

Baş redaktor
tex. üzrə f.d. **Qarayev A.N.** -AzİMETİ

Baş redaktorun müavini
tex. üzrə f.d. **Yusifov N.R.** -AzİMETİ

Məsul katib
iqt. üzrə f.d. **Şirinova N.S.** -AzİMETİ

Redaksiya heyəti
t.e.d., prof. **Seyfullayev X.Q.** -AzİMETİ
mem.dok. **Abdullayeva N.C.** -AzMİU
m.d.,prof. **Əbdülrəhimov R.H.** -AzMİU
t.e.d.,prof. **Hacıyev M.Ə.** -AzMİU
m.d.,prof. **Nağıyev N.H.** -AzMİU
tex. üzrə f.d. **Eminov Y.M.** -AzİMETİ
tex. üzrə f.d. **Əmrahov A.T.** -AzİMETİ
tex. üzrə f.d. **Həbibov F.H.** -AzİMETİ
iqt. üzrə f.d. **Nuriyev E.S.** -AzİMETİ
tex. üzrə f.d. **Poluxov İ.X.** - FHN
tex. üzrə f.d. **Rzayev R.A.** - AzİMETİ



MÜNDƏRİCAT

Təsisçi :
AZƏRBAYCAN RESPUBLİKASI
DÖVLƏT ŞƏHƏRSALMA VƏ
ARXITEKTURA KOMİTƏSİ

AZƏRBAYCAN
İNŞAAT VƏ MEMARLIQ
ELMİ-TƏDQIQAT İNSTİTUTU

Hüquqi ünvanı :
Az 0014, Bakı ş.
M.Füzuli küç. 65

Əlaqə telefonları:
(012) 596 37 28, 596 37 60

E-mail:
elmikatib@azimeti.az
azimeti_elmikatib@mail.ru

Komputer tərtibatçısı
Mehtiyeva N.Q.

Николаев С.В.

Панельно - каркасная система строительства зданий. 3

Мухамедиев Т.А., Кузеванов Д.В.

Расчет по прочности железобетонных конструкций, усиленных композиционными материалами 11

Габибов Ф.Г., Халафов Н.М., Габибова Л.Ф.

Конструкции подпорных стен с элементами из утилизированных металлокордных автопокрышек 27

Yusifova K.R., Lütfəlizadə F.Z.

İnteryer məmulatlarının istehsalında kompozisiya materialları 39

Babayev Z.M.

Çelik tel ve silis duman katkili betonların normal betonlara göre üstün özellikleri 43

Тумова Л.А., Бейлина М.И.

Регулирование свойств бетона путем введения расширяющих добавок 47



60 YAŞLI YUBİLYAR- FƏXRƏDDİN HƏSƏN oğlu HƏBİBOV

F.H.Həbibov 03.11.1955-ci ildə Bakı şəhərində anadan olmuşdur. F.H.Həbibov 1977-ci ildə Azərbaycan Mühəndis-İnşaat İnstitutunu “hidrotexniki tikintilər” ixtisası üzrə bitirmişdir. İnstitutda oxuduğu illərdə o, elmi-tədqiqat işləri ilə məşğul olmağa başlamışdır. O, dəfələrlə diplomlarla və SSRİ Təhsil Nazirliyinin “Ən yaxşı tələbə elmi işi” medalı ilə təltif olunmuşdur.

İnstitutu bitirdikdən sonra 1977-1985-ci illərdə Azərbaycan Hidrotexnika və Meliorasiya ETİ-də kiçik elmi işçi işləmişdir. 1981-1982-ci illərdə Ümumittifaq Hidrogeologiya və Mühəndisi geologiya ETİ-də elmi stajirovka keçərək süxurşünaslıq üzrə tədqiqatçı ixtisasına yiyələnmişdir.

1985-ci ildən Azərbaycan İnşaat və Memarlıq ETİ-nun əməkdaşdır və hal-hazırda “Əsaslar, bünövrələr və qruntun mexanikası” laboratoriyasının müdiri vəzifəsində fəaliyyət göstərir.

F.H.Həbibov 1985-ci ildə *texnika elmləri namizədi* elmi adına layiq görülmüşdür. 1990-cı ildə F.H.Həbibov böyük elmi işçi elmi adını almışdır. 1989-cu ildə F.H.Həbibov “texniki yaradıcılığın metodologiyası” ixtisası üzrə Azərbaycan Texniki Yaradıcılıq və Patent İnstitutunu bitirmişdir.

F.H.Həbibov 2003-cü ildən Azərbaycan Memarlıq və İnşaat Universitetində əvəzçi müəllim işləyir.

F.H.Həbibov 650-dən çox elmi əsərlərin, monoqrafiyaların və ixtiraların müəllifidir. Onlardan:

1. Исследование объемных деформаций структурно-неустойчивых глинистых грунтов. Баку, ЭЛМ, 1998, 192 с.
2. Проблемы регулирования свойств структурно-неустойчивых грунтов в основаниях сооружений. Баку, ЭЛМ, 1999, 287 с.
3. Управление научно-техническими инновациями. Баку, изд-во ЧИРАГ, 2003, 255 с.
4. Методы исследования свойств глинистых грунтов. Баку, изд-во Адилоглы, 2004, 185 с. (совместно с Л.И.Кульчицким).
5. Исследование закономерностей изменения свойств лессовых суглинков при изменяющемся влажностном режиме (микрореологический подход). Баку, изд-во Адилоглы, 2004, 164 с. (совместно с Л.И.Кульчицким).
6. Теория и практика улучшения свойств структурно-неустойчивых глинистых грунтов при решении геотехнических и инженерно-геоэкологических проблем. Баку, ЭЛМ, 2011, 422 с.

F.H.Həbibova elm və texnika sahəsində nəaliyyətlərinə görə keçmiş SSRİ Nazirlər Sovetinin, Ümumittifaq və Azərbaycan Lenin Komsomolu mükafatlarının laureatıdır.

2000-ci ildə F.H.Həbibov Beynəlxalq Ekologiya və Təbiətdən İstifadə Akademiyasının və 2010-cu ildə həyat fəaliyyətinin təhlükəsizliyi və ekologiyası beynəlxalq Akademiyasının akademiki seçilmişdir. 2010-cu ildə F.H.Həbibova AzİMETİ-nin Fəxri Doktoru adı verilmişdir. 2012-ci ildə Rusiyanın Təbii Elmlər Akademiyasının akademiki seçilmişdir.

Elmi, mühəndisi və ictimai fəaliyyətinə görə F.H.Həbibov keçmiş SSRİ-nin, Azərbaycanın və Rusiyanın 30-dan çox dövlət və ictimai mükafatları ilə təltif olunmuşdur.

F.H.Həbibov geotexnika, geosintetika və seysmik tikinti üzrə Ümumdünya və Rusiya asossiasiyalarının üzvüdür.

Rusiya alimlərinin təşəbbüsü əsasında “Космос-Земля” beynəlxalq ulduzlar kataloquna salınmaqla Qarğa Ulduzlar bürcündəki bir ulduza F.H.Həbibovun adı verilmişdir.

Hörmətli Fəxrəddin müəllim, jurnalın redaksiya heyəti Sizi ad gününüz münasibətilə təbrik edir və Sizə can sağlığı, elmi-pedaqoji fəaliyyətinizdə uğurlar arzulayır.



УДК 721.012

ПАНЕЛЬНО-КАРКАСНАЯ СИСТЕМА СТРОИТЕЛЬСТВА ЗДАНИЙ

*д. т. н. С.В. Николаев директор АО «ЦНИИЭП жилища»
Россия, Москва, Дмитровское шоссе, д.9, стр.3.*

PANEL-FRAME SYSTEM OF THE BUILDING CONSTRUCTION

*doc. of t. s. S.V. Nikolaev director of JSC "TSNIEP residential"
Russia, Moscow, Dmitrov highway, 9, p.3.*

BİNALARIN TİKİNTİSİNDƏ PANEL-KARKAS SİSTEMİ

t.e.d. S.V. Nikolayev AC "SNİEP yaşayış"-in direktoru

Аннотация: Дальнейшее развитие полносборного строительства зданий на основе гибкой технологии производства сборного железобетона будет происходить в направлении универсализации и типизации проектных решений в части совместимости сборных.

Крупнопанельное домостроение, оставаясь самым эффективным методом строительства зданий из сборного железобетона на настоящем этапе использования гибкой технологии производства, развивается в направлении расширения номенклатуры строящихся зданий в части создания сооружений с большими пролётами. Введение в технологию панельного домостроения многопустотных длинномерных плит перекрытий и элементов каркасного домостроения и переход на строительство зданий по панельно-каркасной системе домостроения является эффективным направлением совершенствования полносборного строительства и создаёт для архитекторов новые творческие возможности.

Ключевые слова: панель-каркас, строительства зданий, крупнопанельное домостроение.

Summary: The further development of prefabrication construction of buildings, based on flexible manufacturing technology of precast concrete will occur in the direction of universalization and typing design solutions in terms of compatibility precast. Panel construction, remains the most effective method of building construction of precast concrete at this stage and the use of flexible manufacturing technology, developed in the direction of expanding the range of buildings under construction in the part of the creation of structures with large spans. Introduction to panel construction of long hollow slabs and elements of the frame housing and the transition to the construction of buildings on the panel frame housing system is an effective way to improve the construction and create a full assembly for architects new creative possibilities.

Key words: panel-frame, construction of buildings, large-panel construction.

Xülasə: Çevik texnologiyalar ilə yığma dəmir-betonun istehsalı əsasında binaların tikintisinin gələcək inkişafı layihə həllərinin universallaşdırılması və təsnifatlaşdırılması istiqamətində olacaqdır.

Müasir dövrdə iripanelli evtikmə, istehsalatda çevik texnologiyalardan istifadə etməklə yığma dəmir-betondan binaların tikintisinin ən səmərəli metodu kimi qalaraq böyük aşırmalı qurğuların yaradılması, tikilən binaların nomenklaturasının genişləndirilməsi istiqamətində inkişaf edir.

Panel evtikmə texnologiyasına içi boşluqlu uzunölçülü mərtəbəarası örtük tavaların və karkas evtikmə elementlərinin daxil edilməsi və binaların tikintisinin panel-karkas sistemə keçidi, tam yığma tikintinin təkmilləşdirilməsinin səmərəli istiqamətdir və bu, memarlara yeni yaradıcılıq imkanları yaradır.

Açar sözlər: panel-karkas, binaların tikintisi, iripanelli evtikmə.

Обеспеченность жильём для большинства населения России остаётся главной приоритетной проблемой. Средняя обеспеченность в 22-24 квадратных метра на человека далеко уступает показателям многих стран Европы, Америки и Азии.

Опыт многих десятилетий строительства жилья в России наглядно (рис.1) убеждает, что основным локомотивом в решении жилищной проблемы является индустриальное домостроение на основе активного использования сборного железобетона, конкретно – крупнопанельного. Действительно, рост объёмов строительства жилья в России в период 1960-1987 гг. был связан с ежегодным вводом большого числа домостроительных комбинатов (ДСК), предназначенных для строительства крупнопанельных зданий. Так к середине

80-х годов в России насчитывалось более 400 ДСК и 2 тысячи заводов железобетонных изделий «перестройка» в России привела к сокращению вдвое этой базы домостроения.

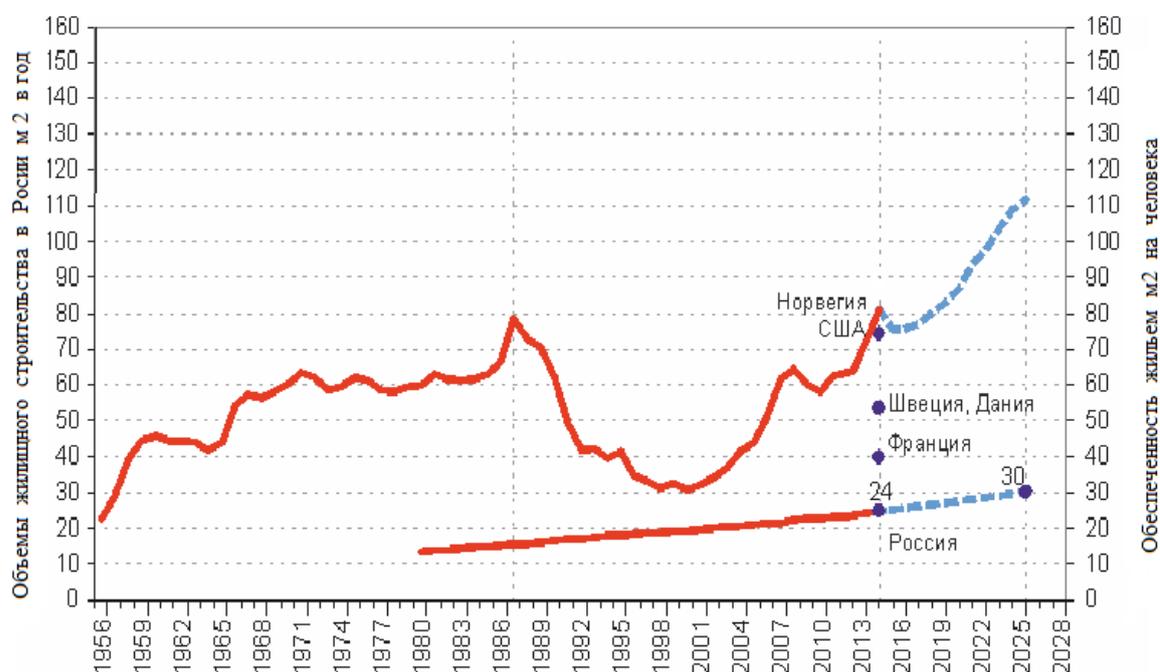


Рис. 1

Только примерно к 2010 году удалось изменить тенденцию «вялого» роста объёмов строительства жилья и достичь в 2014 году объёмов 25-ти летней давности.

Рост объёмов строительства жилья в России за последние пять лет происходит исключительно за счёт крупнопанельного домостроения, которое начало расти благодаря вводу новых ДСК и заводов крупнопанельного домостроения, а также благодаря начавшемуся процессу модернизации старых предприятий.

Важным моментом в строительстве новых и модернизации старых предприятий явилась закупка, внедрение и освоение новых зарубежных (финских, немецких, испанских, французских и др.) технологий производства сборного железобетона, начиная от приготовления и транспортировки бетонной смеси и кончая роботизированными комплексами по укладке бетонной смеси, распалубке и отделке железобетонных изделий. На смену жёсткой технологии с формованием изделий в конкретных формах пришла «гибкая технология» с формированием изделий на паллетах с возможностью изменения габаритов изделий за счёт установки оснастки на магнитах. Несмотря на кризисные явления в мировой и российской экономике тенденция строительства новых предприятий панельного домостроения в России не только сохраняется, но приобретает существенное развитие. Этому способствует поддержка государства в обеспечении жильём остро нуждающейся части населения и ежегодным увеличением объёмов выбывающего жилья из-за его аварийности и ветхости. Очень важным фактором привлекательности строительства новых и модернизации старых крупнопанельных заводов и ДСК является низкая стоимость жилья эконом-класса, скорость его строительства, быстрая окупаемость средств, вложенных в закупку оборудования.

