновационной деятельности решает крупные научно-инновационные проблемы через различные виды межфирменной кооперации под эгидой государственных, региональных органов управления или крупных строительных предприятий. Программно-целевая форма выступает, как правило, в виде государственных или региональных программ, которые преследуют масштабные и разные цели, а не только получение прибыли, нацелены на множество эффектов, то есть являются многоцелевыми. К таким формам можно отнести решение сложных экономических проблем, межгосударственных задач, социальных проблем и т.п. Например, в строительстве к ним можно отнести целевые программы сокращения затрат ручного труда и т.п.

Кооперативно-целевая форма базируется на заинтересованности в новинке нескольких, нередко различных по профилю своей деятельности, потенциальных потребителей, которая создает реальную предпосылку для объединения ресурсов и разделения риска. Если в одиночку строительному предприятию освоить проект затруднительно, то при объединении ресурсов каждый затрачивает часть средств, а может получить целое. Заинтересованными сторонами нередко создается новое предприятие, типа венчурного, которое по достижении конкретного результата расформировывается, либо его финансирование продолжается для решения других задач. Кооперативно-целевая форма получает все большее развитие в мире и не только в межфирменном, но и в меж-

государственном объединении ресурсов для реализации крупномасштабных нововведений. В Брестском регионе по такой форме можно организовать работу центра по трансферу технологий, созданному в Брестском политехническом институте.

Инициативная форма реализует инновационное предпринимательство, когда ученые, инженеры, изобретатели ноу-хау стремятся использовать их в приносящем доход собственном инновационном предприятии. Инициативная форма выражает предпринимательскую деятельность в инновационной сфере, когда последняя становится самостоятельной сферой приложения капитала, а инновационная деятельность имеет целью извлечение прибыли. Предметом ее могут быть прикладные разработки академической, вузовской науки, отдельных ученых и изобретателей, которые накоплены из-за отсутствия ранее эффективного механизма доведения их до практики. Здесь таким одним из видов предприятий, организованных по такой форме, могут стать венчурные предприятия, в которых соединяются идеи и финансы.

В новых экономических условиях, как свидетельствует опыт Восточной Европы последних лет, административно-хозяйственная форма в прежней структуре существовать не может. Создание новой оргструктуры административно-хозяйственной формы может идти по пути образования крупнейших фирм, концернов, которые представляют собой объединение не одного НИИ и предприятия (например, НПО), а нескольких научно-исследовательских, проектно-конструкторских и технологических организаций и строительных предприятий, а также финансовых учреждений, способных начать и замкнуть научно-технологическую инновационную цепочку. Эти структуры в рыночных условиях имеют ряд преимуществ в осуществлении инновационной деятельности. К ним можно отнести следующие.

1. Длительное обладание ими рыночной монопольной силой, как считают западные ученые, само по себе является препосылкой успешной инновационной деятельности, так как позволяет иметь финансовый потенциал, достаточный для покрытия расходов на инновации. Крупным финансово-промышленным группам доступны масштабные дорогостоящие проекты, связанные с длительным научным поиском. Они могут финансировать параллельную разработку одного или нескольких альтернативных нововведений.

2. Диверсификация производственной и научной деятельности строительных предприятий позволяет маневрировать средствами, покрывать убытки на рынке или неполучение прибыли по одним направлениям производства и инновационной деятельности за счет других, прибыльных, накапливать научные новинки для будущего прорыва на рынок новых товаров и услуг.

Специалисты выделяют три основных направления активизации инновационной деятельности в регионах в условиях многоукладной экономики и развития рыночных отношений:

- образование концернов, финансово-промышленных групп, обладающих определенной монопольной силой и финансовыми ресурсами для развертывания инноваци-

онной деятельности как фактора конкурентной борьбы на внутреннем и внешнем рынках;

- развитие предпринимательства в инновационной деятельности - сети малых предприятий как формы инициативной инновационной деятельности в регионе;

- формирование региональной инновационной инфраструктуры как базы обеспечения инновационной деятельности и содействия становлению малого инновационного бизнеса в строительной отрасли.

В нашей стране преимущественно применялась административно-хозяйственная форма на предприятиях, научно-производственных объединениях. Программно-целевая форма получила развитие на государственном, отраслевом и частично на региональном уровнях управления. Практически не применялась кооперативно-целевая и полностью отсутствовала инициативная формы. Введение рыночных отношений расширяет поле инновационной деятельности, состав ее форм. Положительная роль рынка для инновационной сферы должна состоять в повышении ее значимости, введении экономических стимулов скорейшего доведение научных достижений до практики, воплощении в новые технологии и продукцию, пользующиеся спросом на рынке.

Литература

1. "Научно-инновационная сфера в регионе: проблемы и перспективы развития." Санкт-Петербург. "Наука". 1996.- 196 стр.
2. Молчанов Н. Н. "Инновационный процесс: организация и маркетинг". - Санкт-Петербург: издательство СПбГУ. 1995. - 144 стр.

СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕТОДИКИ ЦЕНООБРАЗОВАНИЯ НА ПРЕДПРИЯТИЯХ ПО ПРОИЗВОДСТВУ СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ

Кульгавчук Л.В.

В условиях рыночных отношений центр экономической деятельности перемещается к основному звену - предприятию. Именно на этом уровне создается нужная обществу продукция, оказываются необходимые услуги. На предприятии сосредоточены наиболее квалифицированные кадры. Здесь решаются вопросы экономного расходования ресурсов, применения высокопроизводительной техники, технологии. На предприятии добиваются снижения до минимума издержек производства и реализации продукции. Разрабатываются бизнес-планы, применяется маркетинг, осуществляется эффективное управление - менеджмент.

В условиях рыночной экономики выживет лишь тот, кто наиболее грамотно и компетентно определит требования рынка, создаст и организует производство продук-

ции, пользующейся спросом, обеспечит высоким доходом высококвалифицированных работников. Велика в этом роль научного подхода к организации производства.

С 1992 года в отрасли строительство введен нормативный метод ценообразования, позволяющий от усредненных норм перейти к реальным затратам. Следуя данному примеру, промышленность строительных материалов и стройиндустрии Республики Беларусь также перешла на нормативный метод ценообразования для продукции массового производства.

Основой данного метода является создание нормативной базы, представляющей собой комплекс прогрессивных трудовых и материальных норм и нормативов на единицу каждого вида выпускаемой продукции по каждой статье расходов в натуральном выражении, в рублях или процентах. Показатели базы являются величинами постоянными и изменяются только в случае, если меняется технологический процесс производства или обоснованно изменены соответствующие нормы и нормативы. При необходимости и соответствующем обосновании нормативы, выраженные в процентах, и рублях уточняются ежегодно.

Перед тем, как создать нормативную базу, необходимо выбрать для нее базисный период, который должен быть единым для всех элементов и статей затрат. Это связано с последующей индексацией элементов затрат в связи с изменением цен, связанным с инфляционными процессами.

Основным принципом выбора базисного периода является более стабильная экономика в этот период, в том числе и в области ценообразования. Базисный период может быть принят и на момент составления первой калькуляции по предлагаемой методике.

Отпускные цены рассчитываются исходя из годового объема производства, среднегодовой себестоимости продукции, нормативной базы в ценах на материальные и топливно-энергетические ресурсы, оплату труда и транспортные услуги, действующие на дату формирования цены.

Цена, как правило, рассчитывается исходя из индивидуальной себестоимости на соответствующий вид продукции. Это относится к тем видам продукции, которые в соответствии со стандартами имеют индивидуальные потребительские свойства и качественные характеристики. Для этих видов продукции устанавливаются только к ним относящиеся расходы сырья, материалов, топлива, энергии, трудовых затрат на единицу продукции.

В таких случаях калькулируется индивидуальная себестоимость и определяется индивидуальная цена. К таким видам продукции относятся железобетонные изделия и конструкции, металлоконструкции, гипсобетонные изделия и т.д. Наряду с этим, некоторые виды продукции в соответствии со стандартами имеют различные качественные характеристики по маркам, сортам, фракциям. При этом себестоимость каждой марки, сорта или фракции определить невозможно.

Для решения этой задачи калькулируется средняя себестоимость и определяется средняя цена, а на ее основе - цены по маркам, сортам, фракциям.

Предлагается два варианта определения цен:

- определение цен, если на продукцию по стандартам установлены марка (сорт);
- определение цен, если на продукцию по стандартам установлены марка и фракция.

Первый вариант может быть использован для определения цен на кирпич и камни керамические, кирпич и камни силикатные, известь, гипс и другие виды продукции.

Основой для расчета цен является средняя себестоимость и определенная на ее основе средняя цена, коэффициенты дифференциации цен по маркам (сортам) и объема выпуска продукции по маркам (сортам).

Второй метод отличается от первого тем, что на продукцию устанавливается два коэффициента дифференциации цен по маркам и фракциям.

В условиях жесткой конкуренции, применение метода нормативного ценообразования позволит предприятиям-изготовителям мгновенно реагировать на требования рынка путем повышения (уменьшения) цен на некоторые марки (сорта, фракции) материалов, которые по своим потребительским свойствам пользуются повышенным (ограниченным) спросом, а это позволит, в конечном итоге, получить максимально возможной доход.

ПРОБЛЕМЫ РАЗВИТИЯ МАЛОГО БИЗНЕСА В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Радчук А.П.

В настоящее время стало очевидным, что для создания рыночной инфраструктуры необходимо проведение децентрализации общественного производства в республике, резкое увеличение хозяйствующих субъектов. Ликвидация государственного монополизма будет возможна только при создании необходимых условий для развития высокопроизводительной малой экономики, оперативно и гибко реагирующей на требования научно-технического прогресса. Именно свободное предпринимательство, основанное на малом бизнесе, служит основой для качественных изменений общественной системы производства при переходе к рынку. Проблема развития малого бизнеса стала ключевой в системе мер по преодолению кризиса в экономике.

Малое предприятие - важнейший элемент рыночной структуры, наиболее гибкая и динамичная форма развития предпринимательской деятельности. Создание сети малых предприятий является необходимым условием формирования экономической среды, благоприятствующей возникновению конкуренции товаропроизводителей, развитию рыночных отношений, противодействию монополизму в производстве и других сферах деятельности. Именно малые предприятия способны быстро реагировать на изменение потребительского спроса, они наиболее восприимчивы к техническим новинкам, обеспечивают быструю окупаемость затрат. Не являясь какой-то новой структурой хозяйствования, они в значительной степени оказывают воздействие на становление всех хозяйственных форм.

В большинстве государств на долю малых предприятий приходится 98-99% от всего количества предприятий, в строительстве - 99,7%. Только в США - 94%.

Средняя численность работников строительной фирмы США составляет 9 человек, Финляндии - 11 чел. У нас строительные тресты имеют численность работающих в 2-3 тыс. чел., а строительные управления - 200-300 человек. В создании широкой сети малых предприятий видится один из основных путей формирования подрядного рынка, устранение монополизма действующих структур. Число убыточных государственных предприятий на 1 января 1998 года составило более 2000, их количество по сравнению с предыдущим годом значительно увеличилось. В тоже время можно говорить о развитии в республике негосударственного бизнеса. На это же время было зарегистрировано около 35 тыс. предприятий малого бизнеса (согласно статистическим требованиям, к ним относятся кооперативы, малые предприятия и общества с ограниченной ответственностью), более 120 тысяч предпринимателей без образования юридического лица. По оценкам Союза предпринимателей в малом бизнесе занято около 15% от общего числа работающих. Частный бизнес производит около 10% всех товаров народного потребления.

Значительная часть предпринимательских структур родилось на основе тесной связи с госпредприятиями или путем выделения из их состава. В то же время, как показал опыт, выделение из состава государственных малых предприятий кооперативов и т.д. приводит к разрыву партнерских отношений. Но чаще всего бывает так, что госпредприятие или ведомство использует любой предлог, иногда с нарушением действующего законодательства, для того, чтобы препятствовать выходу из своего подчинения бригад, участков, управлений. В этой связи проблема создания малых предприятий на базе организаций, входящих в состав крупных предприятий, остается открытой.

В этой связи примечателен опыт развития малого бизнеса в области строительства в западных странах. Отношения крупных и малых предприятий в строительстве представляют сложную, разветвленную систему кооперативных связей. И те, и другие предприятия заинтересованы в такого вида работах, позволяющих более равномерно загружать производственные мощности. Так, крупная фирма оказывает содействие своим многочисленным мелким партнерам, как правило, работающим на условиях субподряда, в приобретении материалов, оборудования, привлечении кредитов. Одновременно крупная фирма значительно сокращает свои издержки строительного производства за счет использования высокого уровня механизации малого производства.

Таким образом, создание новых малых предприятий, или выделение их из состава существующих строительных организаций, означало бы не только преодоление диктата крупных производителей, но и некоторую стабилизацию в строительном комплексе.

Несмотря на низкую производительность труда, вызванную большим уровнем ручного труда, низким уровнем механизации, использованием устаревшего оборудования, предприятия малого бизнеса по другим показателям, таким как объем реализован-

ной продукции на одного работающего, фондоотдача и др. превосходят крупные предприятия.

Особую роль малым предприятиям предстоит сыграть в осуществлении приватизации и разгосударствления. Кроме прогрессивного изменения структуры и характера экономических связей в ходе всеобщего процесса разгосударствления, важны предоставляемая возможность развития малого частного предпринимательства, вовлечение в процессы становления рынка большей части населения и формирования таким образом новых субъектов собственности. Именно через создание индивидуальных, семейных и иных малых частных предприятий каждому может быть предоставлена возможность начать собственное дело, стать реальным собственником проявить свои предпринимательские дарования.

Еще одна функция малых предприятий - это развитие научно-технического прогресса и быстрое внедрение его результатов в производство, поиск и разработка новых идей, создание и освоение новых технологий или посредничество в этой области, наконец, производство и освоение рынка новых идей, технологий, продукции.

Однако, малые предприятия, благодаря некоторым общим особенностям производства и решаемым экономическим задачам, сталкиваются с рядом проблем. Возьмем, например, инфраструктуру малого бизнеса, которая сегодня практически отсутствует. Малые предприятия часто возникают без создания адекватных экономических, финансовых и производственных условий развития малого бизнеса. Ситуация усложняется тем, что малые предприятия весьма уязвимы в случае нарушения договоров и вообще при изменении экономической ситуации, что часто ведет к их банкротству. Затруднено получение малыми предприятиями кредита. Не способствует накоплению средств и существующая система налогообложения, которая в Беларуси чрезвычайно жесткая и не стимулирует развитие малого производства. Сложившаяся хозяйственная ситуация, дефицит разного рода ресурсов позволяет крупным, поддерживаемым правительством льготными финансовыми вливаниями государственным предприятиям осуществлять полный контроль за деятельностью малого предприятия, которое фактически становится его хозрасчетным подразделением, формально имеющим самостоятельный баланс и устав, закрепляющий его подчиненное положение. Здесь необходима поддержка государственных прогрессивных форм. Это позволит подойти к системе отношений между учредителем и малым предприятием, в которой учитываются реальные интересы обеих сторон.

Обобщая сказанное, можно отметить, что развитие малого бизнеса в Республике Беларусь, в том числе и в строительстве, находится в процессе становления. Темпы его развития недостаточны вследствие неблагоприятных экономических условий, нестабильной политической ситуации. Необходима льготная финансово-кредитная политика, ускоренная амортизация основных фондов для малых предприятий, обеспечение доступа к информационным базам, ресурсам. Необходима реальная помощь со стороны местных органов власти, в том числе в снижении налогового пресса в своих регионах.

ЭКОНОМИЧЕСКИЕ МЕТОДЫ ОРГАНИЗАЦИИ И УПРАВЛЕНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫМ ПРОИЗВОДСТВОМ

Иваровский П.Н.

Особенность современного этапа строительства - широкая специализация, кооперирование, различные формы собственности. Управление производством в этих условиях требует более совершенных методов организации, планирования и управления, основывающихся на применении электронно-вычислительной техники для оптимизации принимаемых решений, технических средств сбора, обработки и передачи информации.

Большое значение для повышения эффективности строительного производства имеют мероприятия по усилению роли экономических методов в организации и управлении строительством. Научная организация производства базируется на системе действующих строительных норм и правил (СНиП), в составе которых важную роль играют производственные нормы, сметные нормы, нормы продолжительности строительства, нормы заделов, позволяющие обоснованно распределять финансовые ресурсы, правильно планировать объемы работ, производительность труда, обеспечивать своевременный ввод объектов в эксплуатацию.

Строительство - единая отрасль народного хозяйства нашей республики, где с 1992 года введен нормативный метод ценообразования. По каждой составляющей сметной стоимости определяется индекс удорожания по отношению к 1991 году. Имея удельный вес составляющих (материалы, механизмы, заработная плата), а также структуру накладных расходов и плановых накоплений и индекс удорожания каждой составляющей, определяется общий индекс увеличения сметной стоимости строительства.

К сожалению, не все нормы, предусмотренные ранее существовавшей технологией, организацией и требованиями по качеству, соответствуют условиям сегодняшнего дня. С одной стороны руководители строительных организаций должны строго соблюдать технологию и качество работ, а с другой стороны - экономические условия препятствуют выполнению этих задач. Рассмотрим существующие противоречия на конкретных примерах.

В строительных нормах и правилах только по земляным и монтажным работам предусмотрены конкретные виды механизмов. На монтажных работах механизмы предусмотрены в зависимости от массы монтируемых конструкций. Согласно проекта организации строительства подбирается кран для монтажа конструкций по максимальной массе. При монтаже автомобильным краном руководитель строительной организации имеет возможность подбирать и, если необходимо, то менять кран. При монтаже объекта башенным краном его ежедневная замена невозможна.

Например, на строительстве школы в микрорайоне «Вулька» г. Бреста в СНИП и сметных ценах предусмотрен монтаж ригелей, плит перекрытий, диафрагм, лестничных маршей и площадок башенным пятитонным краном, а монтаж колонн - восьмитонным

краном. В проекте организации строительства, естественно, предусмотрен башенный восьмитонный кран, который и смонтирован на объекте.

Стоимость пятитонного башенного крана в ценах февраля 1998 г. составила 75640 руб. за м/час, а восьмитонного - 95130 руб. за м/час. Разница в стоимости в 19490 руб. за м/час или 25,8 %, имеющаяся по ПОС и СНИП, не компенсируется, и строители несут необоснованные убытки.

В сметных нормативах на кирпичную кладку, перегородки, бетонные работы, полы и т.д. заложены «прочие механизмы» в рублях. Это значит, что действующими нормативами предусмотрена технология выполнения этих работ не при помощи крана, а при помощи подъемника или транспортера, т.е. технология пятидесятых годов.

Руководители строительных организаций, когда цены на механизмы были сравнительно низкими, не обращали особого внимания на имеющийся перерасход по статье «эксплуатация машин и механизмов».

В настоящее время возврата к старой технологии работ быть не может, а потому для нормальной работы строительных организаций необходим пересмотр устаревших нормативных документов.

Появились сложности в организации формирования и использования фонда заработной платы. Качество выполняемых работ постоянно улучшается, усложняется архитектура зданий и сооружений, а нормативы по трудоемкости работ и заработной плате остаются прежними.

Например, нормами на кладку стен из силикатного кирпича (Е8-6.302) предусмотрено на один кубометр кладки 4,76 чел-часа и заработная плата 8,13 руб. Следовательно, на одного члена бригады должно ежедневно выкладываться $8 : 4,76 = 1,68 \text{ м}^3$ кладки. Учитывая, что наружная кладка производится многослойной, т.е. с утеплением полистиролом, каменщики выкладывают фактически по 1,2 - 1,3 м^3 кладки в день, а на бригаду, в целом, получается по 1,0 - 1,1 м^3 за смену.

Заработная плата, предусмотренная нормой в 8,13 руб., или с индексом февраля 1998 г. в 6841,47 составит:

$8,13 \times 1,68 \times 6841,47 = 93444$ руб. в день или $93444 \times 21 = 1962000$ руб. в месяц. Так как фактическая выработка составляет 1,1 м^3 , то заработная плата, получаемая от заказчика за месяц равна: $1,1 \times 8,13 \times 6841,47 \times 21 = 1285000$ руб. Естественно, такой величины заработной платы не хватает не только на прожиточный минимум, но даже на питание каменщика по санитарным нормам.

В 1997 году Союз строителей России разработал новые нормативы трудоемкости работ, которые учитывают изменения в технологии, в конструктивных решениях. Трудоемкость работ в новых нормативах на 40 - 50 % выше, чем в действующих. На наш взгляд, эти нормативы следует привязать к нашим условиям и утвердить в установленном порядке.

Приказом Министерства архитектуры и строительства № 363 от 25 августа 1997 г. определен порядок во взаиморасчетах между заказчиками и подрядчиками по средневзвешенным ценам по материалам-представителям и механизмам-представителям.

В каждой области и по республике в целом производится отслеживание цен на строительные материалы и механизмы и определяется средневзвешенная цена. При приобретении материалов по ценам ниже или выше средневзвешенных экономия или убытки остаются в строительных организациях. Аналогичное положение предусмотрено и по механизмам.

В последние годы исследования, проводимые в различных областях строительства, явились предметом оживленных дебатов между представителями деловых и политических кругов, промышленности и профсоюзов. Дискуссии были инициированы изменениями ситуации на строительных рынках и влиянием этих изменений на ценообразование в строительстве и конкурентноспособность как строительной индустрии, так и строительного производства.

Оживление в строительной сфере республики началось с 1996 года. Увеличение объемов подрядных работ происходит при остром дефиците капитальных вложений. Так, задолженность заказчиков по жилищному строительству за выполнение работы на конец 1997 года составила 16 % общего объема выполненных работ.

Строительная отрасль сохраняет тенденцию к все большему государственному регулированию. Стабилизация и улучшение всех качественных показателей будет связана со структурной перестройкой путем приватизации, акционирования, совершенствования организационных форм управления, снижением стоимости строительства, повышения эффективности на основе использования отечественного и зарубежного опыта.

Ключевым звеном в улучшении дел в строительной отрасли является кардинальная реформа экономической системы. Ее осуществление невозможно без активного участия трудящихся и, прежде всего, руководителей, специалистов и служащих. В силу законов диалектики накопления противоречий и количественных изменений всегда ведет к необходимости глубоких качественных преобразований.

Руководители строительно-монтажных организаций, рассматривая возможные варианты организации строительного производства, должны учитывать, прежде всего, экономические последствия принимаемых решений. Тем более что устарела существующая нормативная база, имеются противоречия в правовом обеспечении экономических рычагов управления.

На всех уровнях управления должны быть экономические методы организации и управления строительным производством, самостоятельность и ответственность каждого руководителя и специалиста.

ОРГАНИЗАЦИЯ ТЕНДЕРНЫХ ТОРГОВ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Надеина Н.Г.

Важнейшим направлением освоения рыночных механизмов в строительной отрасли РБ является создание условий для конкуренции между подрядными организа-

циями. В результате конкуренции обеспечивается ускорение сроков и снижение стоимости строительства, повышается качество строительной продукции, возрастает производственная и финансовая дисциплина, компетентность исполнителя.

Схема взаимоотношений заказчика и подрядчика, построенная на рыночных принципах заключается в следующем: заказчик выставляет на торги проектную документацию, дающую представление о будущем объекте для определения затрат, то есть информацию о физических параметрах объекта, строительных материалах, технологическом и инженерном оборудовании, а подрядчики, в свою очередь, выставляют свои условия. В итоге определяются два основных показателя - стоимость и срок исполнения. Качество выполнения строительно-монтажных работ должно соответствовать принятым стандартам.

Для преодоления монополизма в строительном комплексе Республики Беларусь одной из реальных мер можно рассматривать переход на систему подрядных торгов-тендеров.

Впервые понятие "*тендер*" появилось в лексиконе белорусских строителей в начале 90-х годов, когда стала осуществляться межгосударственная программа строительства городков для военнослужащих, возвращающихся из Германии.

Подрядные торги или тендеры - это форма размещения заказов на строительство, которая предусматривает выбор подрядчика для выполнения работ и оказания услуг на основе конкурса. Предметом торгов могут быть: строительство зданий, сооружений или выполнение конкретных видов работ и услуг. Основными видами подрядных торгов, в зависимости от метода определения круга претендентов, привлекаемых к участию в торгах, являются:

- открытые торги;
- закрытые торги.

В открытых торгах принимают участие все заинтересованные организации независимо от форм собственности и ведомственной принадлежности, имеющие лицензии на выполнение соответствующих видов работ.