На данном этапе развития индустриального домостроения в России, этапе перестройки заводской базы под современные технологии и оборудование, этапе достаточно

массового процесса модернизации старых предприятий и строительства новых, возникает задача выбора архитектурно - конструктивной системы зданий для последующего строительства. От правильной постановки этой задачи, от выбора рационального вектора развития полносборного строительства, от чёткой ориентации производственной базы под будущее строительство зависит не только увеличение объёмов строительства жилых и общественных зданий, но и градостроительная и архитектурная среда, которую создаст этот вид строительства для жизни нескольких последующих поколений.

В данной статье автор предлагает рассмотреть ряд вопросов, связанных с развитием полносборного вида строительства и крупнопанельного, в частности. При этом представляется, что рассмотрение путей развития крупнопанельного домостроения выходит за рамки российских границ.

Для начала остановимся на вопросе гибкости планировочных решений зданий – вопросе сохранения потребительских свойств строящихся зданий. Жизненный цикл зданий из сборного железобетона превышает 100 и более лет, что выдвигает перед архитекторами и конструкторами требование сделать планировочные решения зданий достаточно гибкими, позволяя вести перепланировку помещений, менять их габариты, а подчас и функции (например, жилые помещения приспособлять под использование в виде врачебных кабинетов, юридических контор и многое тому подобное).

Существующие, по крайней мере, в России системы крупнопанельного домостроения, в том числе в широко применяемом блок-секционном методе строительства многоэтажных жилых зданий, принцип гибкости планировочных решений в чисто панельном исполнении отсутствует. Положительным моментом блок-секционного метода строительства является типизация архитектурно – планировочных решений в виде «рядовых», «торцевых», «угловых», «поворотных» и т.п. секций. Это позволяет создавать достаточно разнообразную застройку и в принципе широко используется в российской практике строительства в крупнопанельном, каркасном и монолитном исполнении зданий.

Применение в блок-секционных домах панельных конструкций для внутренних и наружных стен, а также сплошных плит перекрытий позволяет создавать надёжную структуру зданий. При этом использование плит перекрытий толщиной 160 мм размером на комнату позволяет получать бесшовные потолки, не требуя дополнительной заделки потолочных швов. Однако одной такой плитой можно перекрывать достаточно ограниченные пространства – до 15-20 м. В строительных терминах система опирания сплошных железобетонных плит перекрытий на межкомнатные и межквартирные стены известна как перекрёстно-стеновая система. В зависимости от расстояния (шага) между стенами различают системы с «узким» и «широким» шагом поперечных несущих стен. «Узкий» шаг ограничивается пролётом перекрытий до 3,6 – 4 м, «широкий» - не более 6 м. Увеличение пролёта при использовании сплошных железобетонных плит не эффективно, поскольку требует перерасхода арматуры. Преимущества в виде плиты на комнату пропадают при необходимости увеличения площади комнаты. Опирание на межкомнатные и межквартирные стены не позволяет разобрать ни одну из них, т.е. планировка квартир остаётся неизменной в течение всего срока жизни здания. Это означает, что востребованные в настоящее время в России квартиры эконом-класса с площадью однокомнатных квартир 18-20 м, двухкомнатных – 36-40 м, трёхкомнатных - 54-60 м в недалёком будущем (эксперты утверждают, что рубеж обеспеченности в 30 м в России будет достигнут через 10-15 лет)

при этом строящиеся сейчас в объёме более 50%, станут бетонными «клетушками», непригодными для комфортного проживания населения совсем в недалёком будущем. Надо отметить, что этот недостаток свойственен не только крупнопанельным, но и каркасным и монолитным зданиям.

Итак, главной причиной, из-за чего нельзя в «чистом виде» продолжать строить крупнопанельные здания, является отсутствие гибкости планировочных решений. При этом под «чистым видом» понимается система панельного строительства с использованием панельных конструкций и для стен, и для перекрытий.

Естественно, что внедрение в крупнопанельное домостроение многопустотных плит позволяет кардинально повысить гибкость планировочных решений панельных зданий за счёт увеличения пролётов между несущими поперечных стенами. При переходе на продольную систему опирания многопустотных перекрытий (на наружные стены и стены коридора здания) планировка полностью соответствует понятию гибкости, позволяя в течение срока жизни здания проводить безболезненно для надёжности здания перепланировочные работы, удовлетворяя требование сохранения потребительских свойств зданием.

Следует признать, что в российской практике многопустотные плиты в жилищном строительстве до настоящего времени не получили сколь-нибудь заметного применения. В основном это связано с использованием в массовом строительстве сварных соединений, тогда как технология безопалубочного формирования многопустотных плит не позволяет в процессе их формирования устанавливать закладные детали для последующей сварки с другими сборными элементами зданий. Можно считать, что применение сборно-монолитных узлов в крупнопанельном домостроении на настоящем этапе является одним из технологических процессов, требующий адаптации, освоения и накопления опыта. По крайней мере при выборе архитектурно-строительной системы для будущего строительства следует иметь ввиду возможность постепенного перехода от сварных соединений на сборно-монолитные.

Важным критерием при выборе строительной системы является её универсальность. Речь идёт о строительстве жилых зданий, школ, детских садов, широкого набора общественных зданий. Строительство этих зданий по открытой системе типизации продукции позволяет эффективно использовать возможности гибкой технологии производства, повысить эффективность и ускорить возврат капитальных вложений в создание новых или модернизацию действующих домостроительных предприятий. Многочисленные попытки строить школьные здания, офисы, гостиницы в панельном исполнении выявили бесперспективность этого метода строительства. Функции этих зданий требуют, в ещё большей степени чем для жилья, гибкости и «большепролётности» планировочных решений. Этому требованию соответствует применение многопустотных длинномерных плит перекрытий и применение каркасных изделий – колон, балок, рам. Панели в этих зданиях хорошо выполняют функции диафрагм жёсткости и наружного ограждения.

Относительно недавно в российской практике возникло требование – не использовать первые этажи в жилых зданиях под жилые функции. Увеличение высоты первого этажа жилых зданий относительно вышележащих, исключение цокольного этажа и организация входа в здания практически с отметки уровня земли с любой стороны здания, использования первого этажа для общественных функций – создания кафе, магазинчиков, бутиков и

т.п., а также устройство подземных гаражей – для всего этого рационально применять каркасные изделия.

Подводя итоги перечисленному, можно отметить, что ни панельная, ни каркасная системы строительства в «чистом» виде не отвечают требованию универсальности. При этом по российским данным панельная система более эффективна относительно каркасной по стоимости на 15-20%, по срокам строительства на 30-50%, в то время как монолитная система строительства проигрывает соответственно на 20-25% и 200-250%. В этой связи в панельном исполнении целесообразно выполнять ограждающие и несущие конструкции практически всех видов зданий. В каркасном – первые и подземные этажи жилых зданий и многоэтажные общественные здания с пролётами свыше 7-9 м. Так логически подходим к выводу, что универсальность архитектурно-строительной системы может быть достигнута только за счёт объединения крупнопанельного и каркасного видов строительства в единую систему. Автор статьи предложил [1] назвать эту архитектурно-строительную систему системой панельно-каркасного домостроения (сокращённо СПКД). В основе СПКД заложен принцип совместимости узлов сопряжения панельных, каркасных изделий (колон, балок, рам) и многопустотных плит перекрытий для строительства жилых зданий от 2 до 25 этажей и общественных зданий (школ, детских садов, офисов, гостиниц) [2].

Далее более подробно остановимся на одной из инновационных особенностей, применённой в системе панельно-каркасного домостроения */,-многопустотные плиты перекрытий с межпустотными усилителями [3,4].

Широко используемые в строительстве многопустотные плиты перекрытия рассчитаны на «балочную» схему работы (рис.2а). Это заметно ограничивает возможности применения многопустотных плит в жилых и общественных зданиях панельного и каркасного исполнения. Так для организации, например, балконов, требуются либо специальные конструкции, либо специальные балконные плиты, которые опираются на колонны, идущие вдоль фасада зданий.

Многопустотная плита с межпустотными усилителями (рис.2б) позволяет плите работать в качестве консоли за счёт установки дополнительной арматуры между пустотами в зоне консольной работы плиты. Введение в тело плиты двух балок позволяет этим балкам воспринимать расчётную нагрузку по площади плиты и образовывать проёмы для сборно-монолитных соединений с панельными и каркасными конструкциями (рис.2в), а также проёмы для пропуска инженерных коммуникаций. Установка утеплителя в опорных узлах позволяет избежать «мостиков холода» и применять это решение с учётом отрицательных температур.

Многопустотные плиты перекрытий с межпустотными усилителями являются универсальным архитектурно-конструктивным решением как для панельных, так и для каркасных зданий (рис.3), позволяя в том числе достаточно просто организовывать устройство карнизов в зданиях (рис.2в).

*/, Подробно с системой панельно-каркасного домостроения (СПКД) можно ознакомиться на сайте : ingil.ru, далее «КПД», «СПКД».

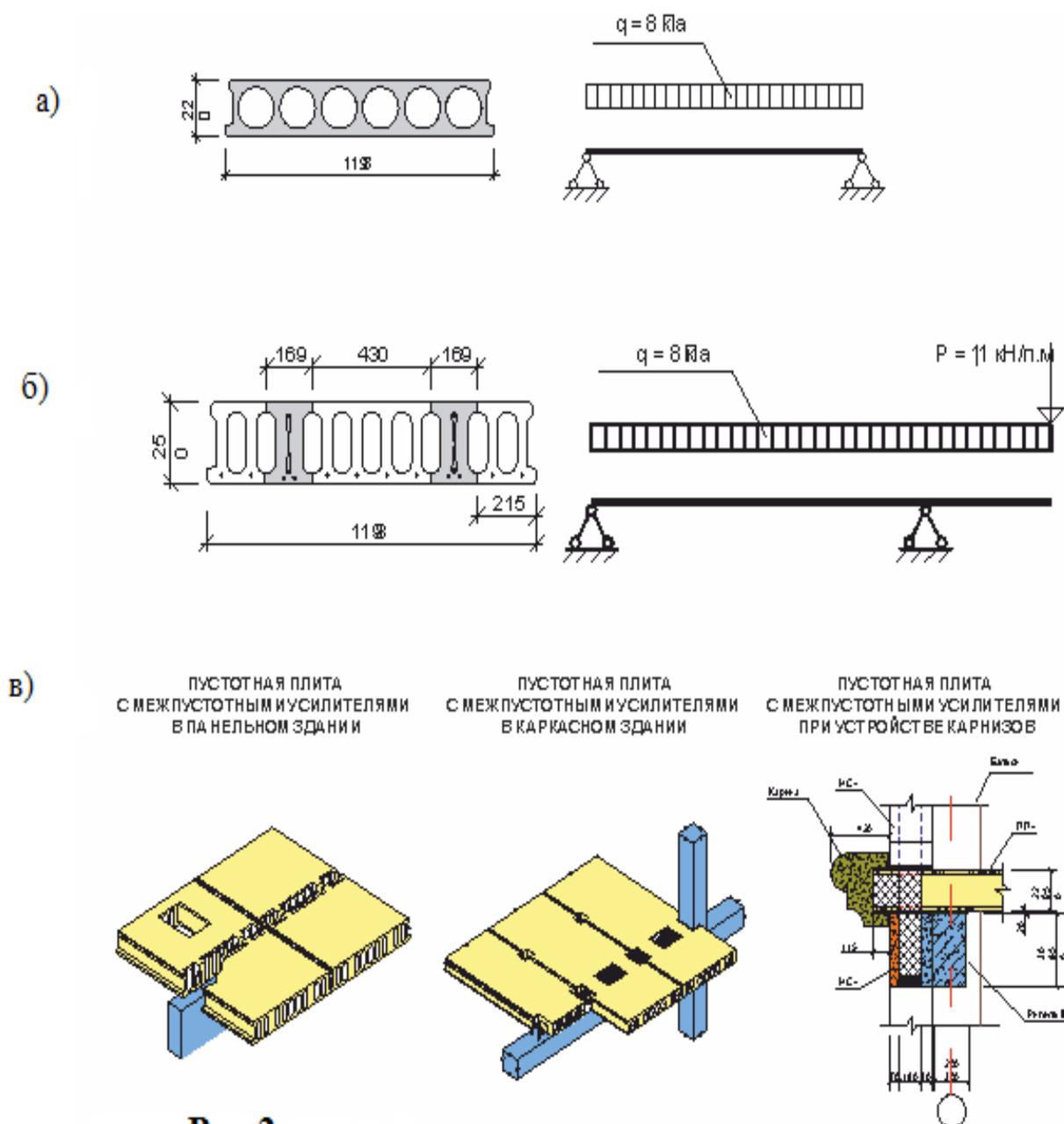


Рис.2

Многopустотные плиты с межпустотными усилителями толщиной 250 мм позволяют на вылете консоли 2 м нести нагрузку 8 кН, при плите толщиной 400-500 мм консоль может достигать 3-4 м. Используя консольную работу плит перекрытий достаточно просто менять форму и профиль зданий (рис.4). Для производства многopустотных плит с межпустотными усилителями требуются машины, оборудованные слип-формерами (рис.5). Экструзионный способ изготовления многopустотных плит на длинномерных стендах не позволяет выпускать плиты с межпустотными усилителями.



Рис. 3а

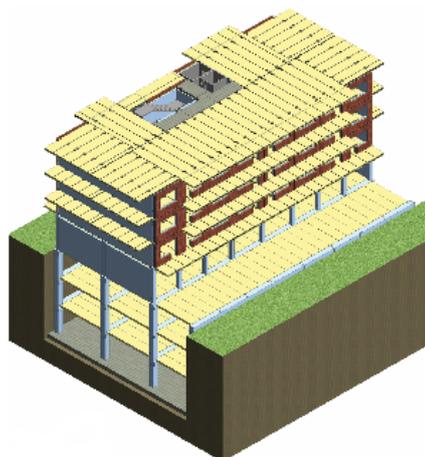


Рис. 3 б

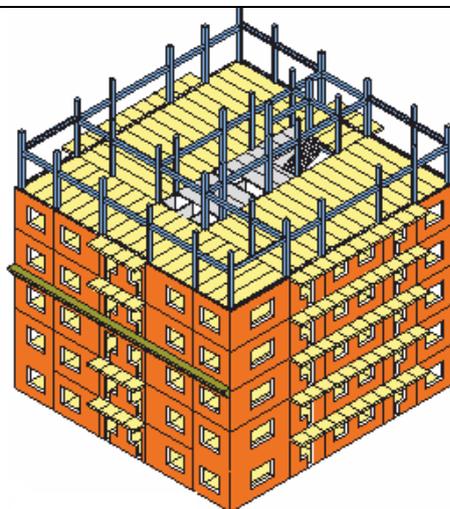


Рис. 3 в

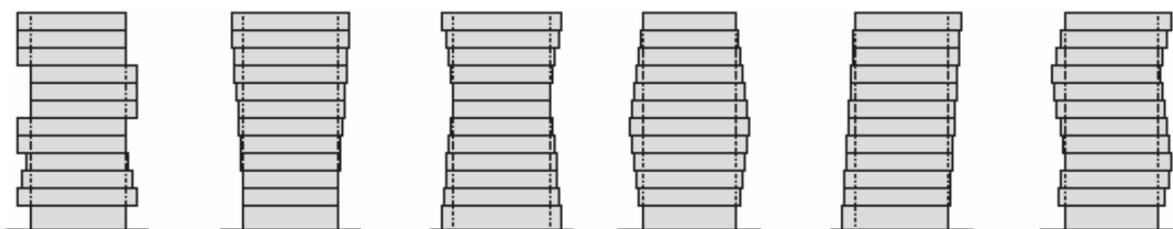


Рис. 4 а

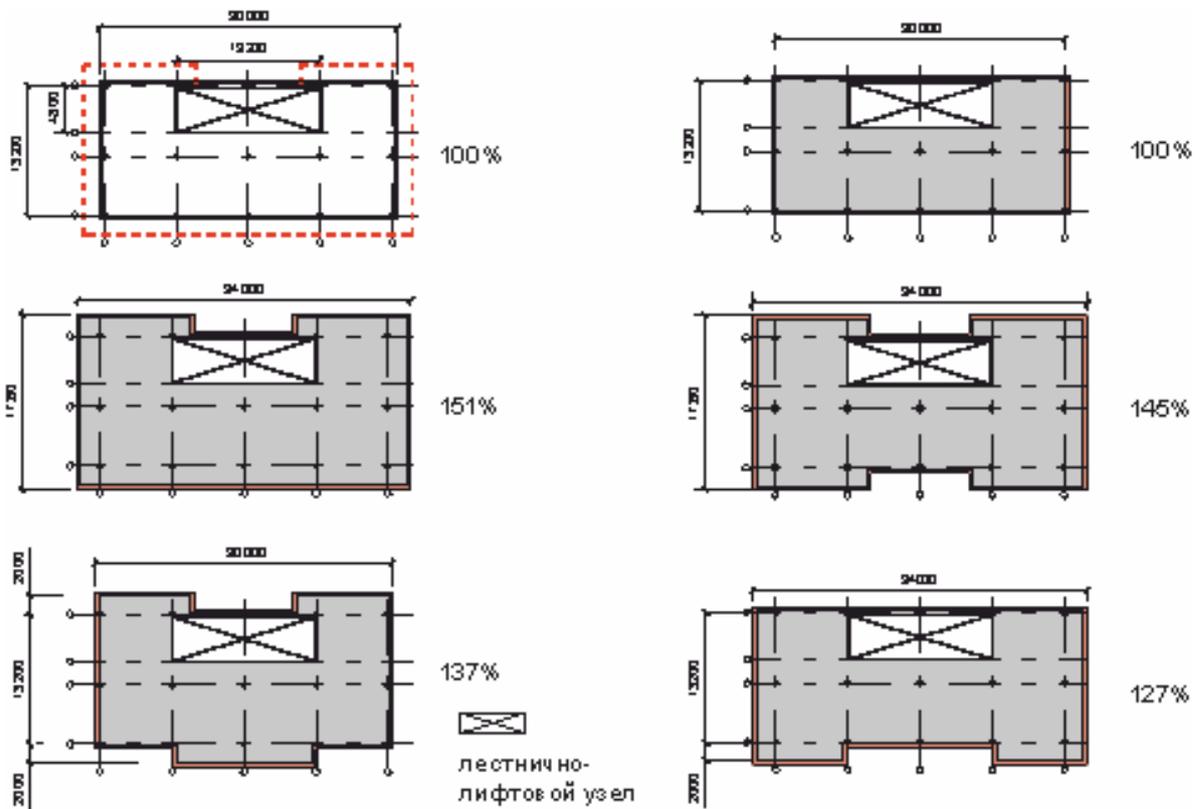


Рис. 4 б



Рис. 5

Список литературы.

1. Николаев С.В. СПКД – Система строительства жилья для будущих поколений. //Жилищное строительство. 2013. №1. С. 2-4.
2. Николаев С.В. Панельные и каркасные здания нового поколения. // Жилищное строительство. 2013. №8. С. 2-9.
3. Патент РФ №2521025 «Пустотная плита с межпустотными усилителями».
4. Полезная модель РФ №137039 «Пространственная несущая система для каркасных, панельных и каркасно-панельных зданий».

УДК 624.012.3/4

**РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ,
УСИЛЕННЫХ КОМПОЗИЦИОННЫМИ МАТЕРИАЛАМИ***д.т.н. Т.А. Мухамедиев, кандидаты техн.наук: Д.В. Кузеванов, С.И.Иванов
НИИЖБ ИМ. А.А. Гвоздева***CALCULATION ON DURABILITY OF CONCRETE STRUCTURES,
REINFORCED COMPOSITE MATERIALS***T.A.Mukhamediev, D.V.Kuzevanov, S.I.Ivanov, NIIZHB them. A.A.Gvozdev***KOMPOZİT MATERIALLARLA GÜCLƏNDİRİLMİŞ DƏMİR-BETON
KONSTRUKSIYALARININ ETİBARLILIĞININ HESABLANMASI***t.e.d. T.A.Muhamediyev, tex.elmləri namizədləri: D.V.Kuzevanov, S.İ.İvanov
A.A.Gvozdev adına NİİJB*

Аннотация: В статье рассматриваются вопросы расчета прочности ж/бетонных конструкций, усиленных композиционными материалами.

Излагаемая методика расчета распространяется на железобетонные конструкции, усиленные внешним армированием элементами в виде лент и ламинатов из композиционных материалов, изготовленных с использованием углеродных, арамидных или стеклянных волокон.

Методика расчета построена на расчетных моделях, принятых в СП 63.13330.2012. Расчетные зависимости для учета особенностей работы усиленных конструкций установлены на основе анализа результатов экспериментальных исследований и с использованием рекомендаций зарубежных норм.

Экспериментальными исследованиями установлено, что исчерпание несущей способности изгибаемых железобетонных конструкций, усиленных внешним армированием композиционными материалами, может наступать как вследствие полного использования прочностных свойств элементов усиления или разрушения сжатой зоны бетона, так и преждевременного отслоения элементов усиления.

Исключить разрушение вследствие отслоения элементов усиления рекомендуется путем ограничения расчетных деформаций элементов усиления. Для этого в расчетах предлагается использовать значение сопротивления растяжению композиционных материалов, вычисленное с учетом дополнительного понижающего коэффициента.

Ключевые слова: расчет, прочность, железобетонные конструкции, композиционные материалы.

Summary: In article questions of calculation of durability of the ferroconcrete designs strengthened by composite materials are considered.

The stated method of calculation applies to reinforced concrete construction, reinforced outer reinforcement elements in the form of tapes and laminates of composite material, made using carbon, aramid or glass fibers. Calculation methodology is built on the current models adopted in SP 63.13330.2012. The calculated dependence to account for the peculiarities of reinforced structures established on the basis of analysis of experimental results and in line with the recommendations of the foreign standards.

Experimental studies have established that the exhaustion of the bearing capacity of bent reinforced concrete structures strengthened by external reinforcement of composite materials, may occur as a result of the full utilization of the strength properties of reinforcement members or the destruction of the compressed zone of concrete, and premature detachment of the reinforcement members. Exclude failure due to delamination of the reinforcement members recommended by limiting the calculated deformations of the reinforcement members. For this calculation, it is proposed to use the value of the tensile strengths of composites are calculated based on the additional reduction factor of.

Key words: calculation, durability, concrete structures designs, composite materials.

Xülasə: Məqalədə kompozit materiallarla gücləndirilmiş dəmir-beton konstruksiyaların möhkəmliyə hesablanması məsələləri təhlil olunur. Şərh olunan hesablama metodikası kompozit materiallardan olan karbon, aramid və ya şüşə liflərdən istifadə etməklə hazırlanmış lent və laminatlar şəklində elementlərlə xaricdən armaturlanma ilə gücləndirilmiş dəmir-beton konstruksiyalara şamil edilir.

Bu metodika SP 63.13330. 2012-ci ildə qəbul olunmuş hesablama modellərinə əsasən hazırlanmışdır. Gücləndirilmiş konstruksiyaların işinin xüsusiyyətlərinin nəzərə alınması üçün hesablama asılılığı və xarici ölkələrin normalarındakı tövsiyələrdən istifadə etməklə eksperimental tədqiqatların nəticələrinin analizi əsasında müəyyənləşdirilmişdir.

Eksperimental tədqiqatlar ilə müəyyən edilmişdir ki, xaricdən kompozit materiallarla armaturlanmaqla gücləndirilmiş əyilən dəmir-beton konstruksiyaların yükdaşıma qabiliyyətinin tükənməsi gücləndirmə elementlərinin möhkəmlik xüsusiyyətlərindən tam istifadə olunduqda və ya gücləndirmə elementlərinin vaxtından öncə qopması ilə betonun sıxılmış sahəsinin dağılması nəticəsində baş verir.

Gücləndirmə elementlərinin hesablanma deformasiyalarını məhdudlaşdırmaq yolu ilə gücləndirmə elementlərinin qopması nəticəsində baş verən dağılmanın qarşısını almaq tövsiyə olunur. Bunun üçün hesablamalarda əlavə azaldıcı əmsal nəzərə alınmaqla kompozit materialların dartılma müqavimətinin qiymətindən istifadə olunması təklif olunur.

Açar sözlər: hesablama, möhkəmlik, dəmir-beton konstruksiyalar, kompozisiya materialları.

Излагаемая методика расчета распространяется на железобетонные конструкции, усиленные внешним армированием элементами в виде лент и ламинатов из композиционных материалов, изготовленных с использованием углеродных, арамидных или стеклянных волокон.

Методика расчета построена на расчетных моделях, принятых в СП 63.13330.2012.

Расчетные зависимости для учета особенностей работы усиленных конструкций установлены на основе анализа результатов экспериментальных исследований и с использованием рекомендаций зарубежных норм.

Экспериментальными исследованиями установлено, что исчерпание несущей способности изгибаемых железобетонных конструкций, усиленных внешним армированием композиционными материалами, может наступать как вследствие полного использования прочностных свойств элементов усиления или разрушения сжатой зоны бетона, так и преждевременного отслоения элементов усиления. Исключить разрушение вследствие отслоения элементов усиления рекомендуется путем ограничения расчетных деформаций элементов усиления. Для этого в расчетах предлагается использовать значение сопротивления растяжению композиционных материалов, вычисленное с учетом дополнительного понижающего коэффициента γ_{f1} :

$$R_f = \frac{\gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot R_{f,n}}{\gamma_f} \quad (1)$$

где: $R_{f,n}$ - нормативное значение сопротивления растяжению, которое устанавливается по результатам испытаний образцов композиционного материала в соответствии с ГОСТ 25.601-80 с обеспеченностью 0,95;

γ_f и γ_{f1} - коэффициенты, соответственно, надежности и условий работы композиционного материала, принимаемые в зависимости от типа армирующих волокон и условий эксплуатации конструкции;

γ_{f2} - коэффициент условий работы композиционного материала, учитывающий сцепление композитного материала с бетоном, зависимость для определения значение которого принята из американских норм ACI 440.2R-08 [7]:

$$\gamma_{f2} = \frac{1}{2,5\varepsilon_{fu}} \sqrt{\frac{R_b}{nE_f t_f}} \leq 0.9 \quad (2)$$

в которой

ε_{fu} - значение предельных относительных деформаций композиционного материала, определяемое по формуле (3) при значении R_f , вычисленном по формуле (1) при

$\gamma_{f2} = 1,0$; n - число слоёв композита; t_f - безразмерный параметр, численно равный значению в мм толщины одного слоя композита; E_f - модуль упругости композита, МПа;

R_b - расчетное значение сопротивления бетона усиливаемой конструкции осевому сжатию, МПа.

Расчетное значение предельных относительных деформаций композиционных материалов принимается равным

$$\varepsilon_{f,u} = R_f / E_f \quad (3)$$

Расчет по прочности нормальных сечений железобетонной конструкции, усиленной внешним армированием из композиционных материалов, рекомендуется производить

с учетом начального напряженно-деформированного состояния конструкции перед ее усилением.

При расчете изгибаемых конструкций предельные усилия в усиленном сечении, нормальном к продольной оси элемента, можно определить исходя из предпосылок СП 63.13330.2012 и следующих дополнительных условий:

- деформации сдвига в клеевом слое элемента внешнего армирования не учитываются;
- при расчете усиленной конструкции с учетом существующей стальной арматуры должно выполняться условие

$$R_f \leq (\varepsilon_{s2} - \varepsilon_s^0) \cdot E_f, \quad (4)$$

где ε_{s2} - предельное значение относительной деформации стальной арматуры, принимаемое по указаниям СП 63.13330.2012;

ε_s^0 - начальное значение относительной деформации существующей стальной арматуры конструкции.

Зависимости для расчета по прочности нормальных сечений принимаются с учетом соотношения между значением относительной высоты сжатой зоны бетона $\xi = \frac{x}{h_0}$ определяемой из соответствующих условий равновесия, и значением граничной относительной высоты сжатой зоны ξ_{Rf} , при котором предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в композиционном материале значения напряжения, равного расчетному значению сопротивления R_f :

$$\xi_{Rf} = \frac{x_{Rf}}{h} = \frac{\omega}{1 + \frac{\varepsilon_{fu} + \varepsilon_b^0}{\varepsilon_{b2}}}, \quad (5)$$

где ω – характеристика сжатой зоны бетона, принимаемая для тяжелого бетона классов до В60 включительно равной 0,8, а для тяжелого бетона классов В70 – В100 и для мелкозернистого бетона - 0,7; R_b – расчетное значение сопротивления бетона усиливаемой конструкции осевому сжатию, МПа; n – число слоёв композита; t_f – безразмерный параметр, численно равный значению в мм толщины одного слоя композита; E_f – модуль упругости композита, МПа.

Для изгибаемых элементов значения начальной относительной деформации существующей стальной арматуры ε_b^0 и начальной относительной деформации сжатой грани бетона ε_b^0 с достаточной для расчетов точностью можно определять по формулам:

$$\varepsilon_s^0 = \frac{M_0}{E_{b1} \cdot I_{red}} (h_0 - x_0); \quad (6)$$

$$\varepsilon_b^0 = \frac{M_0}{E_{b1} \cdot I_{red}} x_0, \quad (7)$$

где M_0 – изгибающий момент от фактической нагрузки, действующей на конструкцию до усиления, относительно оси, нормальной плоскости действия изгибающего момента и проходящей через центр тяжести приведенного поперечного сечения элемента; E_{b1} - модуль деформации сжатого бетона; I_{red} - момент инерции приведенного поперечного сечения относительно его центра тяжести; x_0 - высота сжатой зоны бетона.

Параметры E_{b1} , I_{red} и x_0 в формулах (6) и (7) определяются по указаниям СП 63.13330.2012 с учетом отсутствия или наличия трещин в растянутой зоне сечения конструкции.