В закрытых торгах участвуют заранее отобранные организаторами торгов строительные организации, которым направляются специальные приглашения.

Кроме открытых и закрытых торгов, может быть использована смешанная (комбинированная) форма проведения торгов, при которой объявляются открытые торги и одновременно рассылаются приглашения конкретным строительным организациям.

Основными участниками подрядных торгов являются:

- заказчик;
- организатор торгов;
- тендерная комиссия;
- претенденты.

Каждый из участников тендерных торгов выполняет соответствующие ему функции (*приложение 1*).

Приложение 1

Функции основных участников тендерных торгов

инвестор	заказчик	организатор торгов	конкурсная комиссия	претенденты
финансирование подрядных торгов и исполнение договора подряда	принятие решения о проведени торгов, их сроках и форме	подготовка тендерной документации и других документов	сбор заявок на участие в торгах	обращение в тендерную комиссию с заявкой на участие в торгах
утверждение состава, конкурсной комиссии, тендерной документации, результатов торгов	назначение организаторов	публикация объявлений о торгах	предварительный квалификационный отбор претендентов	представление сведений о предприятии (финансовое состояние, персонал, субподрядчики и т.п.)
контроль целевого использования финансовых ресурсов	контроль работы организатора торгов	рассылка приглашений возможным претендентам	организация разработки тендерной документации	подтверждение согласия с условиями проведения торгов
	участие в работе тендерной комиссии через представителей	техническое обеспечение деятельности тендерной комиссии	осуществление процедуры торгов	представление предложения (оферты) в соответствии с условиями торгов и требованием заказчика
	установление окончательных условий договора	анализ тендерных предложений претендентов	определение победителя торгов	
	заключение контрактов с победителем торгов	представление тендерной документации участникам торгов		

Общий порядок, условия подготовки, организация и проведение тендерных торгов на выполнение всего комплекса работ и оказание услуг, связанных со строительством, расширением, реконструкцией и ремонтом объектов на территории нашей республики определяет действующее "Положение о порядке организации и проведения подрядных торгов (тендеров) в строительстве на территории Республики Беларусь".

Сейчас в республике создана определенная организационно-нормативная база по проведению подрядных торгов. При Министерстве архитектуры и строительства РБ действует Республиканская тендерная комиссия, кроме этого, организованы областные комиссии по проведению подрядных торгов в капитальном строительстве.

В г.Бресте в 1997 году было проведено 11 подрядных торгов. Основными претендентами на строительство жилья выступали следующие строительные организации: Стройтрест № 8, “Брестоблсельстрой”, Брестский строительный комбинат, а претендентами на обустройство территорий города являлись УМ-127, БАСП-249, ДСТ-4, “Брестводстрой”, а также проводились тендерные торги, на которых предметом торга были проектные работы.

ФОРМИРОВАНИЕ НОРМАТИВНОЙ БАЗЫ ДЛЯ ПЛАНОВО-ЭКОНОМИЧЕСКИХ РАСЧЕТОВ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Павлючук Ю.Н., Павлючук В.И.

В современных условиях одной из наиболее острых проблем стоящих перед строительными организациями является проблема рационального использования ресурсов с целью получения максимально возможной прибыли. К решению этой проблемы можно подойти традиционно, т.е. рассматривать ее с позиций предшествующего опыта и принимать решение на основе интуиции, либо использовать обоснованные экономико-математические методы, позволяющие принимать оптимальные решения.

Если в период централизованного государственного планирования основным критерием решения таких задач был максимально возможный объем выполняемых строительно-монтажных работ, то в настоящее время в качестве критерия выступают минимальные затраты на используемые ресурсы.

Очевидным направлением решения таких задач в строительном производстве является расчет потребности во всех видах ресурсов по периодам времени по каждому объекту, планируемому к включению в программу подрядных работ организации и сопоставление суммы всех потребностей с фактическим наличием имеющихся ресурсов. Для этого по каждому объекту строительства необходима информация о трудоемкости и стоимости отдельных видов или комплексов работ, которые выполняют или могут выполнять строительные бригады. Такую информацию можно получить путем анализа и выборки из сметной документации, что достаточно трудоемко.

Поэтому необходима нормативная база, которая бы позволяла с достаточной степенью достоверности быстро формировать эти показатели по каждому объекту. В качестве такой нормативной базы могут быть использованы удельные показатели стоимости, трудозатрат и машиноемкости на 1 млн. руб. сметной стоимости строительно-монтажных работ по основным комплексам работ по различным видам строительства. Такие показатели позволяют достаточно точно, только по наименованию объекта,

по основным архитектурно-планировочным решениям и сметной стоимости “разложить” любой объект на специализированные потоки, определить их параметры (трудоемкость, машиноёмкость и стоимость) и рассчитать потребность в необходимых ресурсах.

Формирование такой нормативной базы производится на основании анализа структуры программы подрядных работ организации, выбора по каждому виду строительства наиболее массовых объектов (так называемых объектов - представителей) и определение по сметной документации трудоемкости и стоимости основных видов и комплексов работ. При этом работы желательны укрупнять таким образом, чтобы их выполнение было возможно силами одной специализированной или комплексной бригады.

Наличие такой нормативной базы в строительной организации позволяет:

достаточно оперативно рассчитывать необходимые ресурсы по каждому планируемому к строительству объекту;

использовать ее в качестве необходимой информации при решении различных планово-экономических задач оптимизационного класса;

оперативно подготавливать обоснованную и достоверную документацию для участия строительной организации в тендерных торгах.

НЕКОТОРЫЕ ТЕНДЕНЦИИ ПРИМЕНЕНИЯ МАРКЕТИНГА ОБЪЕКТОВ КАПИТАЛЬНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА В ПЕРИОД ПЕРЕХОДНОЙ ЭКОНОМИКИ

Багаль Г.И., Образцов Л.В.

Несмотря на то, что слово «маркетинг» уже прочно вошло в деловой язык представителей всех сфер бизнеса, всех отраслей народного хозяйства Республики, понятие сущности этого явления у большого числа руководителей предприятий строительной индустрии весьма поверхностно и расплывчато.

Объясняется это почти полным отсутствием в Республике специфического рынка объектов капитального строительства, а также достаточных решений на правительственном уровне стимулирующих развитие рыночных отношений в этой отрасли.

Такое положение тем более опасно для отрасли, так как за периодом относительно тепличных условий для строительной индустрии, наступит, экономически закономерное похолодание, связанное с всевозрастающим влиянием факторов рыночной экономики. И, несомненно именно маркетинг станет тем, сильнодействующим лекарством от болезней, связанных с «переохлаждением», от хронической болезни «затрат», поразивших белорусскую экономику.

Освоение специфических методов и приемов маркетинговых действий в строительстве, особенно в области сбыта объектов капитального строительства, как предмета

инвестиций, залог успешного бизнеса на рынках этих объектов в качестве равноправного партнера.

В связи с этим особенно важно понимание того, что реализация объектов капитального строительства – это сбыт комплексного товара, предприятия или объекта инфраструктуры, то есть взаимосвязанной системы средств производства, основной характеристикой которой является технология и организация производства.

Успешная деятельность в этой области зависит в первую очередь от наличия у подрядчика портфеля технических средств, решений и опыта, обеспечивающих заказчику экономические преимущества при эксплуатации построенного объекта по сравнению с аналогичными объектами у конкурентов. Поэтому у фирмы подрядчика большое значение имеет знание передовых технологий не только в области строительства, но и в области выпуска той или иной продукции, ибо, в конечном счете, именно она и нужна заказчику. Это же подтверждает и распространяется среди ведущих строительных фирм мира тенденция сдачи объектов заказчику по принципу - «готовая продукция из рук в руки».

Экономические преимущества объектов капитального строительства лежат в основе решения основных стратегических задач маркетинга: выбора рыночного сегмента, будущей готовой продукции отрасли, определения размеров объекта, сроков строительства и т. п.

Одним из важнейших этапов маркетинга объектов капитального строительства является сегментация рынка потенциальных заказчиков по различным критериям и признакам, наиболее важным из которых является критерий инвестиционного процесса.

Проблемы финансирования объектов капитального строительства имеют глобальный характер и являются главными в условиях переходной экономики. Отрасль тяжело перенесла их в первые годы постперестроечного периода, а в скором будущем они обозначатся еще резче. От их решения зависит вся остальная маркетинговая деятельность фирмы-подрядчика, а успех ее во многом зависит от умения найти кредитора для заказчика, что позволит обеспечить финансирование договорных объектов и значительно поднимет престиж фирмы-подрядчика.

Сама фирма-подрядчик является важным элементом комплекса маркетинга объектов капитального строительства и ее деятельность, особенно с точки зрения повышения конкурентоспособности, служит предметом детального изучения и анализа, не являющегося целью данной работы.

Тем не менее, как мы видим из вышесказанного и, что необходимо подчеркнуть, эффективность сбытовой политики фирмы-подрядчика зависит не только от преимуществ эксплуатационных характеристик объекта но также и от знания и умения применять на практике специфические методы маркетинга объектов капитального строительства.

В частности, для повышения конкурентоспособности фирмы-подрядчика, важнейшего показателя, являющегося основой для выработки маркетинговой стратегии, могут быть использованы такие методы как:

- экономия материальных и трудовых затрат на сооружение объекта;
- сокращение сроков строительства;
- политика «комплектования», основанная на концепции жизненного цикла товара;
- изменения в иерархии функциональных звеньев фирмы;
- неценовой маркетинг;
- стратегия поведения на товарах и т.п.

Внедрение системы подрядных торгов на сооружение объектов капитального строительства в Республике позволило в 1997 году снизить стоимость строительных работ на 5.9%. Было распределено подрядов на общую сумму 2.1 триллиона рублей. В результате экономия для заказчиков составила 126 миллионов рублей. Исходя из столь успешного начала следует предположить развитие этой системы в дальнейшем.

Следующим, одним из важнейших направлений в маркетинговой деятельности подрядной фирмы, недостаточно разработанным и применяемым, по ряду объективных и субъективных причин, является маркетинговое исследование рынков сбыта объектов капитального строительства.

К, сожалению, мы не имеем возможности, в рамках данного обзора проблемы, подробно остановиться на этом вопросе, а лишь коснемся основных этапов этой работы, подчеркивая ее важность для выработки стратегической линии поведения фирмы-подрядчика на рынке и в производственной сфере.

Маркетинговые исследования рынков сбыта объектов капитального строительства проводятся отдельно, по каждому типу объектов в зависимости от отрасли, к которой они относятся. Исследования состоят из нескольких этапов анализа, конечной целью которых является итоговая картина – матрица перспективных рынков сбыта и ключевых факторов успеха сбытовой деятельности на них. Здесь важно понимать, что отталкиваться необходимо в первую очередь от анализа маркетинговой информации, касающейся сбыта конечной продукции той или иной отрасли.

В большинстве случаев оперативные маркетинговые исследования ограничиваются анализом регионального рынка сбыта и рынка сбыта в пределах республики. Тем не менее считаем необходимым, при выработке стратегии на длительную перспективу, провести расширенные исследования, как минимум соседних с Республикой стран.

Конечной целью маркетинга объектов капитального строительства является выбор стратегических решений в области производства и сбыта, т.е. выработка стратегии маркетинга фирмы-подрядчика за определенный период времени. В основе этих решений лежит распределение рынков по степени их привлекательности и уровню конкурентоспособности фирмы-подрядчика, сведенное в определенную матрицу.

При выборе вариантов стратегии маркетинга фирма-подрядчик одновременно должна решить ряд задач по определению общих стратегических установок и их материальному обеспечению, а также по выбору рыночной стратегии в отношении товаров.

Главная цель в рамках общей стратегии – повышение нормы прибыли и увеличение рыночной доли фирмы-подрядчика, может быть достигнута только применением маркетинга, как комплексной системы.

Литература

1. Г.Я. Кожекин. Маркетинг: теория и практика. МПЖ «Плюсминус», Мн., 1993г.
2. С.Н. Лавров, С.Ю. Злобин. Основы маркетинга промышленных объектов. М.; Внешторгиздат, 1989г.
3. Б. Карлоф. Деловая стратегия. М.; Экономика, 1991г.

ВЛИЯНИЕ УПРАВЛЕНИЯ ОБОРОТНЫМИ СРЕДСТВАМИ НА КОНЕЧНЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ РАБОТЫ СТРОИТЕЛЬНОГО ПРЕДПРИЯТИЯ

Головач Э.П.

Финансовое состояние фирмы - это комплексное понятие, характеризующееся системой абсолютных и относительных показателей, отражающих наличие, размещение и использование финансовых ресурсов предприятия.

Анализ показателей позволяет оценить финансовую устойчивость строительного предприятия, то есть способность маневрировать собственными средствами, осуществлять бесперебойную предпринимательскую деятельность. Потеря финансовой устойчивости может привести к риску банкротства, что необходимо учитывать как в ходе анализа финансового состояния предприятия, так и в ходе принятия предпринимательских решений, способных повлиять на структуру активов фирмы. Большое влияние на конечные результаты финансово-хозяйственной деятельности строительного предприятия оказывает эффективность управления оборотными средствами.

В настоящее время строительные предприятия имеют возможность выбирать разные варианты списания затрат на себестоимость, определения выручки от реализации продукции для целей налогообложения и т.п., что и относится к сфере управления оборотными средствами предприятия. Рассмотрим некоторые примеры влияния принимаемых решений на конечные финансовые результаты (прибыль, убыток).

По малоценным и быстроизнашивающимся предметам (МБП) в настоящий момент установлен предел стоимости их отнесения в состав оборотных средств, однако, в конкретный период времени руководство строительного предприятия может обеспечить снижение затрат, относимых на себестоимость, путем уменьшения предела стоимости МБП для чего используются различные методы начисления износа МБП.

Наименее ликвидной статьей среди статей оборотных активов являются материально-производственные запасы, которые могут составлять значительный удельный вес не только в составе оборотных активов, но и в целом в активах предприятия. Это может свидетельствовать о том, что предприятие испытывает затруднения со сбытом готовой строительной продукции, поиском конкретных заказчиков, что в свою очередь может быть обусловлено низким качеством производимой строительной продукции, нарушением технологии производства, недостаточным изучением рыночного спроса и конъюнктуры. Нарушение оптимального уровня в материально-производственных запасах приводит к убыткам в деятельности строительного предприятия, поскольку связано с отвлечением из оборота ликвидных средств, увеличением затрат на хранение излишних товаро-материальных ценностей (ТМЦ). В этой связи определение и поддержание оптимального объема запаса ТМЦ являются важным разделом финансовой работы строительного предприятия.

Согласно общепринятым стандартам базой оценки материально-производственных запасов является себестоимость, под которой понимаются затраты на их приобретение. Данные затраты не являются постоянной величиной, а изменяются в результате колебания цен на эти товары. В условиях большого количества запасов процесс оценки себестоимости готовой строительной продукции достаточно сложен, а конечный результат зависит от принятого метода оценки:

- * от себестоимости каждой единицы закупаемых товаров;
- * от средней себестоимости, рассчитанной по средневзвешенной средней или по скользящей средней;
- * по себестоимости первых во времени закупок ФИФО (first-in-first-out-FIFO);
- * по себестоимости последних во времени закупок (last-in-first-out- LIFO).

Оценка запасов по методу ФИФО позволяет увеличить остатки производственных запасов при росте их цен, что обеспечивает рост имущественного положения предприятия в ходе оценки активов, снижает себестоимость готовой строительной продукции, увеличивает прибыль, а следовательно, и налог на нее. Результатом использования метода ФИФО является относительно завышенная прибыль строительного предприятия.

Использование метода ЛИФО при оценке запасов позволяет более точно определить себестоимость реализованной продукции и чистую прибыль, однако искажает себестоимость запасов на конец периода. В отличие от метода ФИФО метод ЛИФО обеспечивает увязку текущих доходов и расходов и позволяет сгладить влияние инфляции. Следует отметить, что в случае использования данного метода, при росте цен прибыль, отражаемая предприятием в отчетности, занижается, что обеспечивает снижение налоговых платежей. Предприятие самостоятельно выбирает метод оценки исходя из особенностей своей финансово-хозяйственной деятельности и стратегических целей.

Исходя из изложенного, можно сделать вывод о значении процесса управления оборотными средствами на финансовые результаты деятельности строительного предприятия.

Главной целью управления активами предприятия, в том числе и оборотными средствами, является в общем случае максимизация прибыли на вложенный капитал при обеспечении устойчивой и достаточной платежеспособности предприятия. Причем в условиях экономического кризиса устойчивая платежеспособность важнее доходности.

Платежеспособность - это готовность строительного предприятия оплатить все долги в случае одновременного предъявления требования о платежах со стороны всех кредиторов. Определяется она с помощью специальных коэффициентов, учитывающих реальные и потенциальные финансовые ресурсы предприятия, соотношения между его обязательствами и денежными поступлениями, а также другими активами как в краткосрочные, так и долгосрочные периоды времени.

В ходе оценки платежеспособности текущие активы строительного предприятия, в зависимости от степени их реализуемости, разбиваются на ликвидные группы, каждой из которых свой уровень риска (рис. 1).

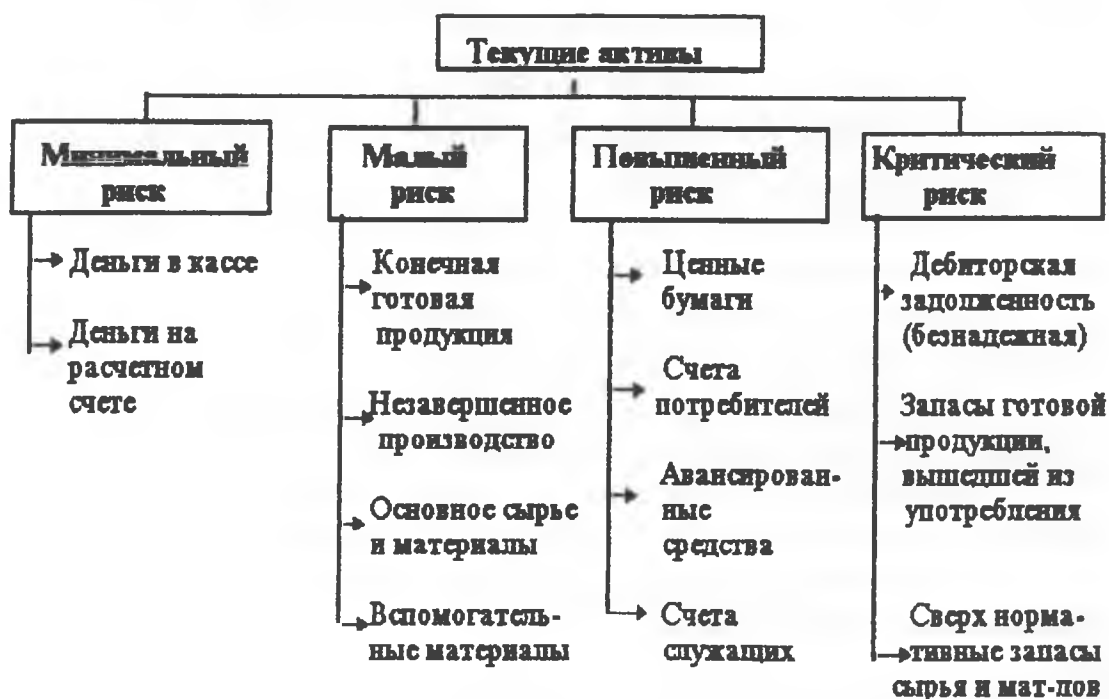


Рис. 1. Классификация активов строительного предприятия по степени риска

В ходе оценки платежеспособности фирмы рассчитываются:

1. Коэффициент текущей ликвидности, который показывает в какой степени текущие обязательства фирмы покрываются текущими активами.
2. Коэффициент покрытия, который характеризует возможность фирмы в бесперебойной работе.
3. Дополняет эти два коэффициента - коэффициент абсолютной ликвидности, который представляет собой отношение денежных средств, готовых для платежей и расчетов к краткосрочным обязательствам.

В зависимости от степени ликвидности, то есть скорости превращения в денежные средства, активы и пассивы хозяйствующего субъекта разделяются на следующие группы (табл. 1).

Краткая перегруппированная структура баланса

Таблица 1.

СТАТЬИ АКТИВА	СТАТЬИ ПАССИВА
I Группа: быстрореализуемые ценности	I Группа: пассивы краткосрочные
II Группа: активы средней реализуемости	II группа: пассивы долгосрочные
III Группа: активы медленно реализуемые	III Группа: постоянные пассивы
IV Группа: труднореализуемые активы	
Всего активов:	Всего пассивов:

В ряде работ при оценке финансовой устойчивости фирмы предлагается использовать метод “Анализ целесообразности затрат”, суть которого заключается в идентификации потенциальных зон риска.

В ходе определения степени риска финансовых средств принято выделять три показателя финансовой устойчивости. К ним относятся:

- излишек (+) или недостаток (-) собственных средств ($\pm E^C$) ($P_{520} - O_{090}$) (источники собственных средств – основные средства);

- излишек (+) или недостаток (-) собственных, среднесрочных и долгосрочных заемных источников формирования запасов и затрат ($\pm E^T$);

- излишек (+) или недостаток (-) общей величины основных источников для формирования запасов и затрат ($\pm E^H$) (E^T + краткосрочная задолженность).

Эти три показателя соответствуют показателям обеспеченности запасов и затрат источниками их формирования.

Балансовая модель устойчивости финансового состояния фирмы имеет вид:

$$F + Z + R^C = U^C + K^T + K^I + R^P$$

актив

пассив

где F - основные средства и вложения;

Z - запасы и затраты ;

R^C - денежные средства, краткосрочные финансовые вложения, дебиторская задолженность;

U^C - источники собственных средств;

K^T - долгосрочные кредиты и заемные средства;

K^I - краткосрочные кредиты и заемные средства;

R^P - кредиторская задолженность и заемные средства.

Для анализа средств, подвергаемых риску, общее финансовое состояние фирмы следует разделить на 5 финансовых областей:

- область абсолютной устойчивости (встречается редко), когда минимальные величины запасов и затрат, соответствует безрисковой области;

- область нормальной устойчивости соответствует области \min риска, когда имеется нормальная величина запасов и затрат;

- область неустойчивого финансового состояния соответствует области повышенного риска, когда имеется избыточная величина запасов и затрат;

- область критического состояния соответствует области критического риска, когда присутствует затоваренность готовой продукции, низкий спрос на продукцию и т.п.

- область кризисного состояния соответствует области недопустимого риска, когда имеются чрезмерные запасы и затоваренность готовой продукции, фирма находится на грани банкротства.

Вычисление 3-х показателей финансовой устойчивости позволяет определить для каждой финансовой области степень устойчивости.

1) *Абсолютная устойчивость финансового состояния* задается условиями:

$$\pm E^C \geq 0; \pm E^T \geq 0; \pm E^H \geq 0 \quad - \quad S = (1, 1, 1)$$

2) *Нормальная устойчивость финансового состояния*, гарантирующая платежеспособность:

$$\pm E^C \approx 0; \pm E^T \approx 0; \pm E^H \approx 0 \quad - \quad S = (1, 1, 1)$$

3) *Неустойчивое финансовое состояние*, связанное с нарушением платежеспособности, но позволяющее восстановить равновесие платежеспособности за счет пополнения источников собственных средств и увеличения собственных оборотных средств строительных предприятий, а так же за счет дополнительного привлечения заемных средств:

$$\pm E^C < 0; \pm E^T \geq 0; \pm E^H \geq 0 \quad - \quad S = (0, 1, 1)$$

4) *Критическое финансовое состояние* задается условием:

$$\pm E^C < 0; \pm E^T < 0; \pm E^H \geq 0 \quad - \quad S = (0, 0, 1)$$

В данном случае еще есть шанс восстановить платежеспособности за счет собственных средств и дополнительных источников.

5) *Кризисное финансовое состояние*, предприятие на грани банкротства, так как денежные средства предприятия, его ценные бумаги и дебиторская задолженность не покрывают даже его кредиторской задолженности:

$$\pm E^C < 0; \pm E^T < 0; \pm E^H < 0 \quad - \quad S = (0, 0, 0)$$

При идентификации финансового состояния используется трехкомпонентный показатель:

$$\bar{S} = \{S(\pm E^C), S(\pm E^T), S(\pm E^H)\},$$

где функция определяется следующим образом.

$$\bar{S} = \begin{cases} S(x) = 1, & \text{если } x \geq 0 \\ S(x) = 0, & \text{если } x < 0 \end{cases}$$

Величины $\pm E^C$, $\pm E^T$, $\pm E^H$ рассчитываются следующим образом:

Наличие собственных оборотных средств равно разнице между величиной источников собственных средств и величиной основных средств и вложений:

$$E^C = U^C - F = (P_{520} - O_{090})$$

а) тогда излишек (+) или недостаток (-) собственных средств:

$$\pm E^C = E^C - Z$$

б) излишек (+) или недостаток (-) собственных и долгосрочных источников формирования запасов и затрат:

$$\pm E^C = (E^C + K^T) - Z$$

в) излишек (+) или недостаток (-) общей величины основных источников для формирования запасов и затрат:

$$\pm E^H = (E^C + K^T + K^I) - Z$$

Таким образом, перед строительным предприятием встает задача рационального использования имеющихся оборотных ресурсов, благодаря чему оно сможет обеспечить себе сбалансированность относительно ликвидности и доходности.

О ЖИЗНЕННЫХ ЦИКЛАХ СТРОИТЕЛЬНЫХ СИСТЕМ

Рубахов А.И., Горелова Н.А., Ерошенко Е.И.

Любая система в природе, технике и обществе имеет определенный цикл своей жизнедеятельности, т.е. жизненный цикл (ЖЦ). Это соответствует современным представлениям о цикличности функционирования объектов. В строительстве к системам, обладающим самостоятельным жизненным циклом, можно отнести архитектурно-планировочные, конструктивные, технологические, организационные, социальные. При этом такие системы как человек (биологическая), машины и механизмы (техническая), земля, вода, воздух (экологические) и т.д. входят только как составляющие вышеперечисленных систем, так как имеют самостоятельные цели своего функционирования.

Жизненные циклы отдельных строительных систем не совпадают по продолжительности, поэтому приходится применять разновременные действия по их замене. В итоге складывается реальная ситуация, когда процесс замены строительных систем в целом оказывается непрерывным. Следовательно, непрерывной является инновационная деятельность в строительстве – как деятельность по постоянному обновлению строительных систем и отдельных их элементов.

Рассмотрим процессы управления жизненным циклом сборных конструкций.

Одним из этапов жизненного цикла строительных решений является производство строительных деталей и конструкций на предприятиях стройиндустрии. Эта стадия начинается с выпуска первых изделий и продолжается до снятия их с производства.

Отличительной особенностью этой стадии для строительной продукции является то, что временной интервал ее определяется не техническим уровнем предприятий, а уровнем проектных разработок, которые являются задающим элементом для стройиндустрии. На этой стадии требования научно-технического прогресса приходят в противоречие с принципами эффективности производства. С одной стороны, постоянный стабильный выпуск строительных конструкций ведет к неуклонному снижению издержек и более полному удовлетворению потребителей в данных изделиях. С другой стороны, в интересах заказчиков – потребителей готовой строительной продукции, быстрое обновление строительных конструкций на основе научно-технического прогресса. Поэтому возникает задача оптимальной сбалансированности продолжительности выпуска конструкций.

Определение такого параметра как жизненный цикл даст возможность снижать затраты на реконструкцию и техническое перевооружение заводов стройиндустрии за счет применения при этом менее долговечных и более дешевых элементов, рассчитанных только на срок службы, соответствующий жизненному циклу.

Этап применения конструкций в строительном производстве определяется длительностью выпуска конструкций на предприятиях, а также продолжительностью строительства объектов с применением рассматриваемых конструкций. Этот этап рассматривается как этап использования нововведений, а его конечной точкой можно считать ввод объекта в эксплуатацию, так как с этого момента начинается период эксплуатации конструкций у заказчика.

Организационной проблемой является использование параметров жизненного цикла в строительных системах, на различных стадиях и уровнях управления научно-техническим прогрессом.

На рис. 1 представлена схема использования значений жизненного цикла конструктивных элементов в строительном комплексе. Прежде всего этот параметр применяется в научно-техническом прогнозировании для оценки будущих состояний строительных систем. Завершение жизненного цикла очередной конструктивной схемы зданий и сооружений или даже отдельных конструктивных элементов ведет к необходимости создания принципиально новых проектных решений, параметры которых и должны прогнозироваться, что дает возможность гибкой перестройки организации проектных работ.

Жизненный цикл конструктивных элементов используется также в перспективном планировании научно-технического развития системы. Если опираться на средние значения реального жизненного цикла $T^p_{жц}$ в 10-15 лет, то становится очевидным использование этого значения при разработке основных направлений технического развития на период в 15 лет, что в целом соответствует принятому сейчас горизонту перспективного планирования и периодам действия целевых программ.

Содержащиеся в этих программах мероприятия по повышению научно-технического уровня конструктивных систем должны стать исходной информацией для формирования перспективных планов научно-исследовательских и опытно-

конструкторских работ, направленных на получение новых проектных решений зданий и сооружений. Соответственно необходимо предусматривать техническое перевооружение и реконструкцию предприятий стройиндустрии под выпуск новых, перспективных элементов. Наконец, учитывая, что новые конструктивные элементы повлекут за собой и новые технологии, необходимо в планы закладывать мероприятия по обновлению способов механизации работ с обновлением машинного парка организаций.

Жизненный цикл конструкций можно сокращать организационными преобразованиями продолжительности тех или иных этапов. Можно сократить продолжительность проектирования, экспертизы, согласования проектов совмещением проектирования и строительства.



Рис. 1. Схема управления жизненным циклом сборных конструкций.

Сокращение жизненного цикла возможно также путем сокращения опытно-экспериментальной проработки конструкции, если для этой цели в строительной системе будут существовать инновационные резервы и, прежде всего, резервы мощностей предприятий стройиндустрии. Это позволит начинать опытно-промышленное освоение новой конструкции параллельно с выпуском предшествующих ей.

Наконец, оценка жизненного цикла должна базироваться также на учете возможностей предприятий стройиндустрии по переходу на новую продукцию, что связано с оценкой износа бортоснастки заводов и их финансовых возможностей, сроков службы оборудования и т.п.

Сроки жизни строительных решений во многом определяют и продолжительность циклов жизни строительных организаций, их структур и форм управления.

С учетом прогнозов научно-технического развития и на базе экономического прогнозирования определяется жизненный цикл строительной системы, показывающий временные интервалы, в которых принятые организационные структуры и механизмы будут функционировать эффективно. На базе выявленных временных параметров планируются сроки и направления перестройки строительной системы с определением перспективных показателей нововведений. Наконец, на базе жизненного цикла конструкций планируются инновационные резервы, необходимые для освоения нововведений – в основном, резервные мощности предприятий стройиндустрии, предназначенные для подготовки к серийному производству новых видов конструкций и деталей.

ПРИНЦИПЫ ОПЛАТЫ И СТИМУЛИРОВАНИЯ ТРУДА В СТРОИТЕЛЬНЫХ ОРГАНИЗАЦИЯХ И ТРЕБОВАНИЯ К СИСТЕМЕ УПРАВЛЕНИЯ “ЗАРПЛАТОЕМКОСТЬЮ” СТРОИТЕЛЬНОЙ ПРОДУКЦИИ

Саливончик Е.

Демократизация в экономике и политике, реформирование отношений собственности и системы хозяйствования объективно повышают роль личных материальных интересов. Формой их реализации являются различные стимулы, к числу которых относятся различные виды доходов работника.

Особая, центральная роль в структуре доходов работника принадлежит заработной плате. Она и в настоящее время и в ближайшие годы остается для подавляющего числа трудящихся основным источником их доходов, а значит, заработная плата и в перспективе будет наиболее мощным стимулом повышения результативности труда и производства в целом.

Нельзя глубоко научно и объективно рассматривать свойства, структуру какого-либо процесса или явления, не уяснив их сущность и понимание с учетом конкретно-

исторических условий. Это положение в полной мере относится к познанию сущности и содержания заработной платы применительно к новым экономическим условиям.

Прежний подход к выявлению сущности заработной платы в большей мере отражает этап экстенсивного развития экономики, когда на оплату труда централизованно выделялись значительные средства из государственного бюджета без точного учета их связи с результатами труда конкретного трудового коллектива. Необходимость уточнения источника заработной платы, а также ее определения в целом связана с переходом трудовых коллективов на самофинансирование и рыночные отношения.

С учетом отмеченного можно сформулировать и предложить следующее определение данной категории. *Заработная плата, как форма стоимости, цены рабочей силы - это основная часть фонда жизненных средств работников, распределяемая между ними в соответствии с количеством и качеством затраченного труда, реальным трудовым вкладом и зависящая от конечных результатов работы предприятия.* Данная формулировка в большей мере характерна лишь для сферы производительного труда.

Роль заработной платы может повышаться только на основе более глубокого познания ее стимулирующей функции. Поскольку именно заработная плата пропорционально связана с непосредственно затраченным трудом, ее стимулирующее воздействие на развитие общественного производства является определяющим. Умелое использование этой функции превращает заработную плату в один из важнейших рычагов повышения результативности производства.

Понятия “*стимулирующая (мотивационная) функция*” и “*стимулирующая роль*” заработной платы еще обстоятельно не раскрыты в экономической литературе, хотя оба они упоминаются многими авторами. Часто стимулирующую функцию и стимулирующую роль отождествляют.

По нашему же мнению, “*стимулирующая функция*” и “*стимулирующая роль*” понятия однопорядковые, но их нельзя полностью отождествлять. *Стимулирующая функция заработной платы - ее свойство направлять интересы трудящихся на достижение требуемых результатов труда (большего его количества, более высокого качества и т.д.) за счет обеспечения взаимосвязи размеров вознаграждения и трудового вклада.* *Стимулирующая роль заработной платы проявляется в обеспечении взаимосвязи размеров оплаты труда с конкретными результатами трудовой деятельности работников.* Можно сказать, что *степень реализации стимулирующей функции пропорционально уровню стимулирующей роли заработной платы.*

Ошибочно полагать, что стимулирующий потенциал заработной платы определяется в основном и только размерами вознаграждения за труд. Повышение уровня стимулирующей роли заработной платы зависит от ряда факторов.

Среди всего многообразия факторов повышения стимулирующей роли заработной платы доминирующее ключевое значение имеют внутренние факторы, то есть ее организация. В этой связи важно разобраться, какими же принципами организации заработной платы следует руководствоваться для превращения ее в действенный стимул

роста результативности труда и производства, тем более что данная проблема в теоретическом плане разработана явно недостаточно.

Учитывая, что *принципы организации заработной платы всегда объективны, ибо они отражают действия объективных законов, а требования - субъективны, поскольку их определяют люди,* и исходя из важности в теоретическом и практическом планах единого понимания принципов организации заработной платы можно предложить такое их определение: *принципы организации заработной платы - это объективные, научно обоснованные положения, отражающие действие экономических законов, и направленные на более полную реализацию функций заработной платы.*

Соответственно можно выделить наиболее характерные принципы организации заработной платы:

- неуклонный рост номинальной и реальной заработной платы;
- соответствие меры труда мере его оплаты;
- материальная заинтересованность трудящихся в достижении высоких конечных результатов труда;
- обеспечение опережающих темпов роста и производительности труда по сравнению с темпами повышения заработной платы.

В начальный период экономических реформ Республика Беларусь была одной из первых республик бывшего Советского Союза, которая предприняла попытку создать единую систему оплаты труда работников всех отраслей народного хозяйства.

Центральным звеном реформы оплаты труда является республиканская тарифная система. Она состоит из Единой тарифной сетки и рассчитываемых на ее основе тарифных ставок и окладов по профессионально-квалификационным группам, а также тарифно-квалификационных справочников.

Единая тарифная сетка работников Республики Беларусь содержит шкалу, которая состоит из 28-и тарифных разрядов и соответствующих им коэффициентов, в том числе в производственных отраслях - из 23-х тарифных разрядов. Различные отрасли народного хозяйства делятся на 9 групп по сложности труда рабочих с коэффициентами 1.00-1.90. Для руководителей, специалистов и служащих предусмотрены 3 категории сложности труда с коэффициентами 1.00-1.20. Строительная отрасль по сложности труда, как рабочих, так и руководителей, специалистов, служащих относится к 3 группе.

Тарифная ставка 1-го разряда определяется на основе минимальной заработной платы. Она рассчитывается на базе минимального потребительского бюджета, который в свою очередь, вычисляется на основе минимальной "потребительской корзины". Поиск оптимального варианта Единой тарифной сетки привел к шестикратному ее пересмотру за период с 1992 по 1998 год. В декабре 1990 года удельный вес заработной платы в минимальном потребительском бюджете составлял 78%, а в октябре 1997 года только 9.5%. В Республике Беларусь законом "О предприятии РБ" и в Кодексе Законов о Труде предусмотрено, что формы, системы и размеры оплаты труда определяются предприятиями самостоятельно и записываются в коллективном договоре. Строитель-

ный трест №8 г.Бреста устанавливает свою ставку 1-го разряда, исходя из собственных экономических условий, расчет остальных разрядов производится по республиканской сетке. В строительном комплексе РБ применяются сдельная и повременная формы организации заработной платы, первая является наиболее распространенной, ею охвачено около 90% общей численности рабочих занятых в строительстве. Заработная плата при сдельной форме оплаты находится в прямой зависимости от количества и качества выполненных работ. Оплата труда инженерно-технических работников и служащих производится по месячным должностным окладам, которые дифференцируются в зависимости от характера работы, требуемого уровня квалификации и степени ответственности должностных лиц, а также от фактической среднечасовой заработной платы рабочих-сдельщиков (вместе с премиальными выплатами), приведенной к первому разряду, и фактически отработанного в данном месяце времени.

Кроме заработной платы как рабочие так и руководители, специалисты и служащие могут получить премиальные доплаты. За выполнение задания по объемам работ у рабочих премия составляет 25%. Величина премиальных доплат за выполнения задания по прибыли составляет как рабочих, так и для ИТР 30%.

С целью материальной заинтересованности руководителей, специалистов и служащих в обеспечении высокоэффективной работы бригад стройтрест №8 с июня 1996 года проводит любопытный эксперимент. Заработная плата мастера или прораба зависит от средней заработной платы бригады (бригад), которой он руководит.

Заработная плата руководителей, специалистов и служащих определяются в зависимости от средней заработной платы в целом по строительному управлению. Порядок определения заработной платы руководителей, специалистов и служащих следующий:

- определяется средняя заработная плата по всем рабочим -сдельщикам;
- определяется средний разряд рабочих сдельщиков;
- рассчитывается фактическая ставка первого разряда;
- ставка первого разряда умножается на тарифный коэффициент руководителя, специалиста или служащего и получается расчетная заработная плата.

Учитывая финансовое состояние организаций, величину экономии по накладным расходам (перерасхода), расчетная заработная плата может иметь на начальной стадии внедрения ограничивающие коэффициенты. Так, например стройтрест №8 ввел коэффициент для мастеров и прорабов 2.0, для остальных руководителей, специалистов и служащих - 1.8.

При невыполнении плана по объекту СМР собственными силами (выпуску продукции заводом ЖБИ) за месяц линейным работникам, аппарату структурных подразделений и аппарату треста начисленная зарплата умножается на коэффициент выполнения плана.

Коэффициент, учитывающий выполнение плана не может быть ниже 0.6 независимо от уровня выполнения плана. Коэффициент принят с учетом принятой в тресте

ставки 1-го разряда и обеспечивает заработную плату примерно на уровне республиканской тарифной сетки.

При анализе и оценке уровня и динамики затрат на заработную плату надо учитывать следующее. Уровень оплаты труда во всех сферах экономики в прошлом сложился с учетом того, что большая часть расходов трудящихся на жилье, медицинское обслуживание и т.п. покрывалась из общегосударственных фондов потребления. В условиях новой системы экономических отношений эти блага и услуги должны оплачиваться преимущественно из заработной платы. Естественно, что ее размер объективно должен возрасти. Соответственно должна быть выше и доля заработной платы в составе издержек производства продукции в любой отрасли, в том числе и в строительстве.

Следует заметить, что в развитых странах (США, Германия и др.) даже при более высоком уровне технического оснащения труда, более совершенной технологии производства строительного-монтажных работ заработная плата в их себестоимости достигает 40 %. В то время как у нас эта характеристика колеблется в пределах 20 %.

Сказанное свидетельствует о том, что одной из важнейших составляющих современного менеджмента строительного-монтажных организаций является управление расходами на заработную плату при выполнении строительного-монтажных работ.

Для этого сформулируем следующие принципы и требования к системе управления величиной затрат на заработную плату в составе строительного-монтажных работ:

единство расчетов и учета заработной платы на всех уровнях планирования и управления строительным производством (СМО, строительного участка, объекта строительства, бригады и т.д.);

единство норм и нормативов, используемых при планировании, нормировании и учете расходования заработной платы хозяйственного управления, планирования и управления строительным производством;

объективность отражения реально применяемых проектно-конструкторских решений зданий и сооружений, технологий, методов и способов производства строительного-монтажных работ, учет их технологичности в монтаже и переработке.

Указанным принципам и требованиям отвечала бы такая система управления «зарплатаемкостью» строительной продукции, которая основывалась бы на формируемых строительными-монтажными организациями каталогах строительного-монтажных работ. Входящие в их состав организационно-технологические карты по своему содержанию являются развитием ранее существовавших и применявшихся на практике технологических карт.

Представляется, что одной из важнейших составляющих таких карт, их выгодным параметром должна быть выдომость затрат труда, времени работы машин, использования нормокомплектов механизированного и ручного строительного инструмента, других средств технического и организационного оснащения. Именно знание реальных нормативных затрат труда с учетом его сложности (разрядности), времени работы строительных машин, механизмов в соответствии с принятыми экономически целесообразными технологиями, методами и способами производства СМР позволяют опре-

делить требуемые затраты на заработную плату в составе звеньев на выполнение СМР на всех уровнях управления, а также в разрезе конкретных подрядных контрактов, договоров.

Потребная сумма затрат на заработную плату при выполнении строительномонтажных работ на уровне их строительнотехнологических комплексов или конструктивных элементов зданий и сооружений определяется по формулам:

$$Z_{пл}^{стк} = \frac{\sum_{ij} V_i \cdot q_{ij} \cdot Ц_{ij}}{t_{см}}, \quad (1)$$

$$Z_{уд}^{стк} = \frac{\sum V_i \cdot q_{ij} \cdot Ц_{ij}}{t_{см} \cdot C_k} \quad (2)$$

где $Z_{пл}^{стк}$ - сумма заработной платы на выполнение k -го строительнотехнологического комплекса строительномонтажных работ, k -ой части или конструктивного элемента зданий и сооружений;

$Z_{уд}^{стк}$ - «зарплатоемкость» строительномонтажных работ на k -ом строительнотехнологическом комплексе, k -ой части или конструктивного элемента зданий, сооружений;

V_i - объемы i -ых видов работ, входящих в состав k -ых строительнотехнологических комплексов работ по возведению конструктивных элементов или частей зданий и сооружений;

q_{ij} - затраты труда рабочих j -го разряда, требующиеся для выполнения единицы объема работ i -го вида, чел-час.;

$Ц_{ij}$ - рыночная стоимость одного чел-дня рабочего j -го разряда;

$t_{см}$ - продолжительность рабочего дня, час.;

C_k - сметная стоимость строительномонтажных работ по k -му строительнотехнологическому элементу, части здания или сооружения.

На уровне строительных объектов «зарплатоемкость» строительномонтажных работ определяется по формуле:

$$Z_{уд}^r = \frac{\sum_k Z_{пл}^{стк} + Z_{оп} + Z_{уд}}{C_{об}}, \quad (3)$$

где $Z_{уд}^r$ - «зарплатоемкость» строительномонтажных работ по r -му строительному объекту;

$Z_{оп}$ - потребная заработная плата на выполнение общеплощадочных работ, включая горизонтальный и вертикальный транспорт строительных материалов и конструкций, утепление и отопление помещений в зимнее время, обустройство и содержание строительной площадки, временных коммуникаций к ней;

$Z_{\text{пр}}$ - заработная плата работников по техническому руководству и управлению работами на объекте;

$C_{\text{об}}$ - сметная стоимость строительного-монтажных работ по объекту.

Если объем конечной продукции строительства на объекте может быть измерен в натуральных показателях (одно скотоместо в свинарнике, один куб. метр емкости склада и т.п.), то с использованием значения $Z_{\text{пл}}^r$ может быть определена «зарплатоемкость» потребительской единицы строительной продукции:

$$Z_{\text{пе}}^r = \frac{Z_{\text{пл}}^r}{M}, \quad (4)$$

где M - мощность (вместимость) γ -го объекта.

Как видно формул (1)-(4) связующим звеном в них выступает «зарплатоемкость» строительного-технологических комплексов работ, конструктивных элементов, частей зданий и сооружений в соответствии с принятыми технологией, методами и способами производства строительного-монтажных работ.

Обратим внимание, что секретом строительного-монтажных организаций становятся не показатели себестоимости строительного-монтажных работ, прибыли, рентабельности и др., а применяемые проектно-конструктивные решения зданий и сооружений, определяющие ресурсоемкость, в том числе и «зарплатоемкость», конечной строительной продукции.

Литература

1. Волгин Н.А., Николаев С.В. Доходы работника и результативность производства (проблемы, реалии, перспективы). - Москва, 1994.
2. Иваровский П.Н. Единая система оплаты и стимулирования труда рабочих, специалистов и служащих в строительстве. - Брест, 1997.
3. Постановление Совета Министров Республики Беларусь от №1752 от 30.12.97 "О совершенствовании механизма оплаты труда в отраслях экономики".
4. Фурман Б.А. Управление уровнем оплаты труда. // Экономика строительства. № 1, 1998.

РАСЧЕТ ТЕПЛОИЗОЛЯЦИИ РЕЗЕРВУАРОВ БЛОКОВ ОЧИСТКИ

Туснин А.Р., Туснина В.М.

В Брестской области и других районах РБ малым предприятием "Брестстройнаука" построено несколько цилиндрических резервуаров блоков очистки сточных вод. По условиям технологии не допустимо замерзание воды в резервуарах зимой. Расчет теплоизоляции резервуаров блоков очистки производительностью 10 л/с и 1,5 л/с осуществлен на кафедре городского строительства и архитектуры Брестского политехнического института.

Место строительства г.Брест, климат умеренно континентальный. Период с отрицательными температурами составляет 105 суток. Среднемесячные отрицательные температуры воздуха наблюдаются в декабре, январе и феврале. Среднемесячные температуры в период с температурами ниже 8 градусов составляют: в октябре +7,7; в ноябре +2,4; в декабре -2,4; в январе -4,4; в феврале -3,6; в марте +0,6; в апреле +7,3 градуса. Температура наиболее холодной пятидневки составляет -23 градуса [1]. По данным многолетних наблюдений температура грунта на глубине 3,4 м в среднем за год составляет 8,8 градусов [2]. На глубине свыше 10 м температура практически не меняется и составляет не менее 10 градусов.

Для расчета блоков очистки выбран период с ноября по февраль включительно. При этом интервал изменения температуры принят равным 1 суткам (86400 сек). Начальная температура наружного воздуха составляет 8 градусов. В период с 1 по 30 временной интервалы (ноябрь) температура наружного воздуха равна 2,4 градуса, в период с 31 по 60 временной интервалы (декабрь) температура наружного воздуха равна -2,2 градуса. Для учета возможного похолодания в начале января в период 15 суток изменение наружной температуры в градусах принято следующим: 61 интервал -4,28; 62 интервал -8,44; 63 интервал -12,6; 64 интервал -16,76; 65 интервал -20,92; с 66 по 70 интервал -23; 71 интервал -21,14; 72 интервал -17,42; 73 интервал -13,7; 74 интервал -9,98; 75 интервал -6,26. С 76 по 90 интервал температура принята -4,4; с 90 по 120 интервал -3,6.

В течение всего расчетного периода температура грунта на глубине 10 м принята постоянной и равной 10 градусам.

Блоки очистки могут возводиться на песках, супесях, суглинках и глинах. Теплофизические характеристики грунта зависят от плотности, влажности и состояния (талое или мерзлое) [3]. Наиболее неблагоприятные характеристики имеет песок. Для песка с плотностью 1800 кг/м³ коэффициент теплопроводности в талом состоянии 1,8, в мерзлом состоянии 2,2 Вт/(м*с), удельная теплоемкость в талом состоянии 1210, в мерзлом состоянии 960 Дж/(кг*с).