При расчете по прочности нормальных сечений изгибаемых элементов значение предельного изгибающего момента M_{ult} , воспринимаемое усиленным сечением конструк-

ции, вычисляется по указаниям СП 63.13330.2012, но с учетом работы элементов усиления. Например, для элементов прямоугольного сечения (рис.1)

при
$$\xi = \frac{x}{h} \leq \xi_{Rf} ;$$

$$M_{ult} = R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5x) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a') + R_f \cdot A_f \cdot a , \quad (8)$$

где высоту сжатой зоны x определяют по формуле

$$x = \frac{R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_s + R_f \cdot A_f}{R_b \cdot b} . \quad (9)$$

при $x > \xi_{Rf} \cdot h$

$$M_{ult} = R_b \cdot b \cdot \bar{x} \cdot (h_0 - 0,5\bar{x}) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a') + \sigma_f \cdot A_f \cdot a_f , \quad (10)$$

где σ_f - напряжение во внешней арматуре из композиционного материала, определяемое по формуле:

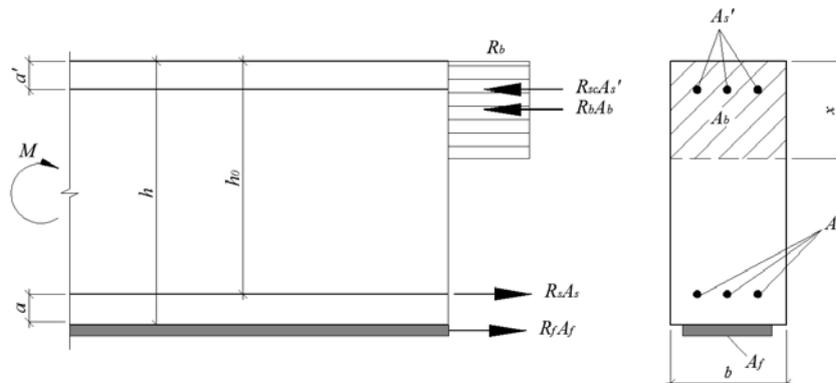


Рис.1. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого железобетонного элемента

$$\sigma_f = [\varepsilon_{b2} \left(\frac{\omega \cdot h}{x} - 1 \right) - k \cdot \varepsilon_{bt}^0] \cdot E_f \quad (11)$$

здесь ε_{bt}^0 - начальные деформации растянутой грани сечения, принимаемые равными

$$\varepsilon_{bt}^0 = \frac{\varepsilon_s^0 \cdot h + \varepsilon_b^0 \cdot a}{h_0} . \quad (12)$$

В формулах (10) и (11) значения \bar{x} и k принимаются равными:

- при $\xi_R \cdot h_0 > x > \xi_{Rf} \cdot h :$

$$\bar{x} = \xi_{Rf} \cdot h ; \quad k = 0;$$

- при $x > \xi_R \cdot h_0 :$

$$\bar{x} = \xi_R \cdot h_0 ; \quad k = 1,$$

где ξ_R вычисляется по указаниям СП 63.13330.2012.

При нарушении условия (4) в формулах (8) - (10) следует принимать $A_s = 0$.

Расчет по прочности нормальных сечений на основе нелинейной деформационной модели производят с учетом положений, принятых в СП 63.13330.2012, и следующих дополнительных положений:

- связь между продольными напряжениями и относительными деформациями внешней продольной арматуры из композиционных материалов принимают линейной;

- для сжатых элементов с обоями из композиционных материалов связь между продольными напряжениями и относительными деформациями бетона принимают с учетом неоднородного напряженного состояния.

Общая система физических соотношений для расчета нормальных сечений по прочности, устанавливающих связь усилий с кривизнами и относительной деформацией продольной оси элемента, принимается в виде, приведенном в СП 63.13330.2012, в которых жесткостные характеристики D_{ij} ($i, j - 1, 2, 3$) следует определять с учетом элементов усиления (см. рис. 2):

$$D_{11} = \sum_i A_{bi} Z_{bxi}^2 E_b \nu_{bi} + \sum_j A_{sj} Z_{sxj}^2 E_{sj} \nu_{sj} + \sum_k A_{fk} Z_{fzk}^2 E_f ; \quad (27)$$

$$D_{22} = \sum_i A_{bi} Z_{byi}^2 E_b \nu_{bi} + \sum_j A_{sj} Z_{syj}^2 E_{sj} \nu_{sj} + \sum_k A_{fk} Z_{fzk}^2 E_f ; \quad (28)$$

$$D_{12} = \sum_i A_{bi} Z_{bxi} Z_{byi} E_b \nu_{bi} + \sum_j A_{sj} Z_{sxj} Z_{syj} E_{sj} \nu_{sj} + \sum_k A_{fk} Z_{fzk} Z_{fyk} E_f ; \quad (29)$$

$$D_{13} = \sum_i A_{bi} Z_{bxi} E_b \nu_{bi} + \sum_j A_{sj} Z_{sxj} E_{sj} \nu_{sj} + \sum_k A_{fk} Z_{fzk} E_f ; \quad (30)$$

$$D_{23} = \sum_i A_{bi} Z_{byi} E_b \nu_{bi} + \sum_j A_{sj} Z_{syj} E_{sj} \nu_{sj} + \sum_k A_{fk} Z_{fyk} E_f . \quad (31)$$

$$D_{33} = \sum_i A_{bi} E_b \nu_{bi} + \sum_j A_{sj} E_{sj} \nu_{sj} + \sum_k A_{fk} E_f . \quad (32)$$

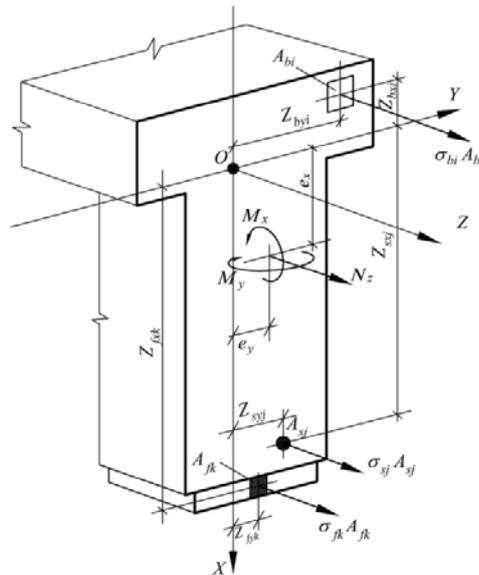


Рис. 2. Расчетная схема нормального сечения железобетонного элемента с внешним армированием из композиционных материалов

Расчет по прочности нормальных сечений усиленных конструкций на основе деформационной модели следует выполнять в два этапа.

На первом этапе производят расчет напряженно-деформированного состояния конструкции без учета системы усиления на нагрузки, действующие на нее до усиления.

Для этого в зависимостях (27) – (32) принимается $A_{fk} = 0$. В результате расчета определяется значения кривизн сечения и начальных относительных деформаций бетона и существующей стальной арматуры, которые затем учитываются на втором этапе расчета.

На втором этапе производят расчет по прочности нормальных сечений с учетом элементов усиления и начального напряженно-деформированного состояния конструкции.

При использовании двухлинейных или трехлинейных диаграмм деформирования бетона и стальной арматуры расчет нормальных сечений по прочности производят из условий, приведенных в СП 63.13330.2012 и дополнительного условия:

$$\varepsilon_f - \varepsilon_{bt}^0 \leq \varepsilon_{f,u}, \quad (33)$$

здесь ε_f - относительные деформации во внешней арматуре из композиционного материала; $\varepsilon_{f,u}$ - определяется по формуле (3).

Изложенные методики расчета изгибаемых элементов проверены путем расчета опытных образцов, испытанных зарубежными и отечественными исследователями.

В основу собранной экспериментальной базы приняли базы данных Smith и Teng [2], Pham [1], Colotti [3], Sesi [4], экспериментальные данные которых были сверены с оригиналами публикаций авторов испытаний. Образцы из этих баз, для которых не представлены все необходимые для расчетов параметры, были отбракованы. Полученная база была дополнена исследованиями, опубликованными в периодических изданиях, а также исследованиями, проведенными в НИИЖБ в 2013г. В общей сложности в обработку включено 397 образцов, для которых разрушение вследствие разрыва композита или разрушения сжатой зоны бетона без отслоения композита отмечено в 58 случаях, разрушение вследствие отслаивания концевых участков композита – в 186 случаях, разрушение с отслаиванием композита в середине балок – в 153 случаях.

Было выполнено четыре варианта расчетов опытных образцов по прочности нормальных сечений – как методом предельных усилий так и по деформационной модели.

В первом варианте расчеты выполняли без каких-либо ограничений предельных деформаций композиционного материала. Во второй варианте деформации композиционного материала ограничивали по рекомендациям ACI 440.2R-02 [6], которые приняты в разработанных ранее отечественных рекомендательных документах. В третьем варианте деформации композиционного материала ограничивали по рекомендациям итальянских норм CNR-DT 200 [8], а в четвертом - по описанной в данной статье методике, согласующейся с предложениями американских норм ACI 440.2R-08 [7].

По результатам первого варианта расчетов установлено, что в общей выборке образцов коэффициент точности расчета (отношение фактического значения несущей способности к расчетному) находится в диапазоне 0,4-1,5. Среднее значение коэффициента точности составило 0,87 и 0,89 при стандартном отклонении 0,17 (см. рис.3).

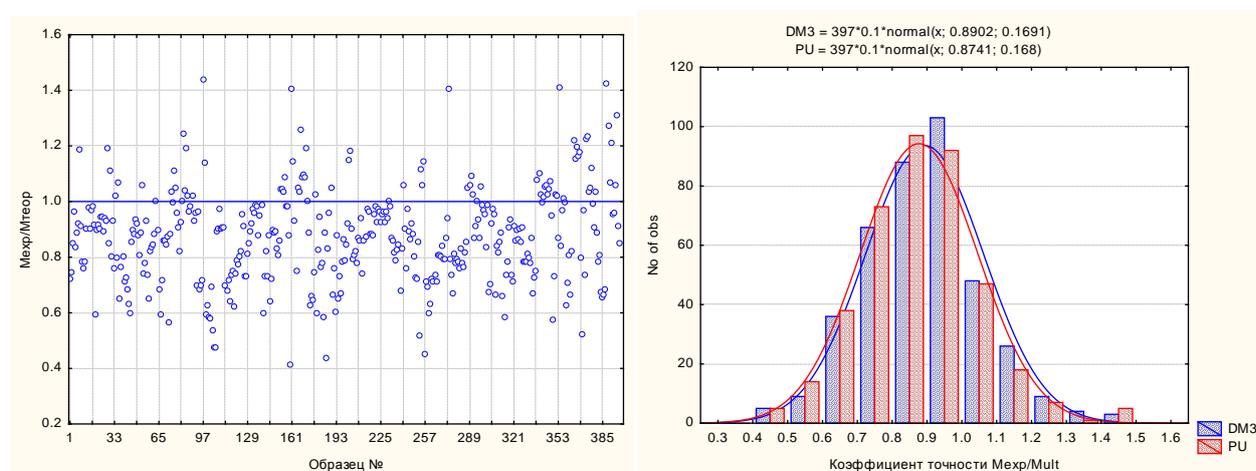


Рис. 3. Распределение коэффициентов точности расчета для общей выборки образцов, испытанных на изгиб, при расчете без ограничений предельных деформаций композиционного материала

(Здесь и далее приняты условные обозначения: PU – расчет по методу предельных усилий, DM – расчет по деформационной модели)

Отдельно рассмотрена выборка 58 образцов, разрушение которых произошло вследствие разрыва композиционного материала или разрушения сжатой зоны бетона - без преждевременного отслаивания композиционного материала. Из рисунка 4 видно, что результаты расчетов удовлетворительно совпадают с опытными данными для образцов, разрушившихся без отслоения элементов усиления. Среднее отношение опытных и расчетных значений несущей способности опытных образцов составило 1,02 и 1,03 при стандартном отклонении 0,17.

Полученные показатели точности предложенной методики расчета изгибаемых элементов практически совпадают с данными, полученными в исследовании [1] на основе анализа другой статистической выборки экспериментальных данных для изложенной в fib 14 [5] европейской методики расчета.

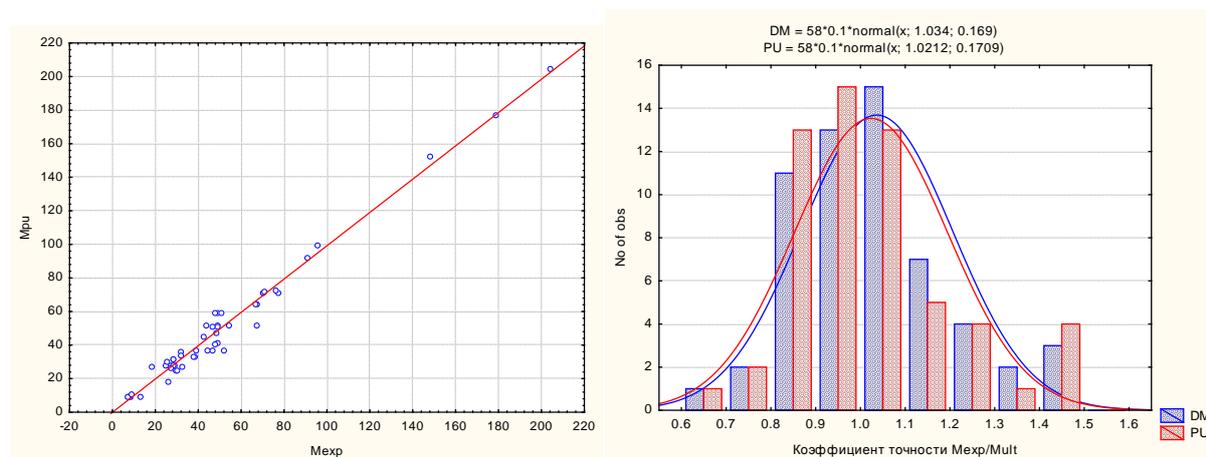


Рис. 4. Распределение коэффициентов точности расчета для ограниченной выборки образцов (разрушение без отслаивания композиционного материала), испытанных на изгиб, при расчете без ограничений предельных деформаций композиционного материала

По результатам второго варианта расчетов (с учетом ограничений предельных деформаций композиционного материала по методике ACI 440.2R-02) установлено следующее.

В общей выборке образцов (за исключением образцов с дополнительной анкерровкой концевых участков лент) коэффициент точности расчета находится в диапазоне 0,5-1,6. Среднее значение коэффициента точности составило 0,93 и 0,94 при стандартном отклонении 0,15 (рис.5).

При расчете ограниченной выборки образцов (144 образца, разрушившихся с отслоением композиционного материала в средней части балки) среднее значение коэффициента точности составило 0,92 и 0,93 при стандартном отклонении 0,12.

Таким образом, учет отслаивания композиционного материала по рекомендациям норм ACI 440.2R-02 [6] приводит к завышенной оценке несущей способности изгибаемых элементов.

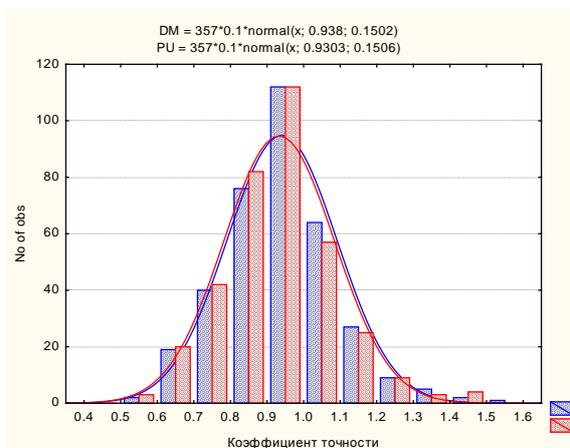
По результатам третьего варианта расчетов (с учетом ограничений предельных деформаций композиционного материала по методике итальянских норм CNR-DT 200 [8]) установлено, что в общей выборке образцов (за исключением образцов с дополнительной анкерровкой концевых участков лент) значение коэффициента точности расчета находится в диапазоне 0,6-1,9. Средняя величина коэффициента точности расчета 1,03 при стандартном отклонении 0,16 (см. рис. 5).