Глубина промерзания песка для Бреста составляет 0,98 м [4].

Теплотехнический расчет блоков очистки выполнен с использованием вычислительного комплекса "Тер1" расчета трехмерных стационарных температурных полей в

декартовой системе координат, разработанного на кафедре городского строительства и архитектуры Брестского политехнического института. Программа реализует метод контрольного объема, являющийся частным случаем метода взвешенных невязок и позволяет рассчитать стационарное температурное поле неоднородной конструкции. Для определения распределения температуры в цилиндрическом сооружении во времени программа была специально доработана: учтено использование цилиндрической сетки разбиения и нестационарные условия теплопроводности.

Учет конвективного теплообмена в воде осуществляется усреднением температуры в объемах конструкции заполненных водой (в блоках очистки два объема заполненных водой). Усреднение производится после каждого временного интервала следующим образом. Вычисляется суммарный объем областей заполненных водой и сумма произведений объема воды в районе каждой узловой точки сетки разбиения на температуру в точке. Средняя температура определяется делением суммы произведений на суммарный объем. В том случае если средняя температура не меньше 4 градусов, температура воды в рассматриваемом объеме принимается равной средней. Если средняя температура в объеме меньше 4 градусов, то в нижней части объема скапливается вода с температурой около 4 градусов, а выше размещаются слои с иной температурой и усреднение происходит для слоев с одинаковой плотностью. В программе расчета принято, что наибольшую плотность имеет вода с температурой 3,5-4,5 градусов, далее в порядке уменьшения плотности: 2,5-3,5 и 4,5-5,5 градусов; 1,5-2,5 и 5,5-6,5 градусов; 0,5-1,5 и 6,5-7,5 градусов; -0,5-0,5 и 7,5-8,5 градусов; менее -0,5 и более 8,5 градусов. Усреднение температуры воды выполняется по каждому интервалу плотности.

При разработке расчетных схем учтена симметрия конструкции. С учетом этого в расчетную схему блока очистки производительностью 10 л/с включены части конструкции (стенки, днище, покрытие и перегородка) в пределах угла 15 градусов. Расчетная схема блока очистки производительностью 1,5 л/с включает части конструкции в пределах угла 22,5 градусов.

Рассмотрено два варианта утепления сооружений: в первом утеплитель толщиной 100 мм размещен между ребрами покрытия. Во втором утеплитель толщиной 70 или 100 мм размещен не только на покрытии, но и на наружной поверхности стенки от ее верха на глубину промерзания грунта.

Анализ результатов расчета на ЭВМ нестационарных температурных полей в цилиндрической системе координат с усреднением температуры в воде для учета конвективного теплообмена позволяет сделать следующие выводы:

1. При размещении утеплителя толщиной 100 мм только на покрытии в обоих блоках очистки в, значительной части объема воды возникают отрицательные температуры, при этом средние температуры, вычисленные для слоев воды с температурой меньше 3 и больше 5 градусов, отрицательны и занимают существенную часть объема воды (29% общего объема воды в блоке очистки производительностью 1,5 л/с и 18% общего объема воды в блоке очистки 10 л/с). Все это позволяет утверждать, что при

действии экстремальных отрицательных температур наружного воздуха происходит замерзание воды в сооружениях.

2. При размещении утеплителя толщиной 70 мм на покрытии и стенке в воде возникают отрицательные температуры, при этом в блоке очистки производительностью 1,5 л/с отрицательны и средние температуры

3. При размещении утеплителя толщиной 100 мм на покрытии и стенке в блоке очистки производительностью 1,5 л/с в незначительной части объема воды (не более 7% общего объема воды) возникают небольшие отрицательные температуры, при этом средние температуры, вычисленные для слоев воды с температурой меньше 3 и больше 5 градусов, положительны, а в блоке очистки производительностью 10 л/с температура воды всегда положительна. Все это позволяет утверждать, что даже при действии экстремальных отрицательных температур наружного воздуха для данного варианта утепления не происходит замерзания воды в сооружениях.

Таким образом для недопущения замерзания воды в блоках очистки требуется размещения утеплителя толщиной 100 мм с коэффициентом теплопроводности 0,05 Вт/(м*гр) между ребрами покрытия и на стенке на глубину промерзания грунта. При использовании утеплителей с иным коэффициентом теплопроводности следует пропорционально изменить толщину утеплителя.

Литература

1. СНиП 2.01.01-82. Строительная климатология и геофизика. М.,1983.
2. Климат Бреста. Л.,1979. 3. Теплофизические расчеты объектов народного хозяйства, размещаемых в горных выработках.
3. Справочное пособие к СНиП 2.01.55-85. М.,1989.
4. СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений. М.,1985.

КОНСТРУИРОВАНИЕ СТЕН С ПОВЫШЕННЫМ СОПРОТИВЛЕНИЕМ ТЕПЛОПЕРЕДАЧЕ

Туснин А.Р., Туснина В.М.

В настоящее время при реконструкции и новом строительстве с целью достижения требуемого сопротивления теплопередаче применяются неоднородные стены, включающие несущий слой, утеплитель, защитный слой, анкеры и перемычки.

При проектировании стен крупнопанельных зданий традиционно приведенное сопротивление теплопередаче определяется на основе расчета температурного поля, а затем опытный образец конструкции испытывается в тепловой камере, где находится фактическое сопротивление теплопередаче. После сопоставления расчетного и фактического сопротивления теплопередаче с требуемым решается вопрос о серийном про-

изводстве панелей. Указанный подход позволяет учесть пространственное распределение температуры в конструкции и большое влияние на потери тепла через стену анкеров, ребер, перемычек, наличие окон.

Опыт проектирования крупнопанельных стен, накопленный в Брестском политехническом институте при разработке панелей для объединения "Брестжилстрой" подтверждает значительный вклад в потери тепла указанных факторов. В тепловой камере в 1993 и 1994 гг. были испытаны панели марки Н13 и Н13-2, сопротивление теплопередаче которых составило 2,45 и 2,75 м²*гр/Вт соответственно. Сопоставление данных эксперимента с результатами определения приведенного сопротивления панелей с использованием вычислительного комплекса расчета трехмерных стационарных температурных полей "Тер1", разработанного на кафедре городского строительства и архитектуры Брестского политехнического института и реализующего численную методику контрольного объема, показало, что отличие теоретических значений сопротивления теплопередачи от экспериментальных составило для панели Н13: 9%, для панели Н13-2: 3%. Сопротивление теплопередаче вычисленное без учета пространственного распределения температуры составило для панели Н13: 3,43 м²*гр/Вт, что больше экспериментального в 1,4 раза, а для панели Н13-2: 3,78 м²*гр/Вт (больше экспериментального в 1,38 раза). Проведенные исследования подтвердили справедливость требований СНБ 2.01.01-93, где указано, что термическое сопротивление неоднородной ограждающей конструкции с не плоской поверхностью (именно такой является стена с несущим и утепляющим слоями, анкерами, окнами) должно определяться на основании расчета температурного поля и достоверность получаемых вычислительным комплексом "Тер1" результатов.

Таким образом приведенное сопротивление теплопередаче ограждения, характеризующее фактические потери тепла, значительно меньше сопротивления теплопередаче вычисленного без учета пространственного распределения температуры. Использование приближенных способов расчета ведет к существенно большим, чем нормативные, потерям тепла, поэтому при проектировании ограждений с повышенным сопротивлением теплопередаче необходимо применять методики расчета, позволяющие учесть наличие анкеров, перемычек, откосов окон. Наиболее универсальными являются численные методы, реализованные в целом ряде программ расчета на ЭВМ. При этом достоверные результаты можно получить только при использовании программ рассчитывающих трехмерные температурные поля.

В Республике Беларусь для уменьшения потерь тепла введены повышенные значения сопротивления теплопередаче ограждающих конструкций. Для стен с окнами нормируется общее сопротивление теплопередаче ограждения за исключением заполнения световых проемов. Определение общего сопротивления стен на практике чаще всего сводится к расчету сопротивления, как суммы термических сопротивлений слоев многослойного ограждения без проемов, либо к расчету неоднородного ограждения по приближенным формулам, когда конструкция разбивается сначала плоскостями парал-

лельными потоку тепла, а затем плоскостями перпендикулярными потоку. И тот и другой способ не учитывают трехмерное распределение температуры в стене с окнами, потери тепла на примыкающих перекрытиях и перегородках, откосах окон, в местах установки анкеров и других теплопроводных включений, и поэтому неприменимы при проектировании большинства стен. Особенно важно точно знать распределение температуры и потери тепла при проектировании стен с повышенным сопротивлением теплопередаче, где из-за наличия окон, примыкающих конструкций и теплопроводных включений (перемычек, анкеров и т.п.) приведенное сопротивление ограждения оказывается намного меньше, чем определенное приближенными методами.

В подтверждение этого рассмотрим стену из кирпича толщиной 510 мм, с наружной стороны которой размещен пенополистирольный утеплитель. Коэффициенты теплопроводности составляют для кирпича 0,64 Вт/м*гр, для пенополистирола 0,05 Вт/м*гр. Высота этажа в здании 2,8 м, перекрытия из сборных железобетонных плит толщиной 220 мм, перегородки кирпичные толщиной 120 мм, расстояние между осями перегородок 3 м. В стене устроено окно размером 1,5x1,5 м, заполненное двойным остеклением в деревянных раздельных переплетах. Площадь окна 2,25 м², стены вне оконного проема 5,255 м². Для теплотехнического расчета использован разработанный на кафедре городского строительства и архитектуры Брестского политехнического института вычислительный комплекс "Терп!". В таблице 1 показана зависимость сопротивления теплопередаче от толщины утеплителя при размещении его по наружной поверхности стены.

Сопротивление теплопередаче при размещении утеплителя с наружной стороны стены, м²*гр/Вт.

Таблица 1.

Толщина утеплителя мм	Расчет на ЭВМ	Приближенный расчет
60	1,087	2,155
100	1,218	2,955
200	1,382	4,955
500	1,513	10,955
1000	1,527	20,955

Анализ данных таблицы позволяет сделать вывод о том, что расположение утеплителя только на наружной стороне стены не позволяет обеспечить требуемое сопротивление теплопередаче при любой толщине утеплителя. Подобные же результаты получаются и при расположении утеплителя только на внутренней стороне стены.

Изучение альбомов узлов утепления стен, проектной документации вновь возводимых и реконструируемых зданий показало, что большинство проектных решений стен из штучных материалов при расположении утеплителя на наружной или внутренней поверхности стены не обеспечивает требуемого сопротивления теплопередаче (со-

противление меньше требуемого в 1,5-2,3 раза) для стен с окнами. Причиной этого является отсутствие утепления на откосах окон и применение только приближенных методов определения сопротивления теплопередаче при проектировании, которые на стадии проектирования не позволяют точно оценить потери тепла через ограждение.

Часто, оправдывая такое положение дел, ссылаются на отсутствие простых и доступных методик, отработанных конструктивных решений. С этими аргументами нельзя согласиться. Действительно, для определения приведенного сопротивления теплопередаче потребуется рассчитать трехмерное температурное поле на ЭВМ, но ведь прошло то время, когда современные персональные компьютеры были недоступны и расчет строительных конструкций выполнялся при помощи арифмометра или логарифмической линейки, есть и необходимое программное обеспечение. При использовании ЭВМ проектировщик составляет расчетную схему, определяет температурные воздействия, вводит исходные данные, выполняет расчет на ЭВМ, анализирует результаты расчета. Эта методика сложнее простого расчета сопротивления теплопередаче, как суммы термических сопротивлений отдельных слоев конструкции, но только она позволяет проектировать конструкции в соответствии с действующими нормами и в соответствии со сложившейся мировой практикой. А отработанные конструктивные решения будут отсутствовать до тех пор пока от всех проектировщиков не потребуют всего лишь соблюдения действующих норм. При этом конструкция спроектированная по результатам расчета трехмерного температурного поля будет иметь основной слой утеплителя мало отличающийся от известных решений, но в дополнение к основному некоторое количество утеплителя будет размещено там, где расчетом выявлены значительные потери тепла. Пока же в большинстве своем, так называемые утепленные конструкции стен из мелкогазобетонных элементов успешно решают лишь одну задачу: имитировать решение проблемы экономии тепла.

Необходимо учесть, что применение утепленных стен не сопровождается значительным удорожанием строительства. Неутепленные кирпичные стены имеют толщину 510 мм, что значительно больше, необходимой по прочности. Поэтому применение дополнительного слоя эффективного утеплителя толщиной 100-120 мм (цена 1 куб.м примерно в 2 раза больше, цены кирпича) при уменьшении толщины кирпичной стены по условию прочности до 250 и 380 мм, ведет к тому, что суммарная стоимость материалов либо меньше, либо немного больше, чем неутепленной стены.

При разработке новых конструкций стен необходимо учитывать большой опыт накопленный в европейских странах, где применяются совершенные методики теплотехнического расчета ограждающих конструкций. Сложившиеся в течении довольно длительного времени они подчинены главному - потери тепла в здании не должны превышать предельно допустимых при сохранении ограждением эксплуатационных свойств. С этой целью в Германии, например, нормируется осредненный коэффициент теплопередаче, учитывающий потери тепла через стену и окна, которые при этом рассматриваются как единое целое. Для определения уровня теплозащиты всей наружной

оболочки здания введен осредненный коэффициент теплопередаче, учитывающий теплотери через стены, окна, пол и потолок, причем величина этого коэффициента зависит от отношения площади ограждения к объему здания. Определение коэффициента теплопередаче выполняется либо расчетом на ЭВМ, с учетом всех конструктивных особенностей ограждения, либо с использованием специальной инженерной методики, позволяющей рассчитать коэффициент теплопередаче с достаточной для практических целей точностью. Подобный подход дает возможность независимо от того, где в ограждении происходят теплотери, ограничить их до нормативного уровня и обеспечить требуемый уровень эксплуатационных затрат на отопление.

На основании проведенных исследований можно сделать следующие выводы:

-стены с повышенным сопротивлением теплопередаче при наличии окон необходимо проектировать на основании расчета на ЭВМ пространственного температурного поля;

-недопустимо использование приближенных методов (в том числе расчетов на ЭВМ плоских температурных полей) определения сопротивления теплопередаче из-за неприемлемой погрешности (1,5-2,3 раза), что ведет, как следствие, к значительно большим, чем нормативные, потерям тепла на отопление;

-при разработке новой редакции строительных норм по строительной теплотехнике, в качестве требуемого следует принять осредненное приведенное сопротивление, учитывающее потери тепла через ограждение в целом без вычленения оконных и дверных проемов.

Только использование современных методик расчета и проектирования позволит реально снизить затраты на отопление зданий.

ПРОЕКТИРОВАНИЕ И СТРОИТЕЛЬСТВО МАНСАРДНЫХ ЭТАЖЕЙ

Матчан В.А., Русак Н.Н.

Согласно новой жилищной программе основное финансовое бремя при строительстве жилья должны нести сами граждане. Дешевые мансарды могут значительно помочь в решении жилищной проблемы. Стоимость 1 м² жилой площади в мансардах, возведенных над существующими зданиями, в 1,5 - 2 раза ниже, чем стоимость во вновь возводимых объектах. Мансарда может быть использована не только под жилье, но еще и под мастерские, офисы и т.д. По подсчетам специалистов, резерв мансардного строительства в республике составляет более 20 млн. м² жилья. К примеру, нового жилья в настоящее время возводится около 3,5 - 4 млн. м² в год, а эксплуатируемый в республике жилищный фонд составляет около 200 млн. м² общей площади, из них 77 млн. м² в городах. В мае 1997 года Совет Министров Республики Беларусь принял постановление "О мерах по организации мансардного строительства". Министерством архитектуры и строительства Республики Беларусь разработана инструкция по органи-

зации строительства жилых помещений за счет надстройки мансардных этажей над существующими домами без отселения жильцов. В инструкции определены функции заказчика, подрядчика, условия финансирования проектных работ и строительства, а так же определены взаимоотношения заказчика с жильцами жилых домов, где планируется надстройка мансарды. Но на практике мансардное строительство сопряжено с целым рядом трудностей. Существующие принципы долевого участия зачастую ведут к нерентабельности проектов надстройки, кроме того, в республике не налажен выпуск строительных материалов необходимых для мансардного строительства, а применение западноевропейских материалов из-за высоких пошлин на ввоз приводит к значительному удорожанию мансардного строительства. До конца не отработана юридическая база взаимоотношений заказчика и жильцов жилых домов. Seriously препятствуют проектированию и строительству мансард всевозможные ограничения, порой, на наш взгляд, необоснованные, например, необходимость устройства двух выходов из каждой квартиры и т.п.

Авторским коллективом кафедры городского строительства и архитектуры Брестского политехнического института разработаны проекты надстройки мансардных этажей без отселения жильцов. Параллельно с разработкой проекта мансарды производилась замена существующих перекрытий, чаще на монолитные железобетонные, выполнялась перепланировка нижних этажей. Квартиры проектируются в двух уровнях с устройством внутриквартирной лестницы. На нижнем этаже обычно располагается общая зона квартиры и зона обслуживания, а в мансарде устраиваются спальни и располагается санитарный узел, т.е. таким образом расширяется жилое пространство для верхнего этажа существующего дома. Квартира может быть устроена в мансарде и в одном уровне. При выборе объемно-планировочного решения надстройки в каждом конкретном случае учитывается существующая застройка и архитектурно-планировочные особенности здания.

Целесообразность устройства мансарды в каждом конкретном случае определялась технико-экономическим анализом работ, путем определения степени физического износа и решения вопросов, связанных с соблюдением противопожарных требований, необходимостью устройства и реконструкции инженерных систем. При устройстве мансард преимущественно применялись легкие строительные материалы. Несущие конструкции надстраиваемого этажа выполнялись каркасными, а стены - каркасно-обшивными. Термическая изоляция при устройстве мансард обеспечивалась применением соответствующих конструктивных решений и материалов.

Применение для утепления изделий из минеральной ваты считается одним из наиболее эффективных. Минераловатные элементы отличаются высокой степенью пожарной безопасности, оптимальными тепло- и звукоизоляционными характеристиками. Наиболее эффективной при устройстве мансард является минеральная вата фирмы "ISOVER OY". Теплопотери через кровлю мансарды происходят в основном через чердачные окна. Эта проблема может быть решена применением чердачных окон, изготов-

ленных из твердой полиуретановой пены. Полиуретановые оконные переплеты отвечают всем требованиям, предъявляемым к пожарной безопасности конструкций, при их эксплуатации не происходит выделение вредных веществ.

Площадь поверхности окон при устройстве мансард принималась 8-10% от площади помещений, при этом учитывалось, что мансардные окна дают на 30-40% больше света, чем слуховые окна. Особенно надежными и удобными в эксплуатации показали себя мансардные окна VELUX. В качестве облицовочного материала изнутри чаще всего использовались гипсокартонные листы.

Опыт проектирования и строительства показал, что оборудование чердачных помещений и надстройка мансард оказываются простейшими решениями для увеличения жилплощади.

ЧИСЛЕННЫЙ АНАЛИЗ АРМОГРУНТОВЫХ СТЕН

Русак Н.Н., Шведовский П.В., Матчан В.А.

В результате численного анализа МКЭ армогрунтовых стен с геотекстильными оболочками решены следующие задачи:

1. Определены геометрические формы поверхностей разрушения.
2. Определен характер распределения нормальных напряжений в грунтовой засыпке, при возведении конструкции и ее последующем нагружении, что позволило рассмотреть возможные подходы к проблеме теоретического определения НДС в грунтовой матрице с учетом распределительной способности грунта и влияния армирующих прослоек и грунтовых анкеров на величину и характер распределения напряжений между армирующими прослойками.
3. Определена крутизна зон рассеяния напряжений от пригрузки, что позволило учесть характер распределения напряжений в засыпке от пригрузки вдоль армирующих прослоек и выбрать методику расчета напряжений в грунтовой матрице.
4. Определен кажущийся коэффициент связности между армирующими элементами и засыпкой $\mu = f(\sigma_z)$ и характер распределения растягивающих усилий в армирующей прослойке, на основании которых рассмотрены теоретические подходы к проблеме расчета несущей способности армирующих элементов на выдергивание из грунтового массива, в том числе с учетом образования площадок скольжения. Рассмотрены вопросы расчета локальной устойчивости армирующего элемента и устойчивости призмы обрушения.
5. Определен характер распределения контактных напряжений по подошве стены, что позволило выбрать методику расчета общей устойчивости сооружения и несущей способности основания.

Установлено, что у армогрунтовых стенок с геотекстильными оболочками боковое давление грунта на лицевую поверхность стенки не поддается описанию по какому-либо закону, т.е. в отличие от традиционных подпорных стенок, при расчете которых можно принять тот или иной вид эпюры бокового давления грунта на подпорную стенку, в случае стенок из армогрунта с геотекстильными оболочками это сделать невозможно. Поэтому для расчета данных конструкций был принят метод, который заключается в том, что с помощью натуральных наблюдений заранее принимаются геометрические формы поверхностей разрушения. После этого с помощью введения упрощающих допущений, позволяющих приближенно оценить величину нормальных напряжений вдоль этих поверхностей и вдоль армирующих элементов рассматривается равновесие призмы разрушения, вычисляется соотношение между удерживающими и сдвигающими силами.

Для того, чтобы определить величину компонент напряжений в грунтовой засыпке внутри геотекстильной оболочки необходимо учесть совместное действие по крайней мере пяти факторов, так или иначе зависящих от технологии возведения и физико-механических характеристик материалов армогрунта:

- усилия в грунтовой матрице, возникшие при ее уплотнении в условиях полного ограничения бокового расширения с одной стороны (со стороны опалубки) и частичного (лишь собственный вес грунта) с другой. Кроме того, здесь необходимо учитывать ограничение бокового расширения грунта за счет введения в массив грунта армирующих элементов;

- растягивающие напряжения, возникшие в геотекстиле при действии выдерживающих сил, от бокового давления грунта на лицевой поверхности стены, передаются на грунтовую матрицу посредством действия сил трения на контакте грунт - геотекстиль;

- при возведении конструкции, в процессе уплотнения засыпки, в геотекстиле возникает остаточное "преднапряжение", которое передается на грунт внутри каждой геотекстильной оболочки;

- за счет включений в грунтовую матрицу геотекстильных прослоек происходит усиление в горизонтальной плоскости, т.е. проявление армирующего эффекта. В области под нагрузкой вертикальные напряжения ослабляются эффектом натяжения геотекстиля, который действует кверху. Таким образом вертикальная нагрузка на каждую нижележащую оболочку уменьшается;

- при рассмотрении НДС в засыпке необходимо учитывать сопротивление выдерживанию грунтовых анкеров, которое возникает в результате мобилизации пассивного сопротивления засыпки, расположенной за периметром анкера. Кроме того, в связи с тем, что грунтовые анкеры расположены в непосредственной близости друг от друга возникает эффект наложения работы анкеров.

Геотекстиль, удлинение которого под нагрузкой незначительно, снижает скорость деформаций грунта в горизонтальном направлении, при условии, что между грунтом и арматурой существует сцепление, вызванное трением.

Максимальные растягивающие усилия находятся во второй снизу геотекстильной прослойке. Деформации конструкции практически затухают в течение трех первых месяцев после завершения строительства. Быстротечность осадки обуславливают отсутствие связности в песках, хорошая их водопроницаемость и так же возможность их хорошего и равномерного уплотнения при возведении, кроме того, стеклоткань не обладает свойством ползучести во времени и деформации конструкции происходят только за счет уплотнения песка.

При анализе направления суммарных нормальных напряжений, полученных в результате экспериментальных исследований, был сделан вывод, что критическая плоскость сдвига проходит через геометрическое место точек, в которых происходит наложение зон распределения нормальных напряжений в грунтовой засыпке от выдергивания соседних грунтовых анкеров.

Расчет устойчивости основания производится полностью в соответствии с методикой изложенной в Руководстве по проектированию подпорных стен и стен подвалов для промышленного и гражданского строительства, т.к. экспериментальные исследования и расчеты МКЭ показали, что эпюра контактных напряжений носит трапециевидный характер, как и в случае традиционных подпорных стен.

На основе проведения исследований предложена методика расчета армогрунтовых стен с геотекстильными оболочками высотой до 5 м.