При обработке ограниченной выборки (144 образца с отслоением композиционного материала в средней части балки) среднее значение коэффициента точности расчета составило 1,05 при стандартном отклонении 0,14.

По результатам четвертого варианта расчетов (с учетом ограничений предельных деформаций композиционного материала по формулам (1)-(3)) установлено, что для общей выборки образцов (за исключением образцов с дополнительной анкерровкой концевых

участков лент) коэффициент точности расчета находится в диапазоне 0,6-1,9, а его среднее значение составляет 1,04 при стандартном отклонении 0,16 (рис. 6).

а)



б)

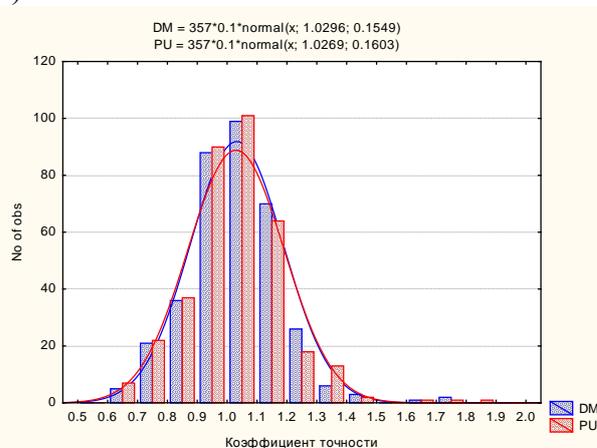


Рис. 5. Распределение коэффициентов точности расчета изгибаемых элементов при ограничении предельных деформаций композиционного материала по методике ACI440.2-02 2002г (а) и CNR-DT-200 (б)

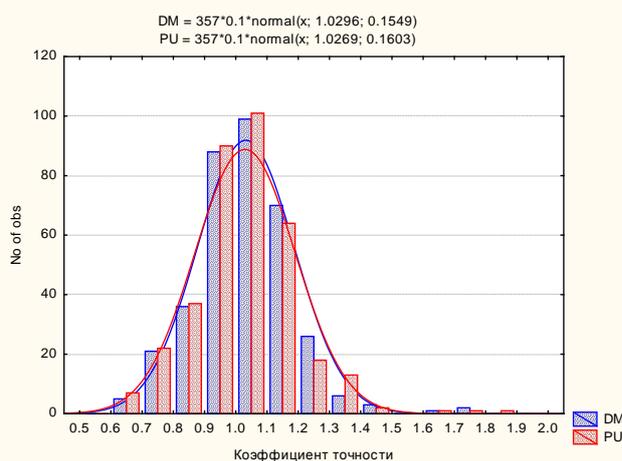
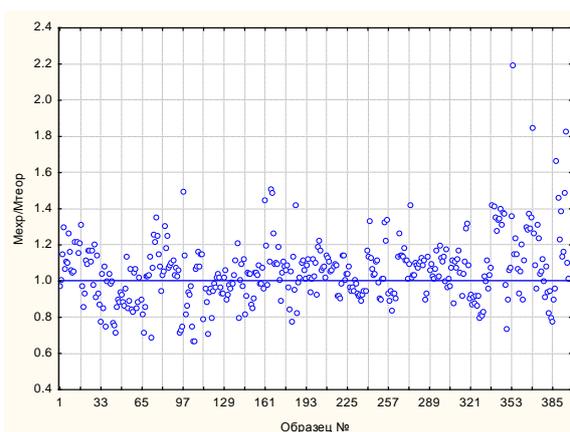


Рис. 6. Распределение коэффициентов точности расчета изгибаемых элементов при ограничении предельных деформаций композиционного материала по предлагаемой методике

При разделении выборки значение коэффициента точности расчета составило 1,02 при стандартном отклонении 0,16 - для образцов, разрушившихся из-за отслаивания композиционного материала на концевых участках, и 1,05 при стандартном отклонении 0,12 - для образцов, разрушившихся из-за его отслаивания в средней части балок.

Таким образом, изложенные методики расчета по прочности нормальных сечений изгибаемых элементов, усиленных композиционными материалами, по показателю точности сопоставимы с более сложной методикой итальянских норм CNR-DT 200 [8] и другими методиками, изложенными в зарубежных публикациях. Изменчивость коэффициента точности расчетной методики элементов, разрушающихся как вследствие разрыва композиционного материала, так и вследствие его отслаивания (коэффициент вариации 12-16%), сопоставима с изменчивостью расчета железобетонных конструкций со стальной арматурой.

Сопоставление результатов расчетов, выполненных по деформационной модели, с результатами расчетов по методу предельных усилий показало, что среднее расхождение между ними составляет 2%.

Усиление сжатых железобетонных конструкций производят путем устройства внешнего армирования в продольном направлении или созданием объемного напряженного состояния путем устройства обоймы внешним армированием в поперечном направлении.

Для внецентренно сжатых конструкций значения начальных относительной деформации стальной арматуры ε_s^0 и относительной деформации сжатого бетона ε_b^0 с достаточной точностью можно определять по формулам:

$$\varepsilon_s^0 = \frac{N_0}{0,85E_b} \left[\frac{e \cdot (0,5h - a)}{I_{red}} - \frac{1}{A_{red}} \right]; \quad (13)$$

$$\varepsilon_b^0 = \frac{N_0}{0,85E_b} \left[\frac{0,5h \cdot e}{I_{red}} + \frac{1}{A_{red}} \right], \quad (14)$$

где N_0 - продольная сила от внешней нагрузки, действующей до усиления элемента;
 e - расстояние от точки приложения силы N_0 до центра тяжести сечения растянутой или наименее сжатой (при полностью сжатом сечении элемента) арматуры, равное

$$e = e_o \cdot \eta + \frac{h_o - a'}{2}, \quad (15)$$

здесь η - коэффициент, учитывающий влияние продольного изгиба (прогиба) элемента на его несущую способность; e_o - начальный эксцентриситет приложения продольной силы;

A_{red} и I_{red} - площадь и момент инерции приведенного поперечного сечения относительно его центра тяжести.

Параметры η , e_o , A_{red} и I_{red} определяют по указаниям СП 63.13330.2012 (без учета элементов усиления).

Расчет по прочности нормальных сечений внецентренно сжатых элементов, усиленных элементами из композиционных материалов в продольном направлении, производят по зависимостям СП 63.13330.2012, скорректированным для учета работы элементов усиления. Например, для элементов прямоугольного сечения (рис.7) - из условия:

$$N \cdot e \leq R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_o - 0,5x) + R_{sc} \cdot A_s' \cdot (h_o - a') + R_f \cdot A_f \cdot a, \quad (16)$$

где N - продольная сила от внешней нагрузки;

x - высота сжатой зоны, определяемая по формуле:

$$\text{при } \xi = \frac{x}{h} \leq \xi_{Rf}$$

$$x = \frac{N + R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A_s' + R_f \cdot A_f}{R_b \cdot b}, \quad (17)$$

$$\text{при } \frac{x}{h_o} \leq \xi_R \quad \text{и} \quad \frac{x}{h} \geq \xi_{Rf}$$

$$x = \frac{N + R_s \cdot A_s + R_f \cdot A_f \cdot \frac{1 + \xi_{Rf}}{1 - \xi_{Rf}} - R_{sc} \cdot A_s'}{R_b \cdot b + \frac{2R_f \cdot A_f}{h(1 - \xi_{Rf})}}, \quad (18)$$

$$\text{при } \frac{x}{h_o} \geq \xi_R$$

$$x = \frac{N + R_s \cdot A_s \cdot \frac{1 + \xi_R}{1 - \xi_R} + R_f \cdot A_f \cdot \frac{1 + \xi_{Rf}}{1 - \xi_{Rf}} - R_{sc} \cdot A_s'}{R_b \cdot b + \frac{2R_s \cdot A_s}{h_o(1 - \xi_R)} + \frac{2R_f \cdot A_f}{h(1 - \xi_{Rf})}}. \quad (19)$$

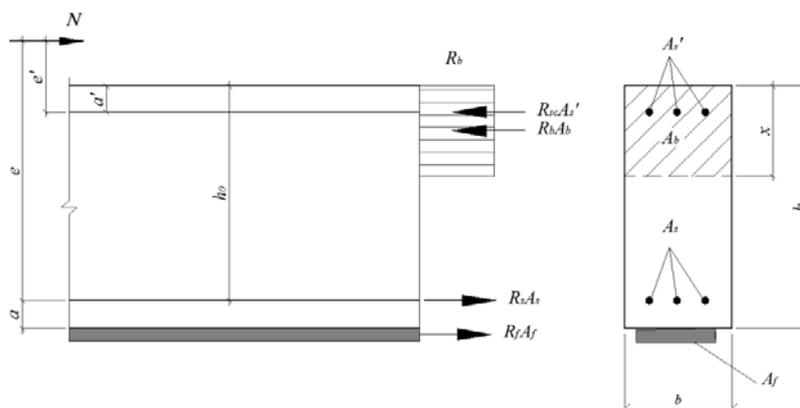


Рис. 7. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно сжатого железобетонного элемента

Расчет по прочности сечений внецентренно сжатых элементов, усиленных путем устройства обоймы внешним армированием из композиционных материалов в поперечном направлении (рис.8), предлагается производить путем учета повышения прочности бетона при объемном напряженном состоянии.

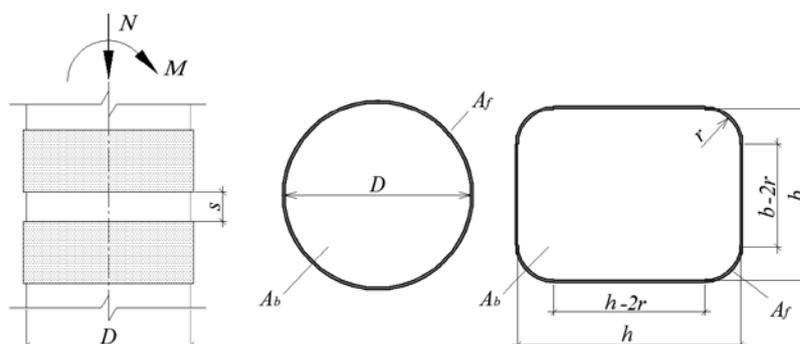


Рис.8. Усиление сжатых элементов внешним армированием из композиционных материалов в поперечном направлении

На основании обработки результатов экспериментальных исследований расчетные значения сопротивления бетона сжатию в осевом направлении рекомендуется определять по формуле

$$R_{b3} = R_b + k_{ef} \cdot k_e \cdot R_f \cdot \mu_f, \quad (20)$$

в которой k_{ef} - коэффициент эффективности обоймы, принимаемый равным:

- для элементов круглого сечения

$$k_{ef} = 1,0; \quad (21)$$

- для элементов прямоугольного сечения с соотношением сторон $h/b \leq 1,5$ - вычисляется по формуле, предложенной в АСІ 440.2R-02 [6], несколько скорректированной с учетом результатов обработки экспериментальных данных:

$$k_{ef} = 1 - \frac{(b-2r)^2 + (h-2r)^2}{2b \cdot h} \quad (22)$$

здесь r - радиус закругления граней сечения;

- для элементов прямоугольного сечения с соотношением сторон $h/b > 1,5$ или при $h > 900$ мм, а также при эксцентриситете приложения сжимающей силы $\frac{M}{N} \cdot \eta$ более $0,1D$ (для круглых сечений диаметром D) или более $0,1h$ (для прямоугольных

сечений) рекомендуется принимать $k_{ef} = 0$; k_e - коэффициент, учитывающий наличие разрывов по высоте обоймы, принимаемый равным:

- для сплошных обойм (при $s=0$) - 1,0;
- для обойм с разрывами для элементов круглого сечения

$$k_e = \left(1 - \frac{s}{2D}\right)^2, \quad (23)$$

здесь s - расстояние в свету между отдельными витками обоймы;

- для обойм с разрывами для элементов прямоугольного сечения – по формуле (23), подставляя в нее вместо D значение $(\sqrt{h^2 + b^2} - 2r)$;

μ_f – коэффициент армирования

$$\mu_f = A_f / A, \quad (24)$$

A и R_b - площадь охваченного обоймой поперечного сечения бетона и нормативное сопротивление бетона осевому сжатию при однородном напряженном состоянии;

A_f - площадь поперечного сечения обоймы из композиционного материала;

R_f - расчетное сопротивление растяжению композиционного материала, определяемое по формуле (1), в которой значение коэффициента γ_{f2} принимается равным 1,0.

Расчет по прочности внецентренно сжатых элементов прямоугольного и круглого сечения, усиленных путем устройства обоймы из композиционных материалов, можно выполнять по указаниям СП 63.13330.2012, подставляя в его расчетные формулы вместо R_b и ξ_R соответственно R_{b3} и ξ_{R3} , определяемые с учетом объемного напряженного состояния бетона по формулам (20) и (25):

$$\xi_{R3} = \frac{x_{R3}}{h_0} = \frac{\omega}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b3}}}, \quad (25)$$

$$\varepsilon_{b3} = \varepsilon_{b2} + 2\mu_f \frac{R_{f,n}}{E_b}. \quad (26)$$

Методика расчета внецентренно сжатых усиленных конструкций методом предельных усилий проверена путем расчета опытных образцов, испытанных зарубежными исследователями на осевое сжатие. Выборка опытных образцов была составлена по данным публикаций в зарубежных изданиях. В общей сложности в выборку включено 249 образцов круглого сечения и 152 образца квадратного и прямоугольного сечения.

В результате расчетов опытных образцов круглого сечения установлено, что коэффициент точности расчета находится в диапазоне 0,6-1,6, а его среднее значение составляет 1,09 при стандартном отклонении 0,18 (рис. 9).

Расчеты опытных образцов прямоугольного сечения выполнены в нескольких вариантах: без ограничения в формуле (20) значения произведения коэффициентов k_{ef} и k_e и с его ограничением величиной 0,5 и 0,55.

По результатам расчетов без ограничения значения произведения k_{ef} и k_e установлено, что коэффициент точности расчета находится в диапазоне 0,5-1,7, а его среднее значение составляет 0,98 при стандартном отклонении 0,18 (рис. 10, условие 1).

Результаты расчетов показали, что введение ограничения значения произведения k_{ef} и k_e величиной 0,55 не приводит к существенному повышению надежности расчета, а ограничение величиной 0,5 повышает надежность расчетов: среднее значение коэффициента точности расчета повышается до 1,01 (рис.10).

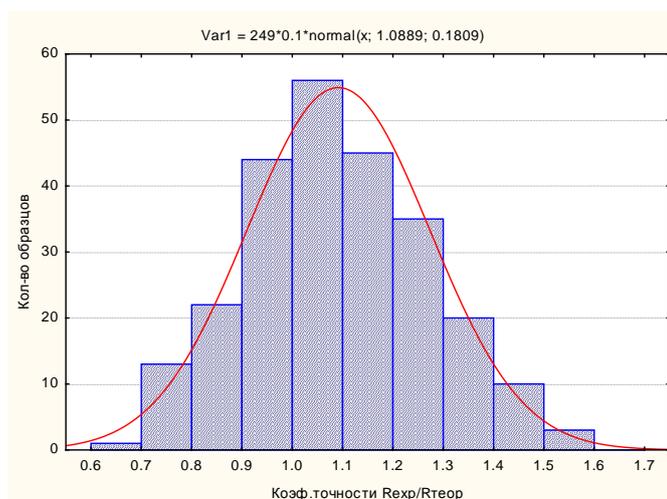


Рис 9. Распределение коэффициентов расчета прочности сжатых элементов круглого сечения

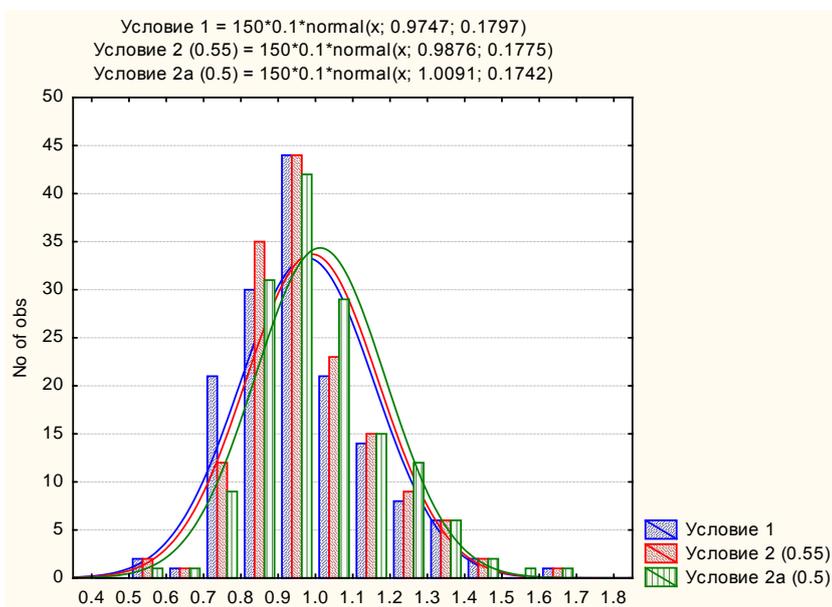


Рис. 10. Распределение коэффициентов точности расчета прочности сжатых элементов прямоугольного сечения, коэффициент точности ($R_{exp}/R_{теор}$)

Расчет по прочности наклонных к продольной оси железобетонных конструкций сечений, усиленных внешним армированием из композиционных материалов в виде двухсторонних или трехсторонних хомутов а также путем общего обертывания (рис.11), производят по прочности бетонной полосы между наклонными трещинами, по наклонным сечениям на действие поперечных сил и по наклонным сечениям на действие моментов.

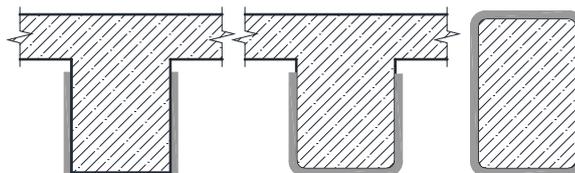


Рис.11. Схемы усиления наклонных сечений элементов

Расчет по прочности бетонной полосы между наклонными трещинами следует производить по указаниям СП 63.13330.2012 без учета работы внешнего армирования из композиционных материалов.

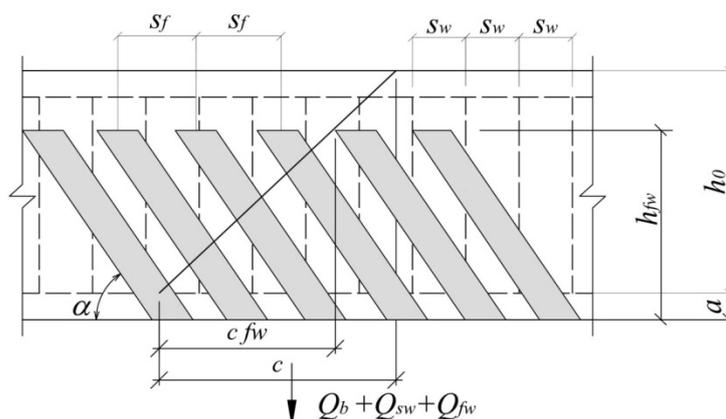


Рис. 12. Схема усилий при расчете железобетонных элементов с внешним армированием из композиционных материалов по наклонному сечению на действие поперечных сил.

Расчет по наклонным сечениям рекомендуется производить с учетом дополнительного внутреннего усилия в элементах усиления, пересекающих наклонную трещину (рис.12):

$$Q \leq Q_b + Q_{sw} + Q_{fw}, \quad (34)$$

где: Q - поперечная сила в наклонном сечении с длиной проекции C на продольную ось элемента, определяемая от всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения;

Q_b - поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении;

Q_{sw} - поперечная сила, воспринимаемая стальной поперечной арматурой в наклонном сечении;

Q_{fw} - поперечная сила, воспринимаемая поперечными элементами.

Усилия Q_b и Q_{sw} определяют по указаниям СП 63.13330.2012.

Зависимость для определения Q_{fw} предлагается определять по формуле:

$$Q_{fw} = \psi_f \frac{A_{fw} \cdot R_{fw} \sin \alpha \cdot C_{fw}}{s_f}, \quad (35)$$

где

ψ_f - коэффициент, учитывающий схему наклейки хомутов и принимаемый равным:

- для полностью обернутых сечений – 0,95;

- для двух и трехсторонних хомутов – 0,85;

C_{fw} - длина проекции наклонного сечения, принимаемая равной:

$$C_{fw} = \frac{C \cdot (h_{fw} - a)}{h}; \quad (36)$$

C – длина проекции наклонного сечения, принимаемая при вычислении усилий Q_b и Q_{sw} ;

h_{fw} - высота наклейки поперечного хомута;

A_{fw} - площадь сечения поперечного хомута из композиционных материалов;

R_{fw} - расчетное значение сопротивления композиционных материалов растяжению при расчете прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента.

При наличии поперечной стальной арматуры в существующей конструкции значение C в формуле (36) принимается равным от h_0 до $2h_0$, а при отсутствии - равной h .

По данным экспериментальных исследований при разрушении усиленных конструкций по наклонному сечению напряжения в хомутах из композиционных материалов не достигают предельных значений сопротивления растяжению.

Экспериментально выявлено, что предельное значение поперечной силы, воспринимаемой элементами усиления из композиционных материалов, в большой степени зависит от надежности их сцепления с основанием. При этом установлено, что сцепление элементов усиления с основанием зависит не только от физико-механических характеристик элементов усиления, бетона основания и адгезии клея к основанию, но и от жесткости элементов усиления.

Учет указанных выше особенностей работы хомутов из композиционных материалов в наклонном сечении рекомендуется производить путем ограничения их расчетного значения сопротивления растяжению, приняв его по рекомендациям ACI 440.2R-08 [7] равным:

$$R_{fw} = 0,75R_f \leq 0,004E_f, \quad (37)$$

а при усилении в виде двух или трехсторонних хомутов – с учетом дополнительного условия

$$R_{fw} \leq \gamma_{f3} R_f, \quad (38)$$

где: γ_{f3} - коэффициент надежности по сцеплению, значение которого при полном обертывании хомутами сечений принимается равным 1,0, а при усилении в виде двух или трехсторонних хомутов - вычисляется по формуле:

$$\gamma_{f3} = \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot L_f \cdot E_f}{L \cdot R_f} \leq 0,75; \quad (39)$$

L – константа, равная 11900 мм; L_f - эффективная длина анкеровки, в мм

$$L_f = \frac{B}{(n \cdot t_f \cdot E_f)^{0,58}}; \quad (40)$$

B – константа, равная 23300 мм; n - число слоев полос поперечного хомута; t_f - толщина одной полосы хомута; k_1 - коэффициент, учитывающий прочность бетона

$$k_1 = (0,1R_b)^{\frac{2}{3}}; \quad (41)$$

k_2 - коэффициент, учитывающий схему усиления, принимаемый равным:

- для трехсторонних (U-образных) хомутов:

$$k_2 = \frac{h_{fw} - L_f}{h_{fw}}; \quad (42)$$

- для двухсторонних хомутов:

$$k_2 = \frac{h_{fw} - 2L_f}{h_{fw}}. \quad (43)$$

В формулах (40) и (41) параметры t_f и R_b принимают как безразмерные величины, численно равные их значениям в мм и в МПа соответственно.

Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие изгибающих моментов рекомендуется производить с учетом дополнительного усилия в элементах усиления, пересекающих наклонную трещину:

$$M \leq M_s + M_{sw} + M_f, \quad (44)$$

где: M - момент в наклонном сечении с длиной проекции C на продольную ось элемента, определяемый от всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения;

M_s и M_{sw} - моменты, воспринимаемые, соответственно, продольной и поперечной стальной арматурой, пересекающей наклонное сечение, и определяемые по указаниям СП 63.13330.2012;

M_f - момент, воспринимаемый поперечными элементами из композиционных материалов, пересекающих наклонное сечение, значение которого принимается равным:

$$M_f = 0,5 \cdot Q_{fw} \cdot C \cdot \quad (45)$$

Изложенная методика расчета по прочности наклонных сечений железобетонных конструкций, усиленных композиционными материалами, была проверена данными зарубежных экспериментальных исследований [9].

Принятая для расчетов экспериментальная база состояла из 52 опытных образцов в виде однопролетных балок, усиленных в опорных сечениях композиционными материалами. Балки были испытаны на действие одной или двух сосредоточенных сил. Высота сечения балок изменялась от 110 до 700 мм, ширина - от 70 до 600 мм, пролет среза - от $1,5h_0$ до $3,5h_0$.

Усиление наклонных сечений балок композиционными материалами было выполнено в виде замкнутых (26 образцов), трехсторонних (14 образцов) и двухсторонних (12 образцов) хомутов, изготовленных из сплошных холстов или из отдельных лент. Часть опытных образцов была выполнена со стальной поперечной арматурой.

Сопоставление расчетных значений несущей способности образцов по наклонному сечению с опытными значениями (рис. 13) показало, что для отдельных опытных образцов наблюдается существенное расхождение – в том числе и в сторону переоценки их несущей способности по наклонному сечению.

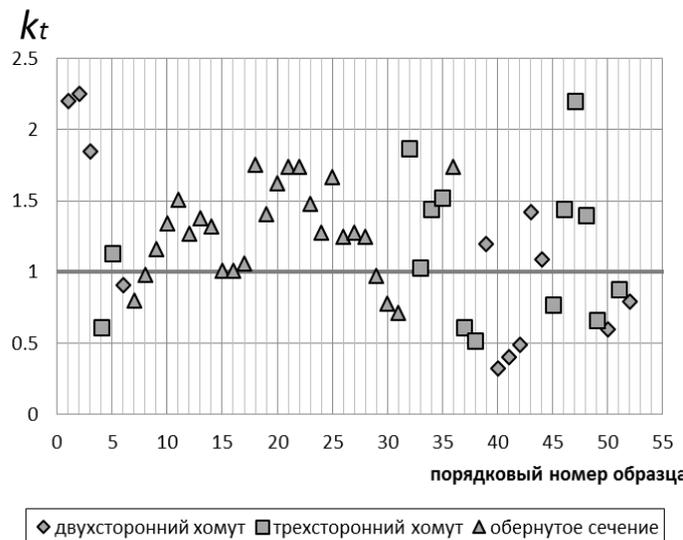


Рис. 13. Отношение опытной несущей способности по наклонному сечению к расчетной по изложенной методике.

Для сравнения на рис. 14 представлены результаты расчетов несущей способности по наклонному сечению рассмотренной выборки опытных образцов по расчетной модели, принятой в американских нормах ACI 440.2R-08 [7].

Существенного влияния каких-либо параметров опытных образцов на их прочность по наклонному сечению (схемы и степени усиления, прочности бетона, наличия и количества стальной поперечной арматуры и др.) выявить не удалось. Поэтому, учитывая результаты статистической обработки (рис.15), при расчете по прочности наклонных сечений, усиленных композитными материалами, рекомендуется принимать ограничение:

$$Q_s + Q_{fw} \leq 2,5R_{bt} \cdot b \cdot h_0 \cdot \quad (46)$$



Рис. 14. Отношение опытной несущей способности по наклонному сечению к расчетной по методике ACI 440.2R-08 [7]

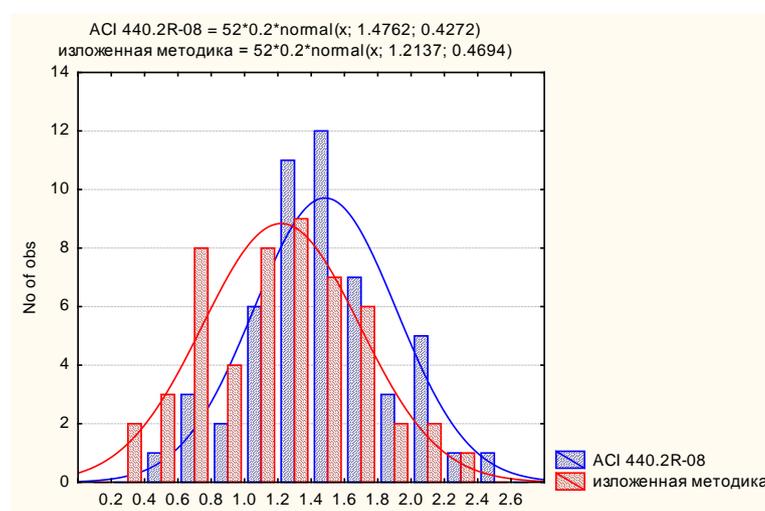


Рис. 15. Распределение коэффициентов точности расчета прочности наклонных сечений при действии поперечных сил. коэффициент точности ($Q_{exp}/Q_{теор}$)

Библиография

1. Pham, H., and Al-Mahaidi, R., 2004, "Assessment of available prediction models for the strength of FRP retrofitted RC beams," *Composite Structures*, Vol. 66, 2004, pp. 601-610.
2. Smith ST, Teng JG (2002). FRP-strengthened RC beams. II: assessment of debonding strength models. *Eng Struct*; 24:397-417.
3. Colotti V, Spadea G, Swamy RN (2004). Structural model to predict the failure behavior of plated reinforced concrete beams. *J Comp Construct*; 8(2):104-122.
4. Ceci, A. M.; Casas J.R.; Ghosn M. Statistical Analysis of Existing Models for Flexural Strengthening of Concrete Bridge Beams using FRP Sheets/ *Construction and Building Materials*, Volume 27, issue 1 (February, 2012), p. 490-520.
5. FIB Task Group 9.3, 2001, "Design and use of externally bonded fibre reinforced polymer reinforcement (FRP EBR) for reinforced concrete structures," Technical Report by 'EBR' working party of *fib* TG 9.3, 138 pp.
6. ACI 440.2R-02 "Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening of Concrete Structures," American Concrete Institute (ACI), 2002, Committee 440.
7. ACI 440.2R-08 "Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening of Concrete Structures," American Concrete Institute (ACI), 2008, Committee 440.
8. CNR-DT 200/2004 «Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures», Rome, 2004.
9. Aprile, A., and Benedetti, A., 2001, "Four point bending tests for R/C beams reinforced with high modulus C-FRP fabrics," *Proceedings of First Course on FRP applications for R/C elements rehabilitation*, Bologna, Italy, 2001.