Сравнение результатов расчета по данной методике с экспериментальными результатами, результатами расчета МКЭ и расчетов по другим методикам, показывает, что она позволяет достаточно полно оценить уровень риска разрушения двумя способами (избыточная нагрузка, недостаточная анкеровка). Максимальные растягивающие усилия в геотекстиле, полученные расчетом, оказались несколько выше (на 6%) экспериментальных. В то же время, расчет конструкций по многим существующим методикам приводит к недооценке максимальных растягивающих усилий в геотекстиле. Максимальный коэффициент запаса на выдергивание арматуры из грунтового массива получен по методу Шлоссера, в котором принято распределение давления по Мейергофу.

При невыполнении хотя бы одного из условий расчета локальной устойчивости производится изменение шага армирования (высоты оболочек). При нарушении общей устойчивости конструкции необходимо увеличить глубину армирования.

АВТОМАТИЗАЦИЯ РАСЧЕТА ТЕПЛО- И ЗВУКОИЗОЛЯЦИИ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ

Русак Н.Н., Матчан В.А.

В традиционном строительстве с массивными конструкциями из кирпича, бетона, вопросы их надежности часто отождествлялись с долговечностью. В массивных конструкциях процессы, вызываемые действием влаги и образованием льда при снижении температуры идут медленно.

Изменение Госстроем Республики Беларусь требуемых нормативов сопротивления теплопередаче наружных ограждающих конструкций требует от проектировщиков применения новых видов конструкций, часто в сочетании с новыми строительными материалами. Достижение требуемых теплозащитных свойств возможно лишь при применении многослойных ограждений с эффективным утеплением. При этом влажностный режим работы ограждений в процессе эксплуатации практически всегда ухудшается. Необходимость применения более пористых материалов приводит к увеличению воздухопроницаемости ограждений. Процесс теплофизических расчетов при проектировании зданий стал более трудоемким и требует от проектировщиков больших затрат рабочего времени. Применение для расчета разработанных ранее программ затруднено в связи с изменением действующих СНиП.

Разработанная программа теплофизических расчетов ограждающих конструкций HEAT позволяет выполнять расчеты толщины слоя утеплителя ограждений, сопротивления теплопередаче однородных и неоднородных ограждений, сопротивления паро- и воздухопроницанию, сопротивления теплопередаче с учетом воздухопроницаемости ограждений. Программа позволяет выполнять проверку на выпадение конденсата на внутренней поверхности ограждений, в том числе в местах с включениями имеющими повышенную теплопроводность.

Снижение массивности конструкций сопровождается ухудшением их звукоизоляционных свойств. Современные жилые и общественные здания оказались недостаточно изолированными как от шумов, проникающих извне, так и от внутренних шумов.

Разработанная программа SOUND позволяет автоматизировать процесс расчета звукоизоляции ограждающих конструкций жилых, общественных и вспомогательных зданий промышленных предприятий. С помощью программы можно определить изоляцию воздушного шума следующих ограждений:

- стен, перегородок однослойных из кирпича, бетона, керамических блоков и т.п.;
- стен и перегородок многослойных из жестких слоев, жестко связанных между собой;
- стен и перегородок однослойных и многослойных с плитами на основе из сухой штукатурки, ДСП, ДВП и др.;
- стен и перегородок с воздушным зазором внутри;

- однослойных тонких ограждений из стекла, металла и т.п.;
- ограждений из двух обшивок (ДВП, ДСП, металл, асбестоцементные листы и т.п.) с каркасом внутри с заполнением и без заполнения воздушного зазора;
- междуэтажных перекрытий со звукоизоляционным слоем и без звукоизоляционного слоя.

Алгоритм программы разработан на основе СНиП П-12-77 “Защита от шума” и Руководства по расчету и проектированию звукоизоляции ограждающих конструкций зданий НИИСФ Госстроя СССР.

Индексы изоляции воздушного шума ограждающих конструкций определяются на основании рассчитанной частотной характеристики изоляции воздушного шума и сравниваются с нормативными характеристиками.

Программа позволяет также выполнить расчет приведенного уровня ударного шума под перекрытиями с полами по лагам и по монолитным стяжкам со звукоизоляционным слоем и без звукоизоляционного слоя.

Программы написаны на языке PASCAL в диалоговом режиме работы на ЭВМ, когда на экране высвечивается последовательность вопросов, на которые с помощью клавиатуры отвечает проектировщик для решения поставленной задачи. Банк данных содержит полную информацию о применяемых строительных материалах и конструктивных решениях.

ПРИНЦИПЫ ОРГАНИЗАЦИИ ПАРКОВ ПЕЙЗАЖНОГО ТИПА НА ТЕРРИТОРИИ БЕЛОРУСИИ НАЧАЛА XIX ВЕКА

Борейко Т. П.

Веками выработывался своеобразный художественный язык ландшафтного искусства. С течением времени его отдельные элементы и категории заменялись новыми, возникавшими благодаря изменению социальных функций ландшафтного искусства, использованию новых видов растений, выявлению новых декоративных свойств в традиционном материале.

В античном мире и в эпоху Возрождения основой архитектурно-ландшафтной композиции был дворец или храм, при котором разбивался парк с фонтанами и прудами. Небольшие размеры и высокая насыщенность декоративными элементами таких садов и парков делало их оазисами красоты преображенной природы. В градостроительном плане такие дворцовые комплексы занимали обособленное положение, поэтому мало влияли на общий архитектурный ансамбль города, отличавшийся плотной застройкой и отсутствием зеленых насаждений.

По мере роста городов на месте снесенных городских укреплений сооружались бульвары, скверы и парки общественного пользования. Вместе с тем каждый зажиточ-

ный горожанин стремился иметь уголок живой природы около своего дома. Исходя из практики градостроительства, зарубежная ландшафтная архитектура развивалась по двум направлениям: сады и парки общественного пользования, частновладельческие сады и парки при особняках и виллах, повторяющие в миниатюре принципы дворцовых садов и парков прошлых эпох.

Эти два жанра архитектурно-ландшафтного оформления продолжают сосуществовать и сейчас.

В планировочной структуре городов нашей страны большое внимание уделялось садам и паркам общественного назначения. Зеленые насаждения выполняют не только эстетические, но и санитарно-гигиенические, планировочные и градозащитные функции. Но эстетические функции произведений ландшафтной архитектуры всегда были и остаются преобладающими над всеми другими, поскольку они определяют положительный психологический настрой. Когда попадаешь в полузаросший одичавший парк старой белорусской усадьбы, поневоле ощущаешь иное восприятие времени, иные ритмы жизни, созвучные чему-то глубинному, полузабытому.

В начале XIX века проявился обостренный интерес общества к природе родного края. Паркостроение развивалось одновременно с искусством живописи, в котором все чаще воспевалась нетронутая природа, ее гармония и неповторимость. Философия, литература, театр оказывали большое влияние на установление культа первозданной природы в садово-парковом искусстве. Отвергалось подчинение природы абстрактной геометрической схеме и проповедовалось раскрытие многообразных возможностей пейзажа в живописном многообразии его проявлений.

Под влиянием новой планировочной концепции происходит массовая перепланировка прежних регулярных парков, выполняемых в "английском стиле".

Ландшафтному парку было свойственно органичное слияние с окружающей природой, выявлению ее красоты. "Английский" парк не знал строго очерченных границ и обычно вписывался в окружающий ландшафт за счет раскрытия глубинных пространств. С этой целью аллеи часто продолжались за пределами парка и вклинивались в прилегающие лесные массивы. С этой же целью садовники отказываются от применения ограды парка. Естественной границей им чаще становятся водоемы. В результате даже при незначительных размерах парка достигался эффект его зрительного увеличения и слияния с окружающей природой.

В приусадебных парках пейзажного типа планировки максимально использовался пересеченный характер местности. В этом случае система аллей свободно и плавно прокладывалась по естественно сложившемуся рельефу, акцентируя внимание на близких и дальних перспективах ландшафта. Холмистый характер территории обуславливал создание отдельных пейзажных участков, динамичных силуэтных линий, пространственно оформленной растительности и интенсивности свето-теневых контрастов.

Главным паркообразующим элементом являлись живописно высаженные группы деревьев, которые создавали композиционное и колористическое многообразие парко-

вого ландшафта. Дендрологические композиции определяли характер отдельных парковых зон, выделяя в них доминирующие и рядовые участки. Пейзажные группы составлялись из строго определенных пород деревьев с выявлением их декоративных качеств в разное время года. Основу растительного состава парков Белоруссии преимущественно составляли виды местной флоры и лишь частично дополнялись интродуцированными породами деревьев. При создании парковых куртин учитывались биологическая гармония, неравномерность сезонного роста и окраски той или иной породы. Так, хвойная растительность с ее вечнозеленой кроной использовалась для создания темного фона, усиливающего эффект восприятия лиственных пород. Одновременно ее рядовые посадки позволяли выявить силуэтную линию парка. В зимнюю пору монотонность оголенной лиственной растительности исключалась умелым сочетанием хвойных деревьев и кустарника с созданием контрастных композиций на белом фоне снега. Деревья, отличающиеся стреловидной формой кроны, высаживались вдоль главных аллей и подъездных дорог. Широко использовали высокие остроконечные тополя, которые, будучи высаженными по кругу, создавали своеобразные зеленые беседки.

Обязательным элементом при организации парка являлись водоемы, которые создавали светлые пятна и открытые пространства среди массивов зеленых насаждений. В оформлении водоемов активно использовали деревья округлой спокойной формы, как ива или вяз. Обилие на территории Белоруссии озер, больших и малых рек обусловило частое их включение в парковую зону усадьбы. Отражение и светотеневая игра на поверхности водной глади использовались для усиления пластического воздействия растительности. В свою очередь расположение дома непосредственно у водоема усиливало эффект восприятия архитектуры сооружения. Своеобразными композиционными доминантами на водной плоскости являлись искусственные острова, живописно обсаженные растительностью. Их устройство значительно расширяло декоративные качества паркового окружения.

Сложившееся представление об идеальном пейзажном парке ассоциировалось не только с эффектным ландшафтом, но и наличием в нем многочисленных живых обитателей леса. В этой связи почти в каждой состоятельной усадьбе устраивался вольер. Обширные по площади парки крупных магнатов превращались даже в значительные заповедники с многообразным живым миром.

При создании идеализированного романтического парка важное место отводилось его архитектурно-декоративному оформлению. В живописном парковом окружении располагали павильоны, малые архитектурные формы, хозяйственные и другие постройки. В организации садово-парковой среды декоративно решенные парковые сооружения, как и сам дворец, соподчинялись с окружающим пейзажем и почти никогда не подавляли в его композиции. От такого соподчинения и за счет декоративности и продуманного расположения на рельефе их художественная выразительность значительно усиливалась. Архитектурные сооружения акцентировали наиболее ответственные участки парка, замыкая их визуальные перспективы. Искусство трассировки аллей

заклучалось в том, чтобы один и тот же парковый элемент воспринимался в разных ракурсах, с различных видовых точек.

При создании парковых павильонов использовали выразительные объемно-пространственные композиции с насыщенным ордерным декором. С конца XVIII в. среди парковых построек распространяются павильоны в форме ротонды. Культовые сооружения в приусадебных парках Белоруссии традиционно имели прямоугольные в плане объемы с пристройкой апсиды и классический декор. Обязательным элементом паркового хозяйства являлась оранжерея. В оранжереях и теплицах выращивались экзотические растения для парковых цветников. В летнее время они использовались под жилье, столовые, приемные.

В первой половине XIX в. входит в моду псевдоготическая трактовка архитектуры парковых сооружений. В это время почти не было парка, в котором не имелось бы какого либо экзотического сооружения, имитирующего средневековый рыцарский замок. В этих псевдоготических постройках были использованы декоративные качества фактуры и цвета неоштукатуренной кирпичной кладки. Интерьеры таких сооружений украшали ажурные сплетения ребер-нервюр на сводчатых перекрытиях, витражи стрельчатых оконных проемов. В трактовке парковых павильонов архитекторы обращаются и к традициям национального деревянного зодчества. Возникают небольшие павильоны в форме крестьянских хат и простых хозяйственных построек. При этом нарочитая утилитарность их внешнего облика контрастно противопоставлялась изысканной отделке интерьеров.

Парадный въезд в дворцово-парковый ансамбль обозначался монументальными воротами. Их архитектурная трактовка основана на ордерных формах. Малые архитектурные формы приусадебных парков имели ряд эстетических качеств. В первую очередь их архитектура отражала объективно сложившиеся романтические настроения эпохи, явилась результатом положительной в своей основе преемственности культур, отличалась живописностью композиции, красочной полихромией, гармонией в едином дворцово-парковом ансамбле.

Итак, основными принципами организации композиции парка пейзажного типа являлись:

- 1- парковый интерьер ,
- 2- регулярность в парадной части ансамбля,
- 3 - взаимосвязь с окрестным ландшафтом,
- 4 - подбор дендросостава,
- 5 - устройство водоемов,
- 6 - архитектурные сооружения в парковой среде.

Изучение дворцовых и приусадебных парков Белоруссии, принципов их устройства, реконструкция сохранившихся с последующим посещением - важный аспект в повышении общего уровня культуры народа нашей страны, его гордости за неповторимую архитектуру, как часть общечеловеческой строительной культуры.

ПРОБЛЕМЫ И ДАЛЬНЕЙШАЯ ПЕРСПЕКТИВА НАД ИЗОБРАЖЕНИЕМ ОБНАЖЕННОЙ ФИГУРЫ ЧЕЛОВЕКА ДЛЯ АРХИТЕКТОРОВ

Храпунова Л. И.

Изучению и рисованию обнаженной фигуры человека в программе по рисунку на архитектурном факультете отводится большое место. Это способствует углублению знаний по вопросам конструкции, движения, пропорций и композиции, позволяет воспитать более тонкий подход к изучению многообразных форм природы. Материальные ценности, в том числе и архитектура, создаются для человека. И формы, и психика человека часто определяют пластику многих создаваемых архитектором предметов. И хотя изображаются только архитектурные объекты и предметы, человек от них не отделим.

Будущий архитектор должен легко и свободно владеть искусством рисунка сложной формы, какой является обнаженная фигура человека, – кроме знаний и умений, требуется большая практическая работа. К рисованию обнаженной натуры человека студент подходит постепенно, через длительное рисование и изучение элементарных объемных форм, а также отдельных элементов человеческого тела: гипсовых слепков глаза, стопы, уха, руки, головы и т. д.

За период обучения на II курсе студенты выполняют рисунки гипсовых статуй (Дорифора, Апоксиомена, Аполлона и др.), рисуют анатомическую модель (экорше) работы Гудона – выдающегося французского скульптора XVIII века. Это является подготовительным этапом при переходе к рисованию натурщиков. Рисование с гипсовых слепков способствует глубокому познанию студентом пластической анатомии человека, что позволяет ему, накопив опыт, вести работу сознательно, а не слепо, поверхностно срисовывать внешнюю форму.

Изучение скелета, соединений костей и мышечной основы человека дает конструктивное обоснование внешней пластики тела. Опираясь на знание закономерностей внутренней структуры, студент правдиво и глубоко изображает натуру.

При переходе к рисованию и изучению живой натуры большое значение для успешной работы студентов имеет то, насколько учебное помещение обеспечено специальным оборудованием, насколько рационально и методично организована работа.

Натурщика нужно поставить на подиум высотой 30 – 40 см, но из-за неимения оборудования, мы ставим на высоту 70 см, фон следует взять нейтральный по цвету, а мы берем какой есть. Освещение может быть естественным, но лучше всего искусственное с помощью подвесных софитов (300 – 500 ватт), что позволяет быть независимым от погодных условий. При выборе для рисунка обнаженной фигуры нужно отдать предпочтение мужской натуре с четко выраженной мускулатурой. Натурщик, у которого хорошо читаются мускулатура, костная основа, просто необходим в первых обнаженных постановках. На такой модели учащемуся легче и интереснее вести анализ, конструктивный разбор формы. Выбирать место для рисования натуры надо на таком рас-

стоянии, чтобы можно было охватить ее одним взглядом, не поворачивая головы, т. е. на расстоянии, соответствующем нормальному углу зрения. Согласно закону, открытому Леонардо да Винчи и установленному опытом рисования с натуры, нормальный угол, при котором представление о сумме предметов в пространстве сохраняется в цельной и единой картине, должен быть в пределах $30^\circ/2,5$ или 3 высоты натурщика).

На протяжении всей работы необходимо сохранить постоянную точку зрения, и чтобы рисунок находился от рисующего на расстоянии вытянутой руки. Это дает возможность видеть работу в целом.

Хорошо, если в аудитории имеется скелет человека и экорше, а также анатомический альбом для справок, этого к сожалению у нас нет.

Первая постановка человека-натурщика должна быть простой и ясной. Натурщик стоит на подиуме в вертикальном положении с опорой на одну ногу. Освещение сверху и несколько спереди, чтобы формы модели читались четко.

Сначала лучше сделать несколько рисунков (2-4 часа) с разных точек зрения: спереди, сбоку, сзади. Они помогут студентам практически усвоить способ построения стоящей фигуры, последовательность ведения рисунка, изучить натуру со всех сторон и более остро почувствовать, что объект имеет три измерения и занимает определенное место в пространстве, – а это значит, что, рисуя фигуру человека, надо мыслить формой, по законам перспективы. В первых учебных рисунках упор делается на конструктивное построение в линейной манере, где надо передать пропорции фигуры, построение больших объемных форм и их взаимосвязь, опираясь на знание анатомии.

Последовательность ведения рисунка состоит из трех основных этапов:

компоновка (выбор размера листа, размещение изображения на листе бумаги);

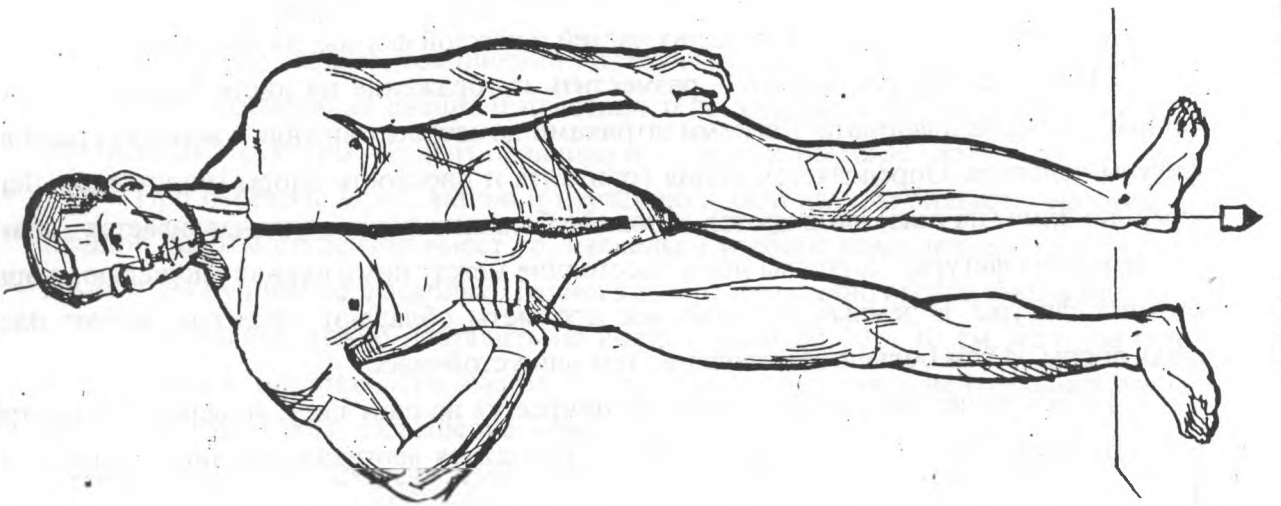
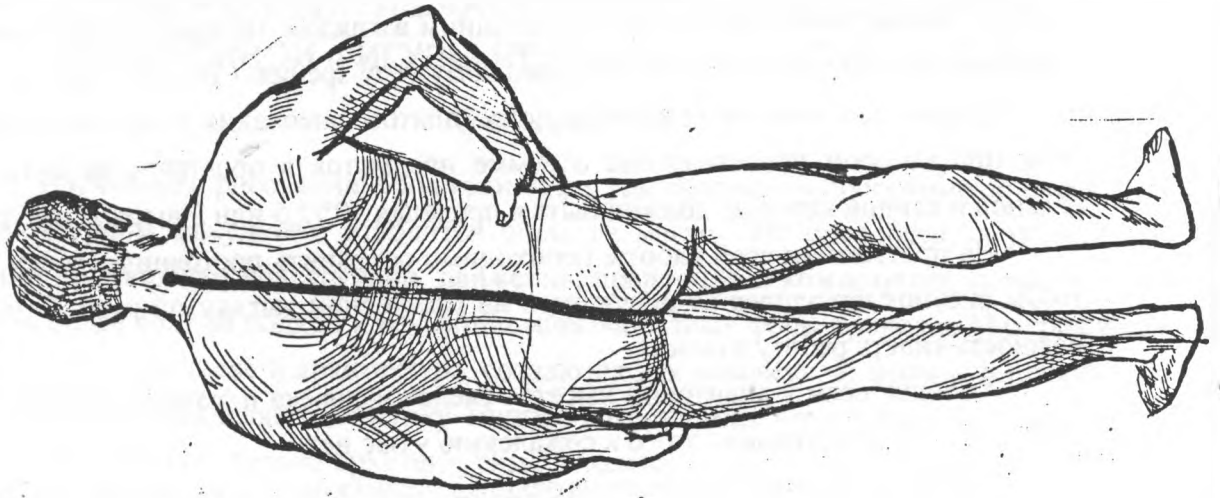
постановка фигуры на плоскости (нахождение точки опоры);

построение (разработка больших частей и каждой формы, их взаимосвязь).

Первая задача рисующего – разместить изображение на листе бумаги определенных размеров и формата. Легкими штрихами намечаются нижняя и верхняя границы фигуры человека. Определяется линия горизонта и плоскость опоры (подставка). Легкими линиями (на глаз) намечаются основные большие формы, устанавливается характер движения фигуры. Подошвы ног и расстояние между ними служат площадью опоры стоящей фигуры. В земных условиях все предметы обладают тяжестью, имеют площадь опоры. И чем больше эта площадь, тем они устойчивее.

Если в нашей постановке натурщик опирается на одну ногу, то вертикаль центра тяжести пойдет через стопу опорной ноги. Проводится вертикальная линия центра тяжести от подошвы опорной ноги вверх, до края головы, будет равна росту фигуры. Эта вспомогательная вертикаль поможет наметить конструктивную схему всей фигуры.

При спокойном положении туловища вертикаль центра тяжести пройдет через яремную впадину между ключицами и точку опоры. Намечается положение подошв обеих ног на плоскости в перспективном сокращении. Затем на вертикали делаются



вспомогательные линии, определяющие размеры торса, головы, положение таза и длину ног.

Правильная постановка фигуры на плоскости определит успех ее дальнейшего построения. Так как живая натура в отличие от гипсовой модели подвижна, ее положение изменчиво в пространстве. И если при рисовании гипсовой фигуры человека студент мог строить и проверять рисунок, соотнося все к вертикали и горизонтали, то, работая над живой фигурой, этого недостаточно. При рисовании живой фигуры человека необходимо пользоваться опорными точками и срединными линиями.

При рисовании сзади роль срединной линии играет линия позвоночника. В построении рисунка срединная линия фигуры имеет то же значение, что и срединная линия головы. Она служит ориентиром в рисовании парными формами. Рисуя фигуру человека, надо "вязать" формы, опираясь на опорные точки натуры. Опорные точки лежат в местах сочленений форм, они будут неподвижны. По ним определяют направленность конечностей, их соразмерность.

Таким образом, после того как рисунок фигуры человека скомпонован, выполнен этап постановки фигуры на плоскости, продолжается этап построения отдельных форм, уточняются пропорции, анализируется взаимосвязь форм. Основной принцип работы над заданием – последовательное выполнение рисунка от общего к частному, от частного к целому.

В дальнейшем работа над рисунком усложняется. Наряду с длительным рисунком, где требуется тщательный аналитический подход с трактовкой формы средствами светотени, тона, большое внимание уделяется наброскам (15-30 минут). Их значение неопределимо с точки зрения воспитания цельности видения. Набросок развивает у студента быстроту соображения, точность глазомера, умение делать отбор, выделяя главное, вырабатывает твердость руки и зрительную память.

Полезным будет практиковать иногда сперва набросок, а затем, по представлению, прорисовать скелет. Это потребует логического рассуждения, знания анатомии, сознательного построения рисунка. К сожалению на кафедре практиковать это почти невозможно.

Целесообразно также нарисовать скелет к данной постановке, а затем "одеть" этот скелет мышцами.

Подобные упражнения активизируют процесс изучения срисовывания с натуры.

В набросках обнаженной фигуры, коротких зарисовках и различных самостоятельных рисунках следует прибегать к разным материалам, таким как уголь, сангина, перо, кисть, соус, учитывая их богатые технические возможности. При этом для выявления пластической формы можно шире и свободнее использовать такие выразительные средства, как линия, пятно, тон, штрих и применять легко тонированную бумагу.

Обучая студентов рисунку, нужно обращать их взоры на то ценное художественное наследие, которое оставили нам великие мастера прошлого. В целях эстетического

воспитания полезно видеть, изучать и копировать оригиналы больших мастеров рисунка, а для этого и наши преподаватели должны быть подготовлены до этого уровня.

Лучшие прогрессивные традиции Академии художеств воплотили в своем творчестве А. А. Иванов, А. П. Лосенко, К. П. Брюллов, Т. Г. Шевченко, И. Е. Репин, П. П. Чистяков и др.

Студентам необходимо знать и изучать также классическое наследие, созданное большими мастерами различных стран Средневековья, Возрождения и современности.

А проблема заключается в том, что кафедра мало обеспечена спецоборудованием и методическим фондом: недостаточно элементов человеческого тела, гипсовых слепков черепа, глаза, губ, носа, анатомической модели (экорше торс), нет гипсовых статуй Дорифора, Апполона, Венеры и др.), нет наконец подиума, чтобы поставить натурщика на высоту 30–40 см, нет достаточно табуреток, мольбертов, драпировок, не разработаны нашими преподавателями методических плакатов (не методичек), где было бы показаны поэтапные разработки по рисунку, живописи, картона, бумаги и т. д.

Литература

1. Барщ А. Рисунок в средней художественной школе. М. 1963.
2. Школа изобразительного искусства. Акад. худож. 1987 г. 12 томов.
3. Лапин В. Основы рисования. М. 1953 г.

ВОЗДУШНОЕ ОТОПЛЕНИЕ МАЛОЭТАЖНЫХ ЖИЛЫХ ДОМОВ

Кудиненко А.Д., Северянин В.С.

Проблема повышения тепловой эффективности зданий является актуальной и важной в нашей республике. Наряду с традиционными источниками отопления (водяное), существуют и другие виды. Одним из таких видов является воздушно-лучистое отопление. Такие виды отопления были известны еще в Древнем Риме. За рубежом дома с воздушно-лучистой системой отопления распространены в США, Финляндии, Швеции и других странах.

В США система лучистого отопления с теплоносителем воздухом начала применяться в конце 40-х годов, главным образом в малоэтажном строительстве. Система воздушного отопления в малоэтажных зданиях с теплоносителем воздухом состоит из воздушного калорифера, вертикальных каналов, горизонтальных каналов. Отопление здания осуществляется нагретым воздухом, циркулирующим по горизонтальным каналам в полу. Циркуляция воздуха в системе отопления осуществляется центробежными вентиляторами.

Система подающих каналов выполняется из асбестоцементных труб или подпольных каналов из кирпича, могут использоваться пустоты в железобетонных плитах.

Нами предлагается система воздушно-лучистого отопления, отличающаяся от чисто воздушной системы (воздух нагревается вне помещения, воздуховодами непосредственно вводится в помещение) и от лучистой или радиационной (стены, пол, потолок, панели нагреваются теплоносителями и излучают тепло в помещение).

В нашей системе воздух нагревается в специальном воздухонагревателе (калорифере), проходит по каналам в полу, излучая тепло в комнаты, и через жалюзи возле стен вводится в помещения.

ПРЕДПОСЫЛКИ СОВЕРШЕНСТВОВАНИЯ ПЛАНИРОВОЧНОЙ СТРУКТУРЫ СИСТЕМ РАССЕЛЕНИЯ РАДИОАКТИВНО ЗАГРЯЗНЕННЫХ РАЙОНОВ

Г.Е.Терешкова

Основной задачей государственной градостроительной политики развития населенных пунктов и территорий Республики Беларусь на современном этапе является совершенствование среды обитания (жизнедеятельности) человека. Особую группу поселений и территорий, для которых решение задач градостроительной политики приобретает первостепенное значение, составляют районы, подвергшиеся радиоактивному загрязнению в результате Чернобыльской катастрофы.

Несмотря на реализованный комплекс крупномасштабных защитных мер, направленных на минимизацию эколого-экономических и социальных последствий аварии, территориально-планировочные проблемы не только остались неразрешенными, но и, в ряде случаев, обострились, что проявилось в:

- диспропорциях в обеспеченности населения разными видами общественного обслуживания по уровню, доступности и другим видам использования;
- изменении характера условий землепользования;
- нерациональном использовании больших площадей обезлюженных территорий;
- изменении режимов части охраняемых природных и рекреационных территорий охраны, их использовании, нарушении планировочной структуры природно-экологического каркаса территории;
- неэффективном использовании местных территориальных ресурсов;
- концентрации населения на основных планировочных направлениях внутриобластного и местного значений.

В результате возникла определенная пространственная неравномерность расселения, что привело к диспропорциям в условиях жизни населения.

Современный период преодоления последствий Чернобыльской катастрофы определен как восстановительный. Наряду с мерами радиационной защиты, на первый

план выходят мероприятия реабилитационного характера, направленные на совершенствование среды жизнедеятельности населения.

В создавшихся условиях разработка и реализация комплекса градостроительных мер реабилитационного характера, направленных на совершенствование планировочной структуры систем расселения административных районов, позволит оптимизировать условия жизнедеятельности населения, создать безопасные условия среды его проживания и более благоприятную обстановку для постепенного устранения возникших проблем.

ЦВЕТОВОЙ КЛИМАТ СОВРЕМЕННЫХ ДОШКОЛЬНЫХ УЧРЕЖДЕНИЙ

Молокович Г.Е.

Проектирование цветового климата помещений объектов различного назначения - процесс поэтапный и оперирует данными из области психологии, физиологии и гигиены.

Изучение проблемы создания оптимального цветового климата помещений современных дошкольных учреждений показало, что экспериментальных данных, фиксирующих психофизиологическую реакцию детей дошкольного возраста на цветовое воздействие недостаточно. Критерии выбора цвета не учитывают динамики психофизиологических состояний организма ребенка.

Проведенные исследования по изучению психофизиологической реакции детей на цветовое воздействие и по определению цветовых предпочтений выявило следующие закономерности:

- реакция на цветовое воздействие является процессом адаптации к меняющимся условиям внешней среды и носит объективный характер;
- цветовые предпочтения детей имеют определенную закономерность и носят субъективный характер;
- субъективные и объективные реакции на цветовое воздействие взаимосвязаны и обладают различной информативной значимостью.

Анализ динамики психофизиологического состояния детей в условиях детского дошкольного учреждения позволил выделить два основных типа функциональных зон: активно-развивающую и пассивно-релаксирующую. В первую группу вошли помещения для занятий спортом, развивающих игр, образовательно-познавательных занятий и культурно-массовых мероприятий. Во вторую - помещения для сна, отдыха, питания и помещения, являющиеся связующими для первой группы.

Проведенные исследования позволили для каждой из названных групп помещений выделить свой набор цветов и использовать их в реальном проектировании.

СПЕЦИФИКА ИНФОРМАЦИОННОГО МАТЕРИАЛА АРХИТЕКТУРНОЙ ГРАФИКИ КАК СРЕДСТВА ПРОФЕССИОНАЛЬНОЙ КОММУНИКАЦИИ

Левицкая И.В.

Анализ работ, посвященных архитектурной графике как средству информационного обмена в поле архитектурной культуры, показывает их противоречивость и в определении ее функции, и в выяснении специфики материала, которым она оперирует. Сходятся они лишь в одном: язык архитектурной графики и его система выразительных средств - основной носитель профессиональной коммуникации.

Коммуникативный потенциал архитектурной графики, вероятно, реализуется на двух уровнях - на материально-конструктивном (нормативном) и на духовно-значимом (выразительном). В докладе на конкретных примерах будет обоснована коммуникативная соподчиненность этих сторон архитектурной графики.

Так как архитектурная графика - знаковая система, то существует проблема кодирования-декодирования графических знаков. Решение этой проблемы необходимо искать в самой природе графического языка, создающего особую форму коммуникации- кодовую. Именно эта форма связана со структурированием архитектурного образа, что требует декодирования в широком поле архитектурной культуры.

Задавшись идеей целостного осмысления коммуникативной сущности архитектурной графики, необходимо исследовать специфику информационного материала, которым оперирует коммуникативная система на различных структурных уровнях - текстовом, надтекстовом, подтекстовом. Для этого рассматриваются текстовые элементы графического языка, материально - конструктивная сторона графики, выдвигается положение о материальных признаках графических средств, несущих информацию и циркулирующих по каналам коммуникативной системы. При анализе подтекстовых структур и их информационных моментов исследуются такие характеристики как стиль, масштаб, пропорция и т.д. В надтекстовых информационных структурах выявляется "типология" концептуальных решений, употребление в архитектурной графике общезстетических и философских категорий, роль пространственно - временных факторов.

В заключение сделан вывод, что подтекстовые и надтекстовые структуры архитектурной графики выполняют важнейшую коммуникативную функцию, но эта проблема до сих пор не нашла достаточного внимания, поэтому требует глубокого исследования.

АРХИТЕКТУРНО - ПЛАНИРОВОЧНЫЕ ПРИЕМЫ ПОВЫШЕНИЯ КОМФОРТНОСТИ КВАРТИР ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ СЕКЦИОННЫХ ЗДАНИЙ

Рак Т.А.

Современные социальные потребности в области жилищной архитектуры определили необходимость увеличения типологического разнообразия жилищ и их дифференциации по уровню проживания.

Жилища, соответствующие современному стандартному уровню комфорта или с более высокими архитектурно-планировочными характеристиками, можно получить не только при новом строительстве, но и путем реконструкции или модернизации существующих типовых секционных домов.

Анализ примеров отечественной и зарубежной практики показал, что для получения в жилом типовом здании жилищ с повышенным уровнем проживания используются несколько основных реконструктивных приемов:

- трансформация квартиры с уменьшением количества комнат;
- модернизация секции. При этом повышение комфортности квартир происходит за счет уменьшения количества квартир в секции и перераспределения площадей между оставшимися квартирами в пределах существующего корпуса;
- реконструкция квартир. Этот прием основан на достройке к существующим квартирам различных объемов от достройки части помещения (обычно кухни или общей комнаты) для доведения их площадей до нормативных размеров до достройки структурных элементов квартиры (отдельных комнат или блока жилых подсобных помещений).
- строительство новых квартир путем достройки к существующему корпусу новых структурных элементов здания: мансард, отдельных квартир и блоков квартир с автономным входом в новые жилища или с входом в них по существующим общеквартирным коммуникациям;
- комплексная реконструкция, проходящая путем совместной реконструкции всех структурных элементов здания. При наиболее радикальных вариантах реконструкции может быть целесообразно изменение планировочной структуры.

Использование при разработке проектов реконструкции этих приемов ведет к вариантности архитектурно-планировочных решений. Результатом становится разнообразие проектных решений, при котором возможен выбор оптимального варианта по уровню комфорта жилых ячеек, архитектурно-композиционному решению и квартирному составу жилого дома, плотности застройки и т.д.

АРХИТЕКТУРНАЯ СПЕЦИФИКА ФОРМИРОВАНИЯ ОБЪЕКТОВ ДЛЯ РЕАБИЛИТАЦИИ ИНВАЛИДОВ

Лазовская Н.А.

Государственная программа РБ по реабилитации инвалидов¹ и исследования ряда ученых (Осадчих А.И. и др.) предполагают создание скоординированной системы реабилитации, обеспечивающей непрерывность и преемственность восстановительной технологии. Процесс реабилитации преследует 3 основные цели: восстановление функций, восстановление социально-бытовой активности, восстановление профессиональной деятельности. Для обеспечения непрерывности и преемственности этого процесса необходимо создать модель реабилитационного центра, включающего структурные подразделения, обеспечивающие все виды реабилитации: медицинскую, медико-профессиональную, профессиональную, трудовую, социальную. В связи с тем, что преобладающим типом в РБ являются общие (неспециализированные) отделения реабилитации, существует необходимость разработки научно-обоснованной универсальной модели реабилитационного центра для инвалидов вследствие различных заболеваний. Модель должна включать узловые моменты реабилитационного процесса и соответствующие им структурные звенья, что позволит считать ее работоспособной независимо от месторасположения реабилитационного центра и нозологических форм заболеваемости реабилитируемых.

Основные циклы реабилитационного процесса диктуют необходимость создания для их осуществления соответствующих функционально-планировочных структур (медицинской реабилитации, клиничко-экспертного, эрготерапии, профориентации и профобучения, социально-психологической помощи и др.).

Определенные структурные элементы и функциональные блоки помещений универсального реабилитационного центра могут быть использованы при проектировании отделений реабилитации в лечебно-профилактических и санаторно-курортных учреждениях, диспансерах медицинской реабилитации и спортивной медицины, домах-интернатах и школах-интернатах для инвалидов и т.д.

Данные исследования позволят создать основание для разработки нормативной базы, обеспечивающей функционально целостную систему реабилитации.

¹ Закон РБ "О предупреждении инвалидности и реабилитации инвалидов" 17 октября 1994г.

РАЗМЕЩЕНИЕ СЕТИ УЧРЕЖДЕНИЙ ДЛЯ СИРОТ И ДЕТЕЙ, ОСТАВШИХСЯ БЕЗ ПОПЕЧЕНИЯ РОДИТЕЛЕЙ, НА ТЕРРИТОРИИ БЕЛАРУСИ

Мазаник А.В.

Размещение учреждений и предприятий обслуживания для детей, проживающих в семьях, определяется в первую очередь их нормативной доступностью от жилища. Однако, эти нормативы не распространяются на учреждения для сирот и детей, оставшихся без попечения родителей, поскольку они обслуживают население города, региона, области или республики в целом. Их размещение на территории Беларуси определяется применительно к: а) профилю, б) возрасту воспитанников и в) функциональной программе (в частности, к степени взаимосвязи с другими учреждениями обслуживания и т.п.)

Анализ размещения существующих объектов для сирот показал, что в целом по территории страны они размещены относительно равномерно; расположены в населенных пунктах, находящихся в непосредственной близости от основных транспортных магистралей республики, и имеют хорошие транспортные связи с крупными районными или областными центрами. Однако, рассматривая отдельные типы учреждений для сирот, можно классифицировать их по плотности сети от густой сети (1 объект на 1-2 административных района) до уникальных объектов (1-2 на республику).

На градостроительную организацию сети учреждений для сирот влияет, в первую очередь, степень их взаимосвязи с другими учебно-воспитательными учреждениями как внутри самой сети (дом ребенка - дошкольный детский дом - школа-интернат), так и за ее пределами (школьный детский дом - общеобразовательная школа), и размещение относительно основных планировочных элементов города (селитебной, производственной зон населенного пункта, магистральных улиц и дорог с интенсивным движением, остановок общественного транспорта и т.п.) Можно выделить четыре основных варианта градостроительного размещения учреждений для сирот.

ЭВОЛЮЦИЯ ЭЛЕМЕНТОВ ГОТИКИ В БЕЛОРУССКОЙ КУЛЬТОВОЙ АРХИТЕКТУРЕ XIV - XVI ВЕКОВ

Кочан А.Г.

Главные и наиболее характерные произведения готической архитектуры - храмовые постройки. Стремясь создать грандиозные и одновременно легкие, возносящиеся к небу соборы, готические зодчие для воплощения своего идеала должны были пользоваться совершенно своеобразными средствами. Философ и исследователь начала века Фулканелли в своей книге "Тайны готических соборов" выстраивает орфографи-

ческую деформацию *art gothique* (готическое искусство) в *argotique* (жаргонный), т.е. обладающий “особым языком”. Мы можем использовать понятие “готический язык”, степень овладения которым и формирует единство стиля в готической архитектуре. Любому языку присущи свои законы и собственные характерные элементы; на примере эволюции последних проследим развитие принципов готической архитектуры на Беларуси.

Началом белорусской культовой готики можно считать период после 1385 года - момента официального перехода князя ВКЛ в католичество, что послужило толчком к сооружению целого ряда костелов в столице ВКЛ Вильно при непосредственном участии немецких мастеров. Органичное присутствие сложных систем звездчатых и ячеистых сводов позволяет выявить последовательную генетическую связь с поздней германской кирпичной готикой. Предположительно первоначально немецкий “готический язык” целиком неизменно переносился на белорусскую почву, будучи лишь в незначительных деталях приспособленным к местным условиям. Примером могут служить Николаевский костел и костел Святой Анны в Вильно.

В виленском Бернардинском костеле, датированном началом XVI века, характер всего внутреннего пространства приближен к примерам северогерманской церковной готики, однако, внешний вид костела - тип укрепленного церковного сооружения с угловыми башнями - выявляет уже совсем новый стилистический характер, присоединяющий к готической конструктивной основе иные декоративные приемы. Таким образом, Бернардинский костел обозначает ту выразительную границу, после которой происходят существенные перемены в характере готических построек на Беларуси, придающие понятию “белорусская готика” не только территориальный, но и формально-стилистический смысл.

В памятниках XVI века церквях в Сынковичах, Малом Можейкове и в Супрасле присутствует совершенно новая композиционная структура. План церкви в деревне Сынковичи, датируемой началом XVI века, выдержан в характере шестистолпных центрально-купольных византийских церквей, однако здесь мы находим своеобразную общую концепцию здания, где этот план получил чисто готическую обработку в своем конструктивном оформлении, создавая новый, синтетический архитектурный организм оригинального типа.

В архитектуре здания Мало-Можейской церкви наблюдается дальнейшее усиление готических элементов, что выразительно выявлено в ее внутренней конструктивной схеме.

Наиболее сложным и оригинальным примером белорусской церковной готики является Благовещенская церковь в Супрасльском монастыре. По сравнению с предыдущими памятниками типовая готическая конструкция здесь существенно видоизменена; центральная часть здания, увенчанная высоким восьмигранным купольным сводом, приобрела совсем иные пространственные соотношения.

Процесс оформления четырехбашенных готических церквей на Беларуси произошёл целиком и полностью диалектически; состоявшееся получение из противоположных основ единой синтетической формы мы можем трактовать не только как виртуозное владение “готическим языком”, но и как возникновение своего особенного “жаргона” - art gothique - “белорусского готического диалекта”.

Таким образом, эволюция готических элементов в белорусской культовой архитектуре XIV - XVI веков свидетельствует не просто об освоении предшествующего опыта европейского строительства, но и о творческом развитии принципов готики, получивших оригинальное местное воплощение.

ПРЕДРОМАНТИЧЕСКИЕ ТЕНДЕНЦИИ ОСМЫСЛЕНИЯ АРХИТЕКТУРЫ В ТЕОРИИ ПАРКОВОГО ИСКУССТВА XVIII ВЕКА

Кожар Н.В.

Исторические условия обусловили развитие ландшафтного искусства не спонтанно, а на теоретической основе. Понятие “новое чувство природы” А.Э.К.Шефтсбери из Англии быстро проникло на континент, способствовал развитию интереса к “английским паркам” и возникновению дискуссии о них.

Пейзажные парки родились в Англии между 1710 и 1730 гг. Основы теории были сформулированы философами, писателями, дилетантами-любителями искусства. В 1730-х гг. важная роль отводилась также социальным условиям (либерализм в Англии) и философии рационализма, в котором разум рассматривался как способность достичь гармонии с вечным порядком Вселенной. Новая трактовка человека как части природы и обращение к ее “естественному состоянию” и “первоначальной красоте” означало в архитектурной теории также противостояние искусству барокко и рококо. На практике распространилось “палладианство” - стиль, подчиненный Абсолюту (также Вселенной Ньютона), и “простой, как природа” (А.Томпсон). В теории паркового искусства “подражание природе” имело собственное значение. Заложить естественный парк означало восстановить нетронутую человеком природу.

Сформулированные в философии и литературе художественные идеалы вызвали необходимость в новых формах и соответствующем им содержании, отличных от эстетики барокко. Регулярные парки вытеснялись “композициями сцен”, которые объединялись в “гармоническое целое” (Хиршфельд).

Под влиянием идей сентиментализма и изменившегося понимания художественного образа во второй половине XVIII века возникло главное требование к парку - иметь “характер”. Различались типы: приятный, меланхоличный, праздничный, романтический и сочетающий в себе все “характеры”. Ценилась “сила выражения”, вызываемые ассоциации, усилить которые были призваны парковые сооружения. Поэтому ар-

хитектура малых форм получила двойное назначение: должна была являться эстетической составляющей парковой “сцены” и быть носителем определенного духовного содержания.

Сентиментальный “культ руин” способствовал проникновению ассоциативной мысли в монументальную архитектуру. Возникшее на его основе “учение о характере” имело особое значение для теории архитектуры конца XVIII века. Требование к архитектуре “выражать мысли и чувства” нашло воплощение в применении форм, “несущих значение”. При этом решение пространства и применяемый декор находились в тесной взаимосвязи с практическим назначением здания. Эти возможности в первую очередь были использованы французскими “революционными” архитекторами, в Германии они воплотились в идее архитектуры-”монумента”.

“Учение о характере”, разработанное теорией паркового искусства в рамках Просвещения, воплотившись не в сложившейся художественной системе, но в предвосхищающих Романтизм тенденциях, тем не менее создало предпосылки для его возникновения в архитектуре конца XVIII -начала XIX вв.

ПРОГРЕССИВНАЯ АРХИТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНАЯ СИСТЕМА ДЛЯ МНОГОЭТАЖНОГО ЖИЛОГО ДОМА

Малков И.Г., Свидунович В.В.

Снижение конкурентоспособности и падение спроса на продукцию предприятий крупнопанельного домостроения, явившееся результатом заложенных в них целого ряда существенных недостатков, заставило искать новые конструктивные системы жилых зданий.

Проектным институтом “Гомельгражданпроект” совместно с кафедрой “Промышленные и гражданские сооружения” Белорусского государственного университета транспорта предложена архитектурно-конструктивная система с применением поперечных несущих железобетонных стен с широким шагом и использованием предварительно-напряженных многопустотных плит в качестве диска перекрытий.

Применение данной системы дает возможность быстрой переналадки заводов КПД без больших финансовых затрат на выпуск новой номенклатуры изделий. Кроме достоинств экономического характера предлагаемая архитектурно-конструктивная система создает условия для четкого разделения несущих и ограждающих конструкций по их функциональному назначению, чем упрощается достижение ограждающими конструкциями требуемых характеристик сопротивления теплопередаче.

Применение в данной системе широкого шага поперечных несущих стен позволяет более полно использовать принципы “гибкой” планировки, позволяющей изменять взаимное расположение помещений, в соответствии с их функциональным назначением

и взаимосвязи. В основу планировки квартир положен принцип функционального зонирования с разделением их пространств на зоны общих бытовых процессов и спален. Каждая из зон может иметь несколько вариантов планировочных решений. Все квартиры имеют летние помещения, располагаемые в зоне общих бытовых процессов и разделенные на две зоны: остекленную, являющуюся своеобразным теплозащитным тамбуром в зимнее время и открытую с глухим простенком для устройства отстойника при пожаре в соответствии со СНиП 2.08.01-89. Одновременно применение остекленных лоджий, обогащая пластику фасадов, позволяет использовать их в хозяйственно-бытовых целях.

В качестве конструктивной системы здания приняты несущие поперечные бетонные стены, выпускаемые заводами КПД, толщиной 160 мм и диски перекрытий из сборных предварительно-напряженных многопустотных плит, жестко связанные монолитными железобетонными поясами в пределах толщины перекрытий. Для наружных ограждений предлагается использовать легкие стеновые элементы из местных материалов, опирая их поэтажно на перекрытия и железобетонные балки, укрепляемые на торцах внутренних стен.

Предлагаемая конструктивная система направлена на достижение главной цели - с минимальными затратами произвести модернизацию ДСК для получения высококачественного жилья с повышенным комфортом и оптимальным расходом материальных и энергетических ресурсов как в процессе изготовления заводских конструкций и строительства, так и в процессе эксплуатации.

АНАЛИЗ АРХИТЕКТУРНО-ПЛАНИРОВОЧНЫХ И КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ КРУПНЕЙШИХ ТЭЦ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

Малков И.Г.