УДК 624.137.04

**КОНСТРУКЦИИ ПОДПОРНЫХ СТЕН С ЭЛЕМЕНТАМИ
ИЗ УТИЛИЗИРОВАННЫХ МЕТАЛЛОКОРДНЫХ АВТОПОКРЫШЕК***к.т.н., Габиров Ф.Г., Халафов Н.М., Габирова Л.Ф.,**Азербайджанский НИИ Строительства и Архитектуры***UTİLLƏŞDİRİLMİŞ METALKORDLU AVTOTƏKƏRLƏRDƏN OLAN ELEMENTLƏRLƏ
İSTİNAD DİVARLARININ KONSTRUKSİYALARI***tex. üzrə f.d. Həbibov F.H., Xələfov N.M., Həbibova L.F.,**Azərbaycan İnşaat və Memarlıq ETİ***CONSTRUCTION OF BREAST-WALLS HAVING ELEMENTS
OF UTILIZED METAL-CORD TYRES***phd. in tekh. Gabibov F.Q., Xalafov N.M., Gabibova L.F.,**Azerbaijan Research Institute of Construction and Architecture*

Аннотация: В статье проведен системный анализ различных конструкций подпорных стен с элементами из утилизированных покрышек. Проведены теоретические исследования работы деталей подпорных стен из пустотелых утилизированных покрышек. Приведены описания новых конструкций подпорных стен с фундаментами, образованными с помощью однотипных утилизированных покрышек. Проведен анализ конструкций подпорных стен, в которых утилизированные покрышки и их разрезанные части используются в виде геоармирующих элементов.

Ключевые слова: подпорная стенка, конструкция, системный анализ, утилизированная покрышка, элемент, грунт, свая, фундамент, связь, контакт, нагрузка.

Xülasə: Məqalədə utilizasiya olunmuş metalkordlu avtotəkər elementlərlə istinad divarlarının konstruksiyaları sistemli təhlil olunmuşdur. Utilizasiya olunmuş boşluqlu avtotəkərlərdən olan istinad divarlarının detallarının işi nəzəri tədqiq olunmuşdur. Eyni tipli utilizasiya olunmuş təkərlərin köməyi ilə qurulmuş bünövrələrlə olan yeni istinad divarların konstruksiyaları göstərilib. Utilizasiya olunmuş təkərlərdən və onların döğranmış hissələrindən armatur elementləri şəklində istifadə edilən istinad divar konstruksiyaların təhlili aparılmışdır.

Açar sözlər: istinad divarı, konstruksiya, sistemli təhlil, utilizasiya olunmuş təkər, element, qrun, svay, bünövrə, rabitə, kontakt, yük.

Abstract: In the article they present system analyze of various constructions of analyze-walls having elements of utilized tyres.

They conduct theoretic study of work of details of breast-wall? Made of hollow utilized tyres.

They describe new constructions of breast –walls with foundations made of utilized tyres of the same type.

They analyze construction of breast-walls in which utilized tyres and their out off parts are used as geo-reinforcing elements.

Key words: breast-wall, construction, system, analyze, utilized tyre, element, soil, pile, foundation, link, contact, load

В последние десятилетия инженеры обратили внимание на возможность использования утилизированных покрышек в качестве конструктивных деталей подпорных стен.

Подпорные стены из покрышек нанизываются на сваи или крепятся к фундаменту натянутыми гибкими тросами. В отдельных конструкциях используются и сваи и гибкие натянутые тросы. Полости покрышек могут быть пустыми или заполнены грунтом или сухим балластом.

В Грузинском научно-исследовательском институте гидротехники и мелиорации Сичинава О.А. разработал устройство для предохранения берегов от размыва, которое может работать и как подпорная стена (а.с. СССР №829762, 1981). Эта конструкция (см. рис. 1) включает сваи 1, расположенные в шахматном порядке с насаженными на них блоками из утилизированных автопокрышек 2. Сваи 1 имеют различную высоту, что определяет высоту штабелей из автопокрышек 2, установленных ступенчато с увеличением высоты в сторону берега. Диаметр сваи 1 в 5-6 раз меньше внутреннего диаметра автопокрышек 2, которые

соединены между собой гибкими связями 4. Сваи могут быть снабжены упором в верхней части.

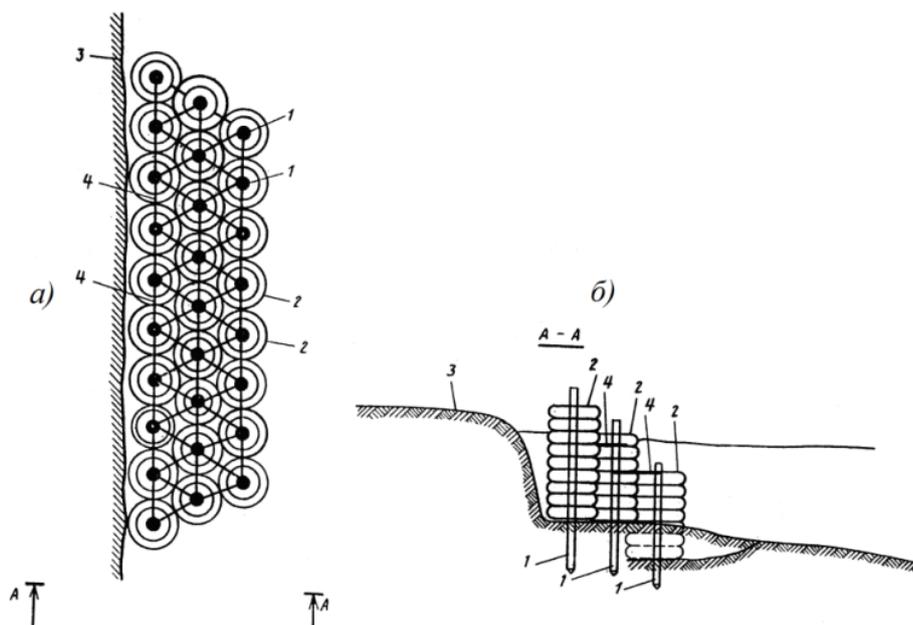


Рис.1. Подпорная стенка: а) вид в плане; б) поперечный разрез.

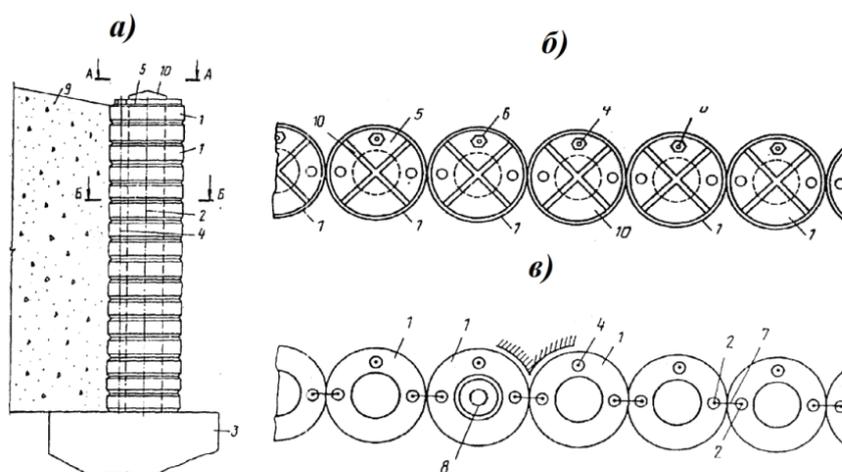


Рис.2. Подпорная стенка: а) вид сверху; б) разрез А-А; в) разрез Б-Б.

Кожин Ю.П. предложил конструкцию подпорной стены (а.с. СССР №1622530, 1991), которая включает лицевое ограждение из блоков, выполненных из уложенных одна на другую автопокрышек 1 (см. рис. 2) и пропущенных через них вертикальных металлических связей 2, расположенных в плане по оси лицевого ограждения, заделанных нижними концами в фундамент 3 подпорной стены, и вертикальных металлических связей 4, расположенных с тыльной стороны лицевого ограждения, нижние концы которых также заделаны в фундамент 3 подпорной стенки. Для пропуска вертикальных металлических связей 2 и 4 в автопокрышках устраивают сквозные отверстия.

Верхние концы вертикальных металлических связей 2 и 4 пропущены сквозь отверстия, выполненные в плитах 5, и закреплены на этих плитах с помощью натяжных гаек 6. Смежные блоки подпорной стенки соединены между собой по верху накладками 7. Полости блоков, образуемых автопокрышками 1, могут быть заполнены автопокрышками 8 меньшего диаметра. Связи 4 выполняются без предварительного напряжения, при этом их нижние концы могут не заделываться в фундамент.

Описанная подпорная стенка работает следующим образом. Со стороны засыпки 9 на подпорную стенку, образуемую блоками 1, собранными из автопокрышек, уложенных в горизонтальные ряды, действует активное давление грунта, стремящееся опрокинуть и сдвинуть подпорную стенку. Воспринимаемая блоками нагрузка передаётся на вертикальные связи 2, выполненные из высокопрочных прядей или тросов, с предварительным напряжением за счёт обжатия покрышек 1, выполненных с помощью натяжных гаек 6 на плитах 5. Плиты 5 усилены рёбрами 10 жёсткости.

Накладки 7, связывающие между собой блоки автопокрышек 1, позволяют перераспределить активное давление равномерно по длине и высоте сооружения. Автопокрышки 8 меньшего диаметра, уложенные в полости автопокрышек 1, увеличивают вес конструкции и жёсткость блоков, повышая тем самым устойчивость стенки.

Габибов Ф.Г. и другие (а.с. СССР №1666610, 1991) разработали устройство для предохранения берегов от размыва, которое можно использовать как подпорную стенку (см.рис.3).

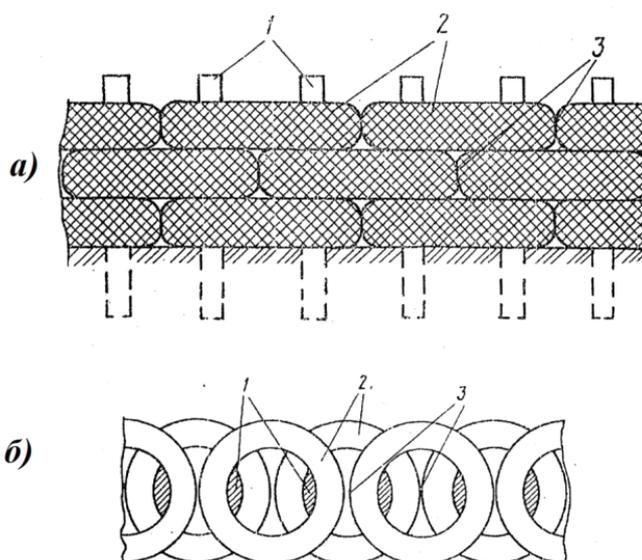


Рис.3. Подпорные стенка: а) вид спереди; б) продольное сечение.

Подпорная стенка включает сваи 1, расположенные на одинаковом расстоянии. На сваи нанизаны утилизированные покрышки 2, смежные ряды которых уложены с перевязкой швов 3.

Подбирают покрышки одинакового типоразмера. Сваи 1 забивают в грунт с одинаковым шагом L , вычисляемым по формуле:

$$L = D - (2K - B), \quad (1)$$

где D – диаметр покрышек; K – ширина торцевой щёчки покрышек; B – ширина сквозного отверстия, имеющего вид эллипса, которое образуется при укладке покрышек с перевязкой швов смежных рядов.

Поперечное сечение сваи 1 должно быть эллиптическим, повторяющим поперечное сечение сквозного отверстия, образованного при укладке покрышек с перевязкой швов 3 смежных рядов. После забивки свай 1 на них нанизывают покрышки рядами, например так: первый ряд автопокрышек 2 нанизывают на сваи так, чтобы каждая автопокрышка нанизывалась на каждую пару свай, начиная со второй сваи, и т.д. в зависимости от проекта. Таким образом, получается укладка покрышек с перевязкой швов 3 смежных рядов.

Также можно отметить конструкции подпорных стен, разработанные Габибовым Ф.Г. и другими (а.с. СССР №1682444, 1991 - №1682450, 1991), в которых утилизированные покрышки одинакового размера через специальные разрезы и вырезы нанизывались на пару

соседних свай, выполненных из стандартных металлических профилей (швеллер, двутавр, тавр, уголок) и железобетонных свай квадратного сечения.

Например, подпорная стена (а.с. СССР №1682449, 1991) состоит из свай 1 прямоугольного сечения, покрышек 2, которые имеют прямоугольные вырезы 3 и по этим вырезам нанизаны на сваи (см. рис. 4). Количество свай 1 должно на одну единицу превышать количество вертикальных стопок утилизированных автопокрышек.

Были проведены теоретические исследования работы деталей подпорных стен из пустотелых утилизированных покрышек при действии на них горизонтальных нагрузок.

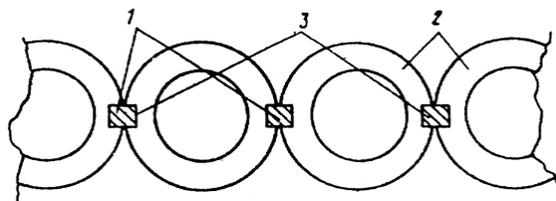


Рис.4. Подпорная стенка вид сверху

Высота оси круглой торообразной покрышки относительно контактной поверхности с грунтом называется нагруженным радиусом покрышки r_n , а разность между свободным r_c и нагруженным радиусами покрышки называется прогибом покрышки, т.е.

$$h_z = r_c - r_n. \quad (2)$$

Если исследовать диаграмму зависимости напряжения и прогиба покрышки, то можно убедиться, что начальный участок этой зависимости имеет нелинейный характер.

Это связано с тем, что при начальных малых нагрузках растёт не только длина, но и ширина площади контакта. После того как протекторная часть покрышки войдёт в контакт по всей ширине, увеличиваться будет только длина контакта, и нагрузочная характеристика станет практически линейной. Нелинейная часть нагрузочной характеристики связана с меридиональной кривизной протекторной части изношенной покрышки. Наклон нагрузочной характеристики называется статической жёсткостью покрышки:

$$c_z = dP_z / dh_z. \quad (3)$$

Работа обжатия торообразной утилизированной покрышки при горизонтальной грунтовой нагрузке, равная:

$$A = \int_0^{h_z} P_z dh_z, \quad (4)$$

Определяется как площадь под нагрузочной характеристикой. Она складывается из двух частей: из работы сжатия торовой структуры покрышки (структурная составляющая) и работы сжатия резиноармированного композиционного материала (составляющая по материалу):

$$A = A_{cmp} + A_M. \quad (5)$$

Перейдём теперь к рассмотрению зоны контакта. Среднее контактное давление q определяется по формуле:

$$q = P_z / F_k, \quad (6)$$

где F_k – площадь контакта.

Касательные силы в контакте, действующие на покрышку, направлены от центра контакта к его периферии, поскольку они возникают как силы трения. Но величины касательных сил, являющихся при обжатии самоуравновешенной системой, в большей степени зависят от хода процесса обжатия, состояния опорной поверхности и коэффициента трения.