В Республике Беларусь основными производителями электрической энергии являются тепловые электрические станции на органическом топливе (ТЭС). На электростанциях, вырабатывающих и выпускающих два вида энергии - электрическую и тепловую, устанавливаются тепловые турбины с конденсацией и регулируемыми отборами пара, частично турбины с противодавлением. Такие тепловые электростанции называют теплоэлектроцентралями (ТЭЦ). К числу наиболее крупных действующих в Республике Беларусь следует отнести - Могилевскую ТЭЦ-2, Оршанскую ТЭЦ, Гомельскую ТЭЦ-2, Минские ТЭЦ-4 и строящуюся ТЭЦ-5.

Генеральными планами ТЭЦ предусматривается:

- функциональное зонирование территории с учетом технологических связей, санитарно-гигиенических и противопожарных требований, видов транспорта, очередности строительства;

- рациональная организация производственных, транспортных и инженерных связей на промышленной площадке и с населенным пунктом для обслуживающего персонала;

- создание единого архитектурного комплекса и др.

Здания и сооружения, размещенные на площадках ТЭС и ТЭЦ, можно разделить на три группы:

- основного производственного назначения;

- подсобные производственные;

- вспомогательные.

Главный корпус электростанции - центральный производственный объект. В нем находятся основные агрегаты - турбины с электрическими генераторами и паровые котлы, большая часть вспомогательного оборудования и др. Более половины капитальных затрат на электростанциях приходится на оборудование и строительную часть главных корпусов. Архитектурное решение главного корпуса определяет архитектуру электростанции в целом. Рациональное объемно-планировочное решение этого здания позволяет обеспечить индустриальные методы его возведения и создает оптимальные условия эксплуатации. Протяженность фасадов главных корпусов, формирующих общее архитектурно-художественное решение электростанций: Гомельской ТЭЦ-2 - 228 м, Минской ТЭЦ-5 - 424 м.

Крупными сооружениями являются и другие объекты основного производственного назначения. Объединенный вспомогательный корпус Гомельской ТЭЦ-2 имеет размеры 174х60, Минской ТЭЦ-5 - 108х96, здание химводоочистки Минской ТЭЦ-4 - 61х48 метров.

Площадки ТЭЦ достигают значительных размеров: Минской ТЭЦ-4 - 185 га, Минской ТЭЦ-5 - 436,7 га. На этих площадках размещаются высотные сооружения, к числу которых следует отнести дымовые трубы, достигающие высоты 300 м и являющиеся мощными архитектурными акцентами.

Наличие крупных объемов основных сооружений и высотных акцентов позволяет рассматривать современные ТЭЦ важнейшими градостроительными объектами, формирующими облик современных городов.

ЗАСТРОЙКА СОВРЕМЕННОГО СЕЛА И ПРОБЛЕМЫ ФОРМИРОВАНИЯ ФЕРМЕРСКИХ ХОЗЯЙСТВ

Малков И.Г., Костюченко Е.Н.

Традиционно сложилось так, что планировочная структура всех сельских населенных пунктов состоит из двух частей или зон - селитебной и производственной. На территории селитебной зоны размещаются жилые дома, здания общественного и куль-

турно-бытового назначения - клубы, школы, детские сады -ясли, врачебные пункты, бани и др. На территории производственной - сельскохозяйственные фермы и комплексы, ремонтные мастерские, гаражи, складские сооружения, центральные котельные и др.

В настоящее время на территории производственных зон располагаются здания и сооружения колхозов, совхозов или созданных на их основе сельскохозяйственных акционерных обществ. Активное формирование фермерских хозяйств, организация на их основе ассоциаций или групп фермерских хозяйств создает предпосылки для возведения на территории производственных зон животноводческих, птицеводческих, перерабатывающих или иных предприятий, которые будут являться собственностью фермеров. Ввиду слабости фермерских хозяйств и ограниченного наличия скота животноводческие или иные производственные постройки возводятся в настоящее время непосредственно на усадебных участках. Размещение на усадебных участках фермеров животноводческих и птицеводческих построек, площадок для хранения и ремонта сельскохозяйственной техники, построек и сооружений для хранения и переработки зерна - это создание небольших производственных предприятий в селитебной зоне. Это путь, ведущий к ухудшению условий проживания в сельских населенных пунктах, создающий социальную напряженность в крестьянской среде и , что немаловажно, наносящий непоправимый ущерб застройке наших сел.

Обследование действующих фермерских хозяйств и анализ их деятельности показали, что существовавшая до недавнего времени предельная норма пределов земельного надела, выделяемая фермерскому хозяйству, - 50 га была сдерживающей. К тому же эти 50 га часто выделялись не цельными, а несколькими участками. Все это и создавало ситуацию, когда производственные наработки фермеру выгоднее было развивать на том земельном наделе, который он уже имел в селитебной зоне.

Увеличение размеров выделяемого земельного надела до 100 га может радикально изменить ситуацию. Надо быть готовым к тому, что фермеры проявят интерес в большей мере, чем раньше, к созданию своего производственного участка на новом месте. В свою очередь государство должно обеспечить разработку необходимых проектных решений.

Одновременно возможным остается еще одно направление фермерских хозяйств. Создание их (особенно при размерах 30-50 га) должно сопровождаться выделением соответствующего участка на территории существующей производственной зоны села. Именно на этой территории и должны размещаться постройки фермера, не считая тех, которые находились на приусадебном участке до создания фермерского хозяйства.

Выделяемые в пределах производственной зоны населенных пунктов фермерам участки для размещения построек и сооружений должны соотноситься с общим размером землепользования каждого и специализацией фермерского хозяйства (животноводство, растениеводство, пчеловодство, смешанного типа и др.). Планировка участка, типы и назначение построек должны согласовываться с архитектором района, специалистами санитарного, пожарного, экологического надзора.

ОСОБЕННОСТИ ПРАВОСЛАВНОЙ АРХИТЕКТУРЫ БЕЛАРУСИ

Панченко Т.А.

Процесс становления православного зодчества Беларуси начался в XIII начале XIV в., а завершился в XVI веке.

Распространялись художественные и конструктивные технологические особенности готики, при этом сохранялись композиционные основы полоцкой и гродненской школы зодчества XII -начала XIII века. Уже в начале православная архитектура Беларуси приобрела свойственные ей своеобразия. Белорусское православное зодчество выработало на основе современной ему греческой архитектуры поистине национальный тип храма, используя наряду с византийской традицией достижения строительной культуры романского и готического стилей.

Например, на связь православных церквей XVI в. с восточнославянским зодчеством XII - XIII веков указывает наличие трехапсидной алтарной части.

Высокое назначение храма, его духовность, выраженные в богослужении и святынях таинствах и обрядах - вот что определяло во все времена смысловое решение православного храма. По способу разбивки плана, по творческому методу формирования архитектурного образа православные храмы ярко отличаются от готических костелов.

Православная церковь в своей архитектурной основе построена по трехчастной схеме: алтарь, собственно храм и притвор. В "Скрижали" по особому толкуется этот планировочный принцип: "... храм разделяется на три, зане и Бог Троица есть. Едино место женам, второе мужем, и третье алтарь, в оны же входят токмо священници..." Тем самым подчеркивается иерархия пространственных ячеек храма.

Памятники православной архитектуры Беларуси разнообразны по своему архитектурному облику и художественной характеристике, в тоже время они несут печать своеобразной интерпретации славяно - византийской архитектуры, в том числе в ряде древнерусских областей (Киевской и Новгородской). К этому нужно добавить, что архитектура православных храмов на территории Беларуси, через которую издавна проходили торговые связи Запада и Востока, получила известное влияние искусства народов западно-европейских стран.

ПРОБЛЕМЫ И УПРОЩЕННЫЕ МЕТОДЫ ПОСТРОЕНИЯ АРХИТЕКТУРНЫХ ПЕРСПЕКТИВ

Храпунова Л. И., Денисюк А. Ф.

Сложный творческий процесс проходит любой архитектурных проект. Работая над проектом, архитектор сталкивается с целым рядом графических и технических задач, решение которых требует определенных значений в смежных дисциплинах и больших затрат времени.

При разработке проектов возникает потребность в определении освещенности и инсоляции помещений, выборе и расчете солнцезащитных устройств, и т. д.

Пропорции здания и отдельных его элементов являются одним из основных критериев художественной выразительности фасадов.

И так, способы построения перспективных изображений были известны еще в глубокой древности. Правила литейной перспективы вошли даже в сочинения греческого математика Евклида (около 300 г. до н. э.).

Многовековое изучение теории перспективы привело к появлению большого количества литературы по этому вопросу и разработке большого количества методов построения перспектив.

Ввиду того, что у нас мало литературы о перспективе для архитекторов, то рассмотрим только те из них, которые получили наибольшее распространение в практике подачи проектов, и целый ряд приемов, способствующих упрощению построения перспектив.

Очень важным фактором при построении перспективы является выбор точки зрения. При этом следует руководствоваться следующими правилами:

при построении перспективы нужно пользоваться одной линией горизонта и одной точкой зрения;

угол зрения не должен превышать 28° ;

главную точку следует располагать как можно ближе к центру картины;

точку зрения следует выбирать так, чтобы отдельные объекты не закрывали друг друга;

следует избегать расположения точек зрения в диагональных плоскостях объектов;

при рисовании тел вращения не следует делать перспективных сокращений;

в исключительных случаях при изображении перспектив, в которых длина значительно превышает высоту, допускается пользоваться несколькими точками зрения.

Наиболее распространенными построениями перспектив являются методы Дюрера (радиальная перспектива), архитектора, перспективных сеток, обертывающих поверхностей, вспомогательного проецирования, совмещения вертикальных измерений с плоскостью плана.

Рассмотрим некоторые из них.

Метод архитектора.

На рис. 1 изображены план и фасады здания, даны картинная плоскость, проходящая через передний угол здания, точка зрения S и линия горизонта. Требуется построить перспективу этого здания.

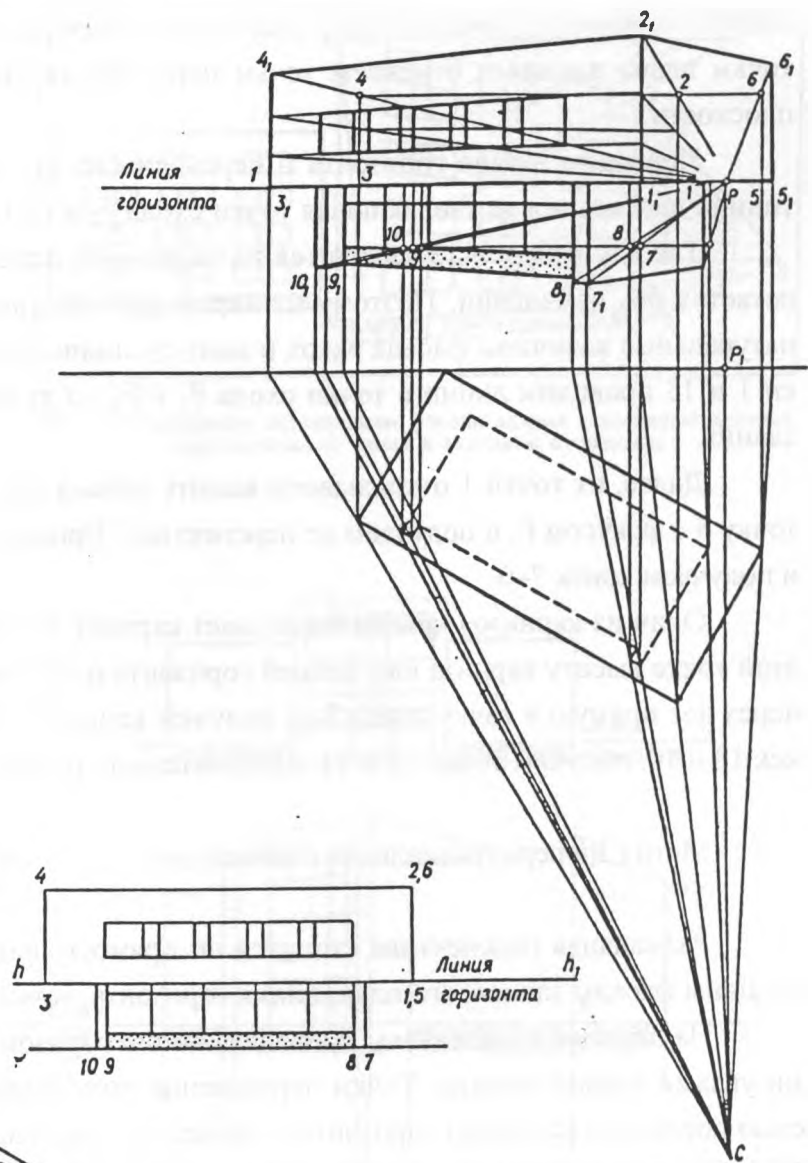


Рис. 1. Построение перспективы методом архитектора.

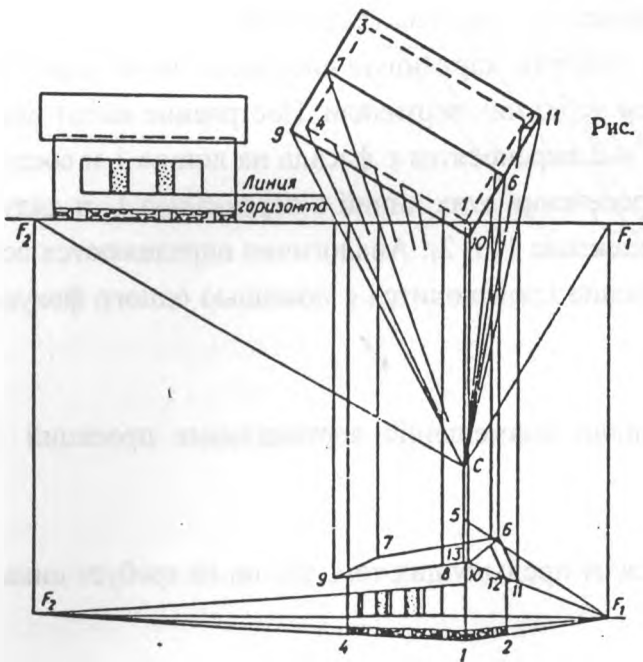


Рис. 2. Построение радиальной перспективы (метод Дюрера).

Проводим из точки C прямые, параллельные стенам здания, до пересечения с линией горизонта в точках F_1 и F_2 . Далее, на плане проводим лучи из точки C через все точки плана здания и отмечаем точки пересечения этих лучей с линией картинной плоскости.

Проводим линию горизонта и переносим на нее все точки, полученные на картинной плоскости в плане, включая точки схода F_1 и F_2 . Проводим через них вертикали.

Так как ребро 1–13 находится на картинной плоскости, то и в перспективе оно остается без изменений. Поэтому на вертикали, проходящей через точку 1, отложим натуральные величины фасада вверх и вниз от линии горизонта. Через полученные точки 1 и 13 проводим линии в точки схода F_1 и F_2 до лучей 2 и 4 и получаем две стены здания.

Далее, от точки 1 откладываем высоту конька над линией горизонта, соединяем точку 5 с фокусом F_1 и получаем ее перспективу. Проводим через нее линию в фокус F_2 и получаем конек 7–6.

Один из карнизов крыши пересекает картину на плане в точке 8. Откладываем в этой точке высоту карниза над линией горизонта и получаем ее перспективу. Проведем через нее прямую в точку схода F_2 и получим карниз 9–10. Проведем в F_1 прямые из точек 13 и 10, получим точки 12 и 11, следовательно, и линию карниза над всем зданием.

Метод Дюрера (радиальная перспектива).

Радиальная перспектива строится по прямоугольным проекциям предмета (рис. 2). Даны фасады здания, его план, линия горизонта, точка зрения C , центр картины P .

На чертеже перспективы проведем линию горизонта и соединим точку C со всеми углами здания в плане. Точки пересечения полученных лучей с картинной плоскостью перенесем на линию горизонта и проведем через них вертикали.

Спроектируем все точки здания в плане на картинную плоскость, перенесем эти проекции на линию горизонта и проведем через них вертикали. Построение высот производится следующим образом. Точки 1 и 2 переносятся с фасада на линию 1 и соединяются с центром картины P . Точки пересечения этих линий с вертикалью 1_1 и дадут истинное положение точек 1 и 2 на перспективе 1_1 и 2_1 . Аналогично определяются все остальные точки на перспективе. Построение производится с помощью одного фокуса P .

Построение перспектив при помощи совмещения вертикальных проекций с плоскостью плана.

Этот способ построения отличается от предыдущих тем, что он не требует никаких точек схода.

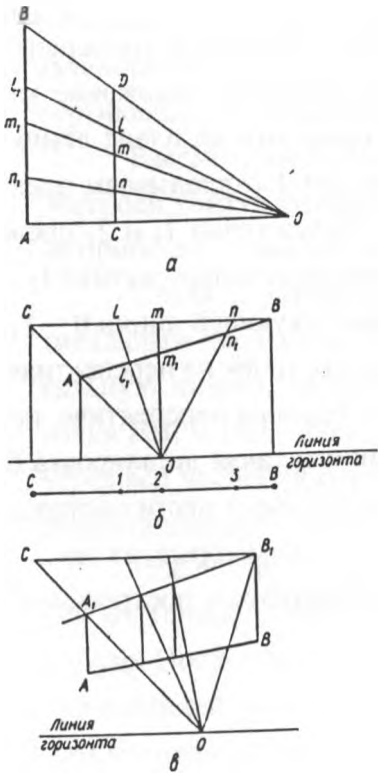


Рис. 4. Деление в перспективе линий в заданном отношении: а — вертикальных; б, в — горизонтальных.

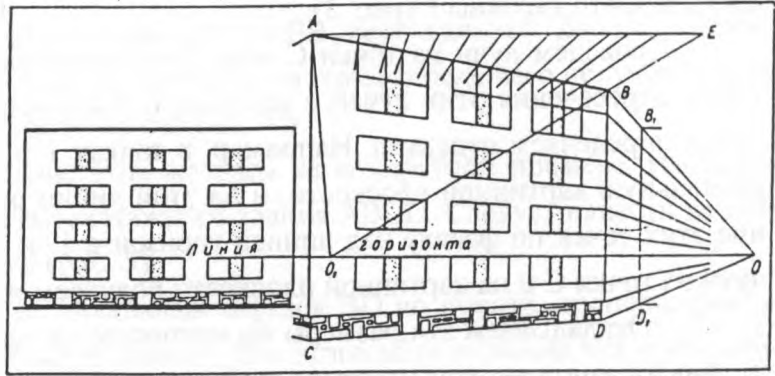


Рис. 5. Построение перспективы фасада здания с помощью деления горизонтальных линий в заданном отношении.

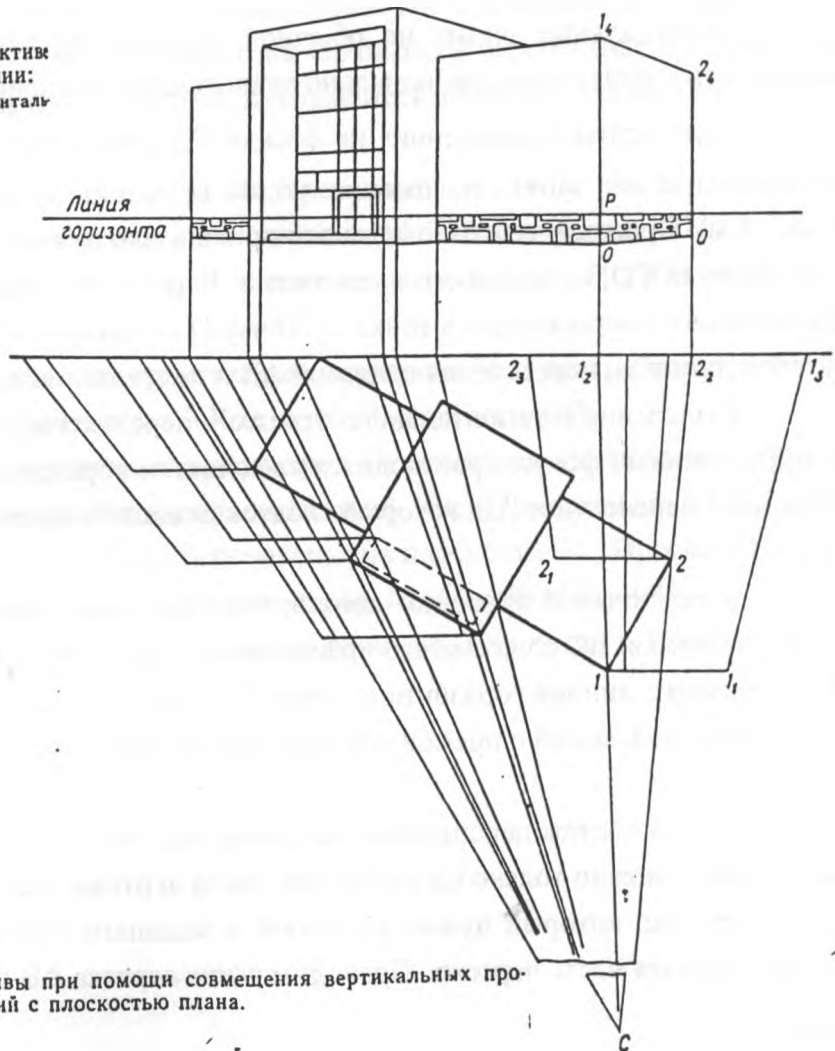


Рис. 3. Построение перспективы при помощи совмещения вертикальных проекций с плоскостью плана.

Даны фасады здания, его план, линия горизонта, точка зрения, картинная плоскость и центр картины P (рис. 3).

Проведем лучи из точки C через все точки плана и перенесем на перспективу точки пересечения этих лучей с картинной плоскостью. Высотное положение каждой точки определяем отдельно. Например, в точках 1 и 2 проводим на плане линию, параллельную картинной плоскости, и на этой линии от точки 1 откладываем превышение этих точек по фасаду над линией горизонта 1_1 и 2_1 . Через точки 1_1 и 2_1 проводим лучи из точки C и на картинной плоскости получаем их размеры в перспективе $1_2 - 1_3$ и $2_3 - 2_3$. Откладываем эти размеры по вертикали на соответствующей линии $0 - 1_4$, $0 - 2_4$. Аналогично находим высотное положение всех остальных точек на перспективе.

После того как будет построены основные объемы здания в перспективе, нет нужды вести дальнейшее построение с помощью плана, так как такая детализировка будет более сложной и менее точной. Существуют приемы, позволяющие вести построение и детализировку непосредственно на перспективе. Рассмотрим некоторые из них, представляющие наибольший интерес для архитекторов, занимающихся построением перспектив.

Деление линии в заданном отношении.

Вертикальные линии на обычной перспективе (при вертикальной картинной плоскости) делятся пропорционально аналогичным членениям на фасаде здания.

Если вертикальная линия на фасаде CD имеет членения $C_n : nm : ml : lD$, а на перспективе она заняла положение AB , то ее разбивку проводят следующим образом (рис. 4, а). Проводят вертикальную линию недалеко от отрезка AB , наносят на нее отрезок, равный CD , со всеми его членениями. Через точки B и D , A и C проводят прямые до взаимного пересечения в точке O . Точку O соединяют с точками n , m , l и продолжают эти линии до пересечения с прямой AB и получают на ней искомые членения.

Разделение горизонтального отрезка в перспективе, т. е. отрезка, направленного в определенный фокус, производится следующим образом (рис. 4, б). Предположим, дан отрезок в перспективе AB , который следует разделить пропорционально частям отрезка CB .

Через точку B проводим линию, параллельную линии горизонта, на ней откладываем отрезок BC со всеми его членениями и через точки C и A проводим прямую до пересечения с линией горизонта в точке O . Точку O соединяем с точками l , m , n . На пересечении этих линий с прямой AB получим искомые членения в перспективе (точки l_1 , m_1 , n_1).

Иногда чертеж перспективы загружен так, что построение на самом отрезке вести трудно, а можно только на свободной части чертежа. На рис. 4, в показан отрезок AB в перспективе, который нужно разделить в заданном отношении. При этом свободна только верхняя часть чертежа. Проводим выше отрезка AB отрезок A_1B_1 в тот же фокус

и равный в пространстве отрезку AB (AA_1 и BB_1 вертикальны). Делим отрезок A_1B_1 в заданном отношении способом рассмотренным ранее, после чего полученные членения вертикальными линиями сносим на отрезок AB .

Рассмотрим применение этих методов на конкретном примере. На перспективе построен контур фасада четырехэтажного здания $ABCD$. Следует нанести на него окна, не прибегая к помощи плана (рис. 5).

Сначала разбиваем вертикальный отрезок BD по высоте, пропорционально вертикальным членениям на фасаде здания. Для этого вблизи линии BD проводим вертикальную линию, на которую переносим все горизонтальные членения фасада. Через точки BB_1 и DD_1 проводим линии до их взаимного пересечения в точке O . Из точки O через все членения отрезка BD_1 проводим линии до пересечения с отрезком BD . Через точки полученные на отрезке BD , проводим линии в точку схода прямых AB и CD .

После этого через точку A проводим линию, параллельную линии горизонта. На ней от точки A откладываем отрезки, пропорционально вертикальным членениям на фасаде. Последнюю точку E соединим с точкой B и продолжим эту линию до пересечения с линией горизонта в точке O_1 . Точку O_1 соединим с точками на отрезке AE и получим членения на линии AB . Проведем через них вертикальные линии. По полученным вертикальным и наклонным линиям можем прочертить на перспективе фасада проемы.

С помощью этого метода можно вычерчивать в перспективе не только оконные проемы, но и любые другие элементы, находящиеся на фасаде здания.

Литература

1. Введение в архитектурное планирование. М. Госстройиздат, 1974 г.
2. Гика М. Эстетика пропорций в природе и искусстве. М., Изд-во Акад. архит. СССР, 1936 г.
3. Зайцев К. Современная архитектурная графика. М., Госстройиздат, 1970.
4. Ле Корбюзье. Архитектура XX века. М., "Прогресс", 1970.
5. Рынин Н. А. Начертательная геометрия. Перспектива. Петроград. 1918.
6. Штейнберг А. Я. Расчет инсоляции зданий. Киев, "Будівельник", 1975 г.
7. Яблонский А. Г. Линейная перспектива на плоскости. М., Просвещение, 1966.
8. Короев Ю. И. Начертательная геометрия. М., Стройиздат, 1987.
9. Климухин А. Г. Начертательная геометрия. М., Стройиздат, 1978.

СОДЕРЖАНИЕ

<i>Мухин А.В., Зинкевич И.В., Головкин Л.Г., Лебедь В.А.</i> ПОДАТЛИВОСТЬ УЗЛОВЫХ СОЕДИНЕНИЙ РАМНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ПРЯМОУГОЛЬНЫХ ТРУБ.....	3
<i>Чистяков А.М., Черноиван В.Н., Мухин А.В., Черноиван Н.В.</i> К ОЦЕНКЕ ПОДАТЛИВОСТИ СОЕДИНЕНИЙ РАЗНОМОДУЛЬНЫХ ОБШИВОК НЕСУЩИХ СТЕНОВЫХ МОНОПАНЕЛЕЙ	8
<i>Зинкевич И.В., Мухин А.В., Лебедь В.А., Черноиван Н.В.</i> К ОПРЕДЕЛЕНИЮ ЗАВИСИМОСТИ ПОДАТЛИВОСТИ УЗЛОВ РАМ ИЗ ПРЯМОУГОЛЬНЫХ ТРУБЫ И ДВУТАВРОВ ПРИ ДЕЙСТВИИ ИЗГИБАЮЩЕГО МОМЕНТА В РИГЕЛЕ.....	13
<i>Уласевич В.П., Мигель В.В.</i> АВТОМАТИЗИРОВАННАЯ ПОДСИСТЕМА СОСТАВЛЕНИЯ СПЕЦИФИКАЦИЙ СТАЛИ И МЕТИЗОВ ПРИ РАЗРАБОТКЕ ЧЕРТЕЖЕЙ КМД.....	18
<i>Драган В.И., Радзишевски П., Шурин А.Б., Шалобыта Н.Н., Прокапович Ю.Л.</i> ИССЛЕДОВАНИЕ ЗАКОНОМЕРНОСТЕЙ НЕУПРУГОГО ДЕФОРМИРОВАНИЯ БЕТОННЫХ И АСФАЛЬТОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ ЦИКЛИЧЕСКИХ НАГРУЗКАХ	23
<i>Драган В.И., Шурин А.Б., Шалобыта Н.Н., Шалобыта Т.П.</i> АВТОМАТИЗАЦИЯ ПРОЦЕССА ИЗМЕРЕНИЙ И ОБРАБОТКИ ИНФОРМАЦИИ ПРИ ЦИКЛИЧЕСКИХ ИСПЫТАНИЯХ	29
<i>Малиновский В.Н., Мухин А.В., Драган В.И.</i> ПРИМЕНЕНИЕ КОМПОЗИЦИИ “ПОЛИУРЕКОЛЬ-32” В БЕТОНОПОЛИМЕРАХ.....	32
<i>Тимошук Н.А.</i> ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ТИПОВЫХ ПЛИТ ЛЕНТОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ НА ОСНОВАНИЯХ РАЦИОНАЛЬНОГО ПРОФИЛЯ.....	34
<i>Уласевич В.П., Тимошевич В.В.</i> КОНСТРУКЦИОННЫЙ БЕТОН НА ЦЕМЕНТО-ЗОЛЬНЫХ СМЕСЯХ, МОДИФИЦИРОВАННЫХ ДОБАВКОЙ РСУ.....	37
<i>Тур В.В., Кондратчик А.А., Марчук В.А.</i> КОМБИНИРОВАННЫЙ СПОСОБ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ АРМАТУРЫ.....	41
<i>Тур В.В., Кондратчик А.А., Кондратчик Н.И.</i> О РАБОТЕ ПРИОПОРНЫХ СЕЧЕНИЙ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ.....	47
<i>Басов В.С., Тур В.В.</i> САМОНАПРЯЖЕННЫЕ БЕЗРИГЕЛЬНЫЕ СБОРНО-МОНОЛИТНЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ.....	51
<i>Вакульский В.А., Кондратчик А.А., Тур В.В.</i> О ВОЗМОЖНОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ ВЫСОКОПРОЧНОЙ АРМАТУРЫ В КОНСТРУКЦИЯХ БЕЗ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ.....	57
<i>Жук В.В., Зинкевич И.В., Пархоменкова А.В.</i> К ВЫЯСНЕНИЮ ПРИЧИН РАЗРУШЕНИЯ ВОДОНАПОРНОЙ БАШНИ.....	60
<i>Андреев В.С., Кондратчик А.А., Тур В.В.</i> К ВОПРОСУ О СОПРОТИВЛЕНИИ ИЗГИБАЕМЫХ САМОНАПРЯЖЕННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ДЕЙСТВИЮ ПОПЕРЕЧНОЙ СИЛЫ	63
<i>Таруц В.В.</i> ПРИМЕНЕНИЕ КОМПЬЮТЕРНОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ ПРИ АНАЛИЗЕ ТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЯ В НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЯХ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....	65
<i>Уласевич В.П., Тимошевич В.В.</i> КОМПЬЮТЕРНЫЙ ПРОГНОЗ МОРОЗОСТОЙКОСТИ ПРОЕКТИРУЕМЫХ КОНСТРУКЦИОННЫХ БЕТОНОВ.....	70

<i>Тур В.В., Шалобыта Т.П., Шалобыта Н.Н.</i> К ПОСТРОЕНИЮ АНАЛИТИЧЕСКОЙ МОДЕЛИ РАБОТЫ СТЫКОВОГО СОЕДИНЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....	74
<i>Кудрявцев И.А.</i> РАНЖИРОВАНИЕ ДЕФЕКТОВ ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ И ОЦЕНКА НЕКОТОРЫХ МЕР, НАПРАВЛЕННЫХ НА ИХ УМЕНЬШЕНИЕ.....	78
<i>Жук В.В., Степанюк А.В., Шумко Н.П., Березко С.Ф.</i> СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ ДЕРЕВЯННЫХ БАЛОК.....	86
<i>Никитин В.И., Афонин А.В.</i> ТЕПЛОПРОВОДНОСТЬ ПЕНОПЛАСТОВОГО УТЕПЛИТЕЛЯ СЛОИСТЫХ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ.	89
<i>Никитин В.И.</i> ОЦЕНКА ОСТАТОЧНОЙ ДОЛГОВЕЧНОСТИ МАТЕРИАЛОВ ОГРАЖДЕНИЙ СТАРИННЫХ ЗДАНИЙ	94
<i>Игнатюк В.И., Гойшик И.М.</i> ОБ АВТОМАТИЗАЦИИ РАСЧЕТА УСИЛИЙ В ПЛОСКИХ СТЕРЖНЕВЫХ СИСТЕМАХ НА СОВРЕМЕННЫХ ПЭВМ НА БАЗЕ МКЭ	99
<i>Севостьянова И. И.</i> О НЕКОТОРЫХ ПОДХОДАХ К РЕШЕНИЮ ОБРАТНОЙ ЗАДАЧИ ТЕОРИИ СООРУЖЕНИЙ.....	102
<i>Амиро И.Я., Игнатюк В.И.</i> ОБ УСТОЙЧИВОСТИ РЕБРИСТЫХ ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ ОБОЛОЧЕК ПРИ ИМПУЛЬСНЫХ НАГРУЗКАХ РАЗЛИЧНЫХ ВИДОВ.....	104
<i>Яромич Д.Н., Хамутовский А.С.</i> К ВОПРОСУ РАЦИОНАЛЬНОГО ОЧЕРТАНИЯ ОСИ ТРЕХШАРНИРНОЙ АРКИ	109
<i>Уласевич В.П.</i> КОМПЬЮТЕРНАЯ ТЕХНОЛОГИЯ ОБУЧЕНИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЮ НА БАЗЕ КОМПЛЕКСНОГО КУРСОВОГО ПРОЕКТА	114
<i>Туснин А.Р., Туснина В.М., Патраков А.Н.</i> УМЕНЬШЕНИЕ ШУМА И ВИБРАЦИИ НА СУДАХ ТИПА "ШЛЮЗОВОЙ" ПРОЕКТОВ 887 И 887-А.....	119
<i>Синякина Н.В., Шулякова Т.В.</i> ПРИМЕНЕНИЕ УСЛОВНОЙ СИСТЕМЫ ВЫСОТ ПО ШКАЛОВЫМ РЕПЕРАМ НА ЗАСТРОЕННЫХ ТЕРРИТОРИЯХ.....	123
<i>Арестович А.И., Астахов Э.И., Босаков С.В., Кудин В.В., Ермашов В.П.</i> ОБСЛЕДОВАНИЕ СОСТОЯНИЯ, РАЗРАБОТКА МЕТОДОВ И СРЕДСТВ ПО УСИЛЕНИЮ ФУНДАМЕНТОВ ПОД УСТАНОВКУ ОБЕСПЫЛИВАНИЯ БЦЗ В Г. КОСТЮКОВИЧИ	124
<i>Шведовский П.В., Федоров В.Г.</i> ПРОБЛЕМЫ ЭКОНАДЕЖНОСТИ ФУНКЦИОНИРОВАНИЯ ПРИРОДНО-АНТРОПОГЕННЫХ ЭКОСИСТЕМ ПРИ РЕФОРМИРОВАНИИ АГРОПРОМЫШЛЕННОГО КОМПЛЕКСА В УСЛОВИЯХ РЫНОЧНЫХ ОТНОШЕНИЙ	131
<i>Сыроквашко И.С.</i> ОПТИМИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ МЕТОДАМИ НЕЛИНЕЙНОГО ПРОГРАММИРОВАНИЯ.....	135
<i>Krentowski J., Syczewski M., Tribillo R.</i> METODA MINIMALIZACJI ODKSZTAŁCEŃ TERMICZNYCH W ŻELBETOWYCH PRZEKRYCIACH POWŁOKOWYCH.....	138
<i>Radziszewski P.</i> FATIGUE PROPERTIES OF ASPHALT RUBBER CONCRETE.....	147
<i>Грицук М. С.</i> ПРАКТИЧЕСКИЙ МЕТОД ВЫРАВНИВАНИЯ ОСАДКОВ ЛЕНТОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ С ВЫПУКЛОЙ ПОВЕРХНОСТЬЮ ОПИРАНИЯ	154
<i>Чернован В.Н., Самкевич В.А., Семенюк С.М.</i> ПУТИ СНИЖЕНИЯ ВЛАЖНОСТИ СЫПУЧИХ УТЕПЛИТЕЛЕЙ ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ КРОВЕЛЬ.....	159

<i>Черноиван В.Н., Каштанова А.М., Сташевская Н.А.</i> ОСНОВНЫЕ КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ ДОУТЕПЛЕНИЯ СТЕН КАМЕННЫХ ЗДАНИЙ.....	161
<i>Юськович Г.И., Юськович В.И., Тимошук В.А.</i> ОПЫТ РЕКОНСТРУКЦИИ ПОЛОВ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ	164
<i>Юськович Г.И., Юськович В.И., Тимошук В.А., Живаев В.А.</i> СВАИ-КОЛОННЫ В ВЫТРАМБОВАННЫХ ВЫЕМКАХ.....	165
<i>Губаревич И.В., Пчелин В.Н., Чернюк В.П.</i> К ВОПРОСУ РЕГУЛИРОВАНИЯ ЭНЕРГИИ ОДНОГО УДАРА В ПРОЦЕССЕ ПОГРУЖЕНИЯ СВАЙ ФРИКЦИОННЫМ МОЛОТОМ.....	165
<i>Юськович В.И., Юськович Г.И., Тимошук В.А.</i> ОСОБЕННОСТИ ФОРМИРОВАНИЯ ГИПСОВОВОЛОКНИСТЫХ КОНСТРУКТИВНО-ТЕПЛОИЗОЛЯЦИОННЫХ МАТЕРИАЛОВ.....	168
<i>Пчелин В.Н., Губаревич И.В.</i> СНИЖЕНИЕ ЭНЕРГОЕМКОСТИ УСТАНОВКИ СВАЙ В ГРУНТ ЗА СЧЕТ РАСКРЫТИЯ ЛОПАСТЕЙ НАКОНЕЧНИКА В ПРОЦЕССЕ ПОГРУЖЕНИЯ СВАЙ.....	170
<i>Губаревич И.В., Пчелин В.Н., Щербач А.В.</i> СПОСОБ ГЛУБИННОГО УПЛОТНЕНИЯ ГРУНТА.....	174
<i>Бобко Ф.А., Ивасюк П.П.</i> ВЛИЯНИЕ ВОДОЦЕМЕНТНОГО ОТНОШЕНИЯ НА ПРОЧНОСТЬ БЕТОНА ТВЕРДЕЮЩЕГО ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНЫХ ТЕМПЕРАТУРАХ.....	177
<i>Чернюк В.П., Щербач В.П., Лешкевич Н.В., Мориллов Д.Ю.</i> К ВОПРОСУ ВЫБОРА РАЦИОНАЛЬНОЙ ТЕХНОЛОГИИ ПОГРУЖЕНИЯ СВАЙ ЗАВОДСКОГО ИЗГОТОВЛЕНИЯ	179
<i>Шурпан Д.Н., Пчелин В.Н.</i> УСТРОЙСТВО ДЛЯ ВЫТРАМБОВЫВАНИЯ КОТЛОВАНОВ С ПОВЫШЕННОЙ ПРОДОЛЖИТЕЛЬНОСТЬЮ УДАРНОГО ИМПУЛЬСА	183
<i>Веришко А.</i> МАНСАРДА: НОВЫЕ ПОДХОДЫ К ТЕХНОЛОГИИ И ОРГАНИЗАЦИИ СТРОИТЕЛЬСТВА	186
<i>Головач Э.П., Козинец М.Т.</i> РИСКИ, ВОЗНИКАЮЩИЕ ПРИ ДЕЯТЕЛЬНОСТИ ПРЕДПРИЯТИЙ СТРОИТЕЛЬНОЙ ИНДУСТРИИ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ.....	190
<i>Кулакова Л.О., Головач Э.П.</i> РИСК - НЕИЗБЕЖНОЕ СЛЕДСТВИЕ РЫНОЧНЫХ ОТНОШЕНИЙ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ.....	195
<i>Рубахов А.И., Проровский А.Г.</i> ОРГАНИЗАЦИОННЫЕ ФОРМЫ ИННОВАЦИОННОГО ПРОЦЕССА В СТРОИТЕЛЬНОЙ ОТРАСЛИ.....	197
<i>Кульгавчук Л.В.</i> СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕТОДИКИ ЦЕНООБРАЗОВАНИЯ НА ПРЕДПРИЯТИЯХ ПО ПРОИЗВОДСТВУ СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ	199
<i>Радчук А.П.</i> ПРОБЛЕМЫ РАЗВИТИЯ МАЛОГО БИЗНЕСА В СТРОИТЕЛЬСТВЕ	201
<i>Иваровский П.Н.</i> ЭКОНОМИЧЕСКИЕ МЕТОДЫ ОРГАНИЗАЦИИ И УПРАВЛЕНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫМ ПРОИЗВОДСТВОМ	204
<i>Надеина Н.Г.</i> ОРГАНИЗАЦИЯ ТЕНДЕРНЫХ ТОРГОВ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ.....	206
<i>Павлючук Ю.Н., Павлючук В.И.</i> ФОРМИРОВАНИЕ НОРМАТИВНОЙ БАЗЫ ДЛЯ ПЛАНОВО-ЭКОНОМИЧЕСКИХ РАСЧЕТОВ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ	209

Багаль Г.И., Образцов Л.В. НЕКОТОРЫЕ ТЕНДЕНЦИИ ПРИМЕНЕНИЯ МАРКЕТИНГА ОБЪЕКТОВ КАПИТАЛЬНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА В ПЕРИОД ПЕРЕХОДНОЙ ЭКОНОМИКИ.....	210
Головач Э.П. ВЛИЯНИЕ УПРАВЛЕНИЯ ОБОРОТНЫМИ СРЕДСТВАМИ НА КОНЕЧНЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ РАБОТЫ СТРОИТЕЛЬНОГО ПРЕДПРИЯТИЯ	213
Рубахов А.И., Горелова Н.А., Ерошенко Е.И. О ЖИЗНЕННЫХ ЦИКЛАХ СТРОИТЕЛЬНЫХ СИСТЕМ	218
Саливончик Е. ПРИНЦИПЫ ОПЛАТЫ И СТИМУЛИРОВАНИЯ ТРУДА В СТРОИТЕЛЬНЫХ ОРГАНИЗАЦИЯХ И ТРЕБОВАНИЯ К СИСТЕМЕ УПРАВЛЕНИЯ “ЗАРПЛАТОЕМКОСТЬЮ” СТРОИТЕЛЬНОЙ ПРОДУКЦИИ.....	221
Туснин А.Р., Туснина В.М. РАСЧЕТ ТЕПЛОИЗОЛЯЦИИ РЕЗЕРВУАРОВ БЛОКОВ ОЧИСТКИ.....	228
Туснин А.Р., Туснина В.М. КОНСТРУИРОВАНИЕ СТЕН С ПОВЫШЕННЫМ СОПРОТИВЛЕНИЕМ ТЕПЛОПЕРЕДАЧЕ.....	230
Матчан В.А., Русак Н.Н. ПРОЕКТИРОВАНИЕ И СТРОИТЕЛЬСТВО МАНСАРДНЫХ ЭТАЖЕЙ	234
Русак Н.Н., Шведовский П.В., Матчан В.А. ЧИСЛЕННЫЙ АНАЛИЗ АРМОГРУНТОВЫХ СТЕН.....	236
Русак Н.Н., Матчан В.А. АВТОМАТИЗАЦИЯ РАСЧЕТА ТЕПЛО- И ЗВУКОИЗОЛЯЦИИ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ.....	239
Борейко Т. П. ПРИНЦИПЫ ОРГАНИЗАЦИИ ПАРКОВ ПЕЙЗАЖНОГО ТИПА НА ТЕРРИТОРИИ БЕЛОРУСИИ НАЧАЛА XIX ВЕКА	240
Храпунова Л. И. ПРОБЛЕМЫ И ДАЛЬНЕЙШАЯ ПЕРСПЕКТИВА НАД ИЗОБРАЖЕНИЕМ ОБНАЖЕННОЙ ФИГУРЫ ЧЕЛОВЕКА ДЛЯ АРХИТЕКТОРОВ	244
Кудиненко А.Д., Северянин В.С. ВОЗДУШНОЕ ОТОПЛЕНИЕ МАЛОЭТАЖНЫХ ЖИЛЫХ ДОМОВ.....	248
Терешкова Г.Е. ПРЕДПОСЫЛКИ СОВЕРШЕНСТВОВАНИЯ ПЛАНИРОВОЧНОЙ СТРУКТУРЫ СИСТЕМ РАССЕЛЕНИЯ РАДИОАКТИВНО ЗАГРЯЗНЕННЫХ РАЙОНОВ.....	249
Молокович Г.Е. ЦВЕТОВОЙ КЛИМАТ СОВРЕМЕННЫХ ДОШКОЛЬНЫХ УЧРЕЖДЕНИЙ	250
Левицкая И.В. СПЕЦИФИКА ИНФОРМАЦИОННОГО МАТЕРИАЛА АРХИТЕКТУРНОЙ ГРАФИКИ КАК СРЕДСТВА ПРОФЕССИОНАЛЬНОЙ КОММУНИКАЦИИ.....	251
Рак Т.А. АРХИТЕКТУРНО - ПЛАНИРОВОЧНЫЕ ПРИЕМЫ ПОВЫШЕНИЯ КОМФОРТНОСТИ КВАРТИР ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ СЕКЦИОННЫХ ЗДАНИЙ	252
Лазовская Н.А. АРХИТЕКТУРНАЯ СПЕЦИФИКА ФОРМИРОВАНИЯ ОБЪЕКТОВ ДЛЯ РЕАБИЛИТАЦИИ ИНВАЛИДОВ.....	253
Мазаник А.В. РАЗМЕЩЕНИЕ СЕТИ УЧРЕЖДЕНИЙ ДЛЯ СИРОТ И ДЕТЕЙ, ОСТАВШИХСЯ БЕЗ ПОПЕЧЕНИЯ РОДИТЕЛЕЙ, НА ТЕРРИТОРИИ БЕЛАРУСИ	254
Кочан А.Г. ЭВОЛЮЦИЯ ЭЛЕМЕНТОВ ГОТИКИ В БЕЛОРУССКОЙ КУЛЬТОВОЙ АРХИТЕКТУРЕ XIV - XVI ВЕКОВ.....	254

<i>Кожар Н.В.</i> ПРЕДРОМАНТИЧЕСКИЕ ТЕНДЕНЦИИ ОСМЫСЛЕНИЯ АРХИТЕКТУРЫ В ТЕОРИИ ПАРКОВОГО ИСКУССТВА XVIII ВЕКА	256
<i>Малков И.Г., Свидунович В.В.</i> ПРОГРЕССИВНАЯ АРХИТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНАЯ СИСТЕМА ДЛЯ МНОГОЭТАЖНОГО ЖИЛОГО ДОМА	257
<i>Малков И.Г.</i> АНАЛИЗ АРХИТЕКТУРНО-ПЛАНИРОВОЧНЫХ И КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ КРУПНЕЙШИХ ТЭЦ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ.....	258
<i>Малков И.Г., Костюченко Е.Н.</i> ЗАСТРОЙКА СОВРЕМЕННОГО СЕЛА И ПРОБЛЕМЫ ФОРМИРОВАНИЯ ФЕРМЕРСКИХ ХОЗЯЙСТВ.....	259
<i>Панченко Т.А.</i> ОСОБЕННОСТИ ПРАВОСЛАВНОЙ АРХИТЕКТУРЫ БЕЛАРУСИ.....	261
<i>Храпунова Л. И., Денисюк А. Ф.</i> ПРОБЛЕМЫ И УПРОЩЕННЫЕ МЕТОДЫ ПОСТОЕНИЯ АРХИТЕКТУРНЫХ ПЕРСПЕКТИВ.....	261

Научное издание

ПРОБЛЕМЫ И ПЕРСПЕКТИВЫ СОВРЕМЕННЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ
КОНСТРУКЦИЙ И ТЕХНОЛОГИЙ

Ответственный за выпуск Драган В.И.
Редактор Уласевич В.П.

Подписано к печати 14.04.98 г. Формат 60x80/8. Бумага писчая №1. Усл. п. л.
31.6. Уч. изд. л. 34. Заказ №227. Тираж 75 экз. Отпечатано на ризографе
Брестского политехнического института. 224017, г.Брест, ул.Московская 267.