Расчёт нагрузочной характеристики утилизированной металлокордной покрышки можно представить следующим образом. Представим себе модель в которой пружины с разными характеристиками моделируют стенки покрышки и протектора. Общий прогиб h_z складывается из прогибов протектора h_{np} и стенок шины h_{cm} . Прогиб протектора пропорционален контактному давлению, среднее значение которого равно отношению нагрузки к площади контакта. Последняя пропорциональна общему прогибу, следовательно,

$$h_{np} = c_1 P_z / h_z, \quad (7)$$

где c_1 – коэффициент пропорциональности. Жесткость стенки покрышки будем считать пропорциональной величине p_0 , имеющей размерность давления. Тогда прогиб стенки покрышки будет

$$h_{cm} = c_2 P_z / p_0, \quad (8)$$

где c_2 – коэффициент пропорциональности.

Полный прогиб определяется как сумма

$$h_z = c_1 P_z / h_z + c_2 P_z / p_0. \quad (9)$$

Отсюда горизонтальная грунтовая нагрузка получит следующее выражение:

$$P_z = \frac{h_z^2}{c_1 + c_2 h_z / p_0}. \quad (10)$$

Коэффициенты этой формулы определяют путём обработки экспериментальных данных в координатах h_z^2/P_z и h_z/p_0 .

Несложные преобразования позволяют получить формулу для определения жесткости

$$c_z = \frac{P_z}{h_z} \left[2 - c_2 \frac{P_z}{p_0 h_z} \right]. \quad (11)$$

Более полную информацию о нагрузочной характеристике, как и о других внешних характеристиках торообразной покрышки, дает расчет на основе модели «кольцо на упругом основании с внешним упругим слоем».

Рассмотрим решение задачи об обжатии покрышки на основе простейшего варианта этой модели. Кольцо рассматриваем как упругую нить, растягивающее усилие N_0 , вызванное структурной упругостью торообразной покрышки, не меняется при деформации, точки кольца имеют только радиальные перемещения w . Воздействующий на кольцо грунт, рассматривается как упругое основание, которое реагирует только на эти перемещения с интенсивностью реакции $k_z w$. Наружный упругий слой, толщина которого до деформации равна H , в зоне контакта сжимается на величину ΔH , переменную по длине контакта. Неупругие силы не учитываются. Интенсивность внешней нагрузки на кольцо составляет:

$$q_z = k_z \Delta H. \quad (12)$$

В качестве независимой переменной примем длину дуги кольца x , отсчитываемую от центра контакта. Основными величинами, которые должны быть определены в результате расчета, являются: прогиб модели h_z

$$h_z = (w + \Delta H) \Big|_{x=0} \quad (13)$$

длина зоны контакта - $2x_0$,

распределение контактного давления - $q_z(x)$, нагрузка P_z

$$P_z = 2 \int_0^{x_0} q_z(x) dx. \quad (14)$$

Рассмотрим элемент деформированного кольца и спроектируем приложенные к нему силы на направление радиуса; при этом получим

$$\frac{N_0}{\rho} = p_0 b - k_z w + q = 0, \quad (15)$$

где $1/\rho$ - кривизна деформированного кольца; b – ширина кольца.

В зоне контакта нагрузка равна $k_{zs} \Delta H$, вне ее – нулю. Для необжатого кольца $\rho = R$ и $N_0/R = p_0 b$. В линейном приближении кривизна деформированного кольца

$$1/\rho = 1/R + d^2 w / dx^2. \quad (16)$$

Следовательно,

$$N_0 \frac{d^2 w}{dx^2} - k_z w + q_z = 0, \quad q_z = \begin{cases} k_{zs} \Delta H, & |x| \leq x_0, \\ 0, & |x| > x_0. \end{cases} \quad (17)$$

В зоне контакта расстояние наружного контура деформированного упругого слоя по центральной оси составляет

$$r = R_0 - (w + \Delta H), \quad R_0 = R + H, \quad (18)$$

а кривизна в контакте с плоскостью равна нулю. Поэтому в линейном приближении

$$\frac{d^2 w}{dx^2} + \frac{d^2 \Delta H}{dx^2} = -\frac{1}{R_0}. \quad (19)$$

Интегрируя (19) дважды с учетом симметрии решения по x и соотношения (13), получим:

$$w + \Delta H = h_z - x^2 / 2R_0. \quad (20)$$

Подставляя (20) в (17), получим:

$$N_0 \frac{d^2 \Delta H}{dx^2} - (k_z + k_{zs}) \Delta H = -\frac{N_0}{R_0} - k_z h_z + k_z \frac{x^2}{2R_0}. \quad (21)$$

Граничными условиями являются условия симметрии по x ($d\Delta H / dx|_{x=0} = 0$) и равенство нулю контактного давления на границе ($\Delta H|_{x=0} = 0$).

Наличие двух условий позволяет сразу записать решение

$$\Delta H = a_0 - a_1 x^2 + a_2 \operatorname{ch} \alpha x; \quad (22)$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{k_z + k_{zs}}{N_0}}; \quad (23)$$

$$a_0 = \frac{1}{k_z + k_{zs}} \left[k_z h_z + \frac{k_{zs} N_0}{R_0 (k_z + k_{zs})} \right]; \quad (24)$$

$$a_1 = \frac{k_z}{2R_0 (k_z + k_{zs})}; \quad (25)$$

$$a_2 = \frac{-a_0 + a_1 x_0^2}{\operatorname{ch} \alpha x_0} \quad (26)$$

и вычислить по формуле (14) нагрузку

$$P_z = 2k_{zs} x_0 \left[a_0 \left(1 - \frac{\operatorname{th} \alpha x_0}{\alpha x_0} \right) - a_1 x_0^2 \left(\frac{1}{3} - \frac{\operatorname{th} \alpha x_0}{\alpha x_0} \right) \right]. \quad (27)$$

Но в эту формулу входят еще не определенные величины h_z и x_0 . Они определяются на основании рассмотрения условия равенства перемещений и углов поворота кольца на границе зоны контакта и свободной зоны.

По формулам (3) и (4), записанным в виде

$$c_z = \frac{\partial P_z / \partial x_0}{\partial h_z / \partial x_0}, \quad (28)$$

$$A = \int_0^{x_0} P_z \frac{\partial h_z}{\partial x_0} dx_0, \quad (29)$$

могут быть вычислены жесткость и работа обжатия утилизированной металлокордной покрышки, являющейся элементом подпорной конструкции, при воздействии на нее горизонтальной грунтовой нагрузки.

Существуют также конструкции, в которых блоки, образованные, однотипными стопками утилизированных покрышек заполнены местным грунтом сыпучим балластом.

Заполнение местным грунтом или балластом производится или всей полости блоков, или пространства между сваями и внутренними стенками покрышек.

Сичинава Н.О., Сичинава П.О. и Сичинава О.А. (а.с. СССР №1446213, 1988) разработали конструкцию устройства для предохранения берега от размыва, которую можно использовать и как подпорную стенку.

В этой конструкции (см. рис. 5) утилизированные покрышки (торообразные блоки) 2 насажены на сваи 1. В промежутках между сваями 1 с насаженными на них блоками 2 установлены по прямой линии с образованием вертикальных штабелей (стоек) впритык друг к другу блоки 3, аналогичные блокам 2. Пространство внутри блоков 3 заполнено балластом 4.

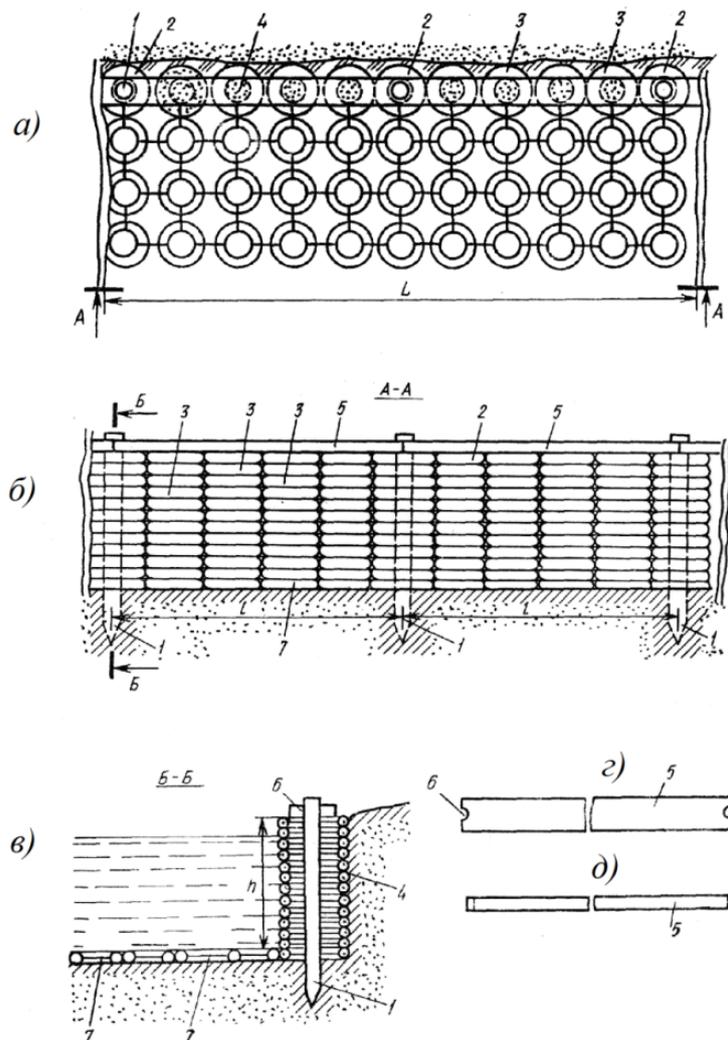


Рис. 5. Подпорная стенка: а) вид в плане; б) разрез А-А; в) разрез Б-Б; г) пригрузочная балка, вид сверху; д) пригрузочная балка вид с боку.

В верхнем ряду блоков 2 уложены пригрузочные балки 5, уложенные при помощи вырезов 6 на сваи 1. В качестве балок могут быть использованы рельсы, прокат и т.д., длина и вес которых выбирается из условия плотного удержания блоков 2, установленных без свай. На дно русла реки укладываются блоки 7. Блоки (покрышки) 7 соединены гибкими связями с блоками 2 и блоками 3.

Кожин Ю.П., Азарский А.И., Соколов В.В, предлагают конструкцию устройства для защиты берегов от размыва (а.с. СССР №1631104, 1991), которую можно использовать как подпорную стенку.

Подпорная стенка (см. рис. 6) включает утилизированные покрышки 1, горизонтально уложенные одна на другую и образующие колонны 2, заполненные балластом 3, и колонны 4, закреплённые к грунту проходящими через их центральные отверстия стойками 5. Колонны 2 с балластом смещены в сторону берега 6, размещены между закреплёнными стойками 5 колоннами и опираются на них, при этом колонны 2 и 4 образуют в плане зигзагообразную линию.

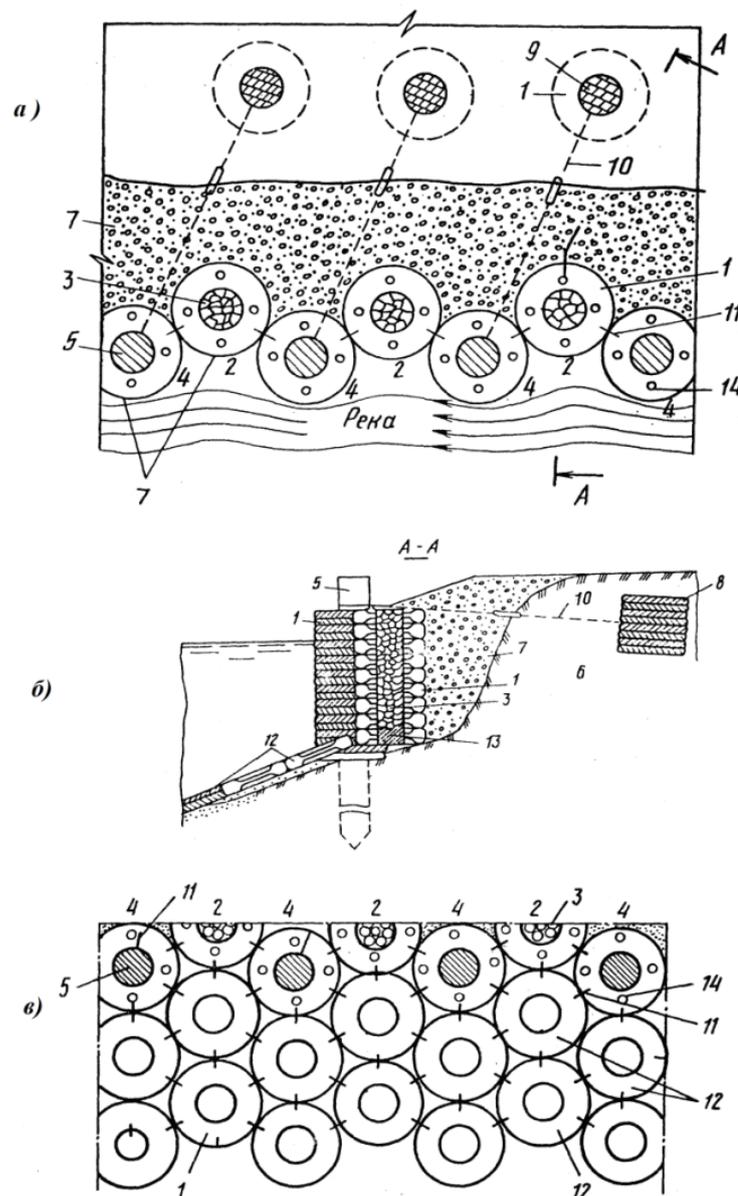


Рис. 6. Подпорная стенка: а) вид сверху; б) поперечный разрез; в) подпорная стена вместе с прикрепленными к ней уложенными на дно реки покрышками, вид сверху.

Со стороны склона или берега 6 выполнена засыпка 7, а стойки 5 закреплены к массиву берега 6 якорями 8, выполненными из покрышек 1, заполненных местным грунтом 9, и соединёнными со стойками 5 посредством тяжей 10. Верхние покрышки колонн 2 и 4 соединены между собой покрышками 12, образующими полосу защитного покрытия.

Колонны 2 в основании имеют покрышки 1, заполненные бетоном 13, а покрышки 1 колонн 2 и 4 имеют отверстия 14, образующие сквозные каналы по всей высоте колонн 2 и 4 для пропуска воды.

Со стороны засыпки 7 действует активное давление грунта, при этом воспринимаемые колоннами 2, заполненными балластом 3, нагрузки передаются на колонны 4, а от них на стойки 5. Стойки 5 удерживаются в вертикальном положении тяжами 10, посредством которых стойки 5 соединены с якорями 8. Наличие в колоннах 2 покрышек 1, заполненных бетоном 13 увеличивает сопротивление колонн 2 смещению.

Авторами совместно с инженерами из Новочеркасска (Россия) разработаны две конструкции подпорных стен с фундаментами из утилизированных покрышек [1].

Первая конструкция подпорной стены (см. рис. 7) включает опорную фундаментную конструкцию, выполненную из сборных плит равномерной в плане формы и стеновых панелей, имеющих контрфорсы, посредством которых они опираются на две соседние фундаментные плиты. Фундаментные плиты выполнены круглой формы и имеют внешние торцовые резиноармированные оболочки в виде однотипных утилизированных металлокордных покрышек. Стеновые панели имеют двухсторонние контрфорсы.

Процесс сборки подпорной стены начинается устройством песчано-гравийной подготовки 2 по выровненному дну котлована. На поверхность подготовки укладывают изоляционное покрытие.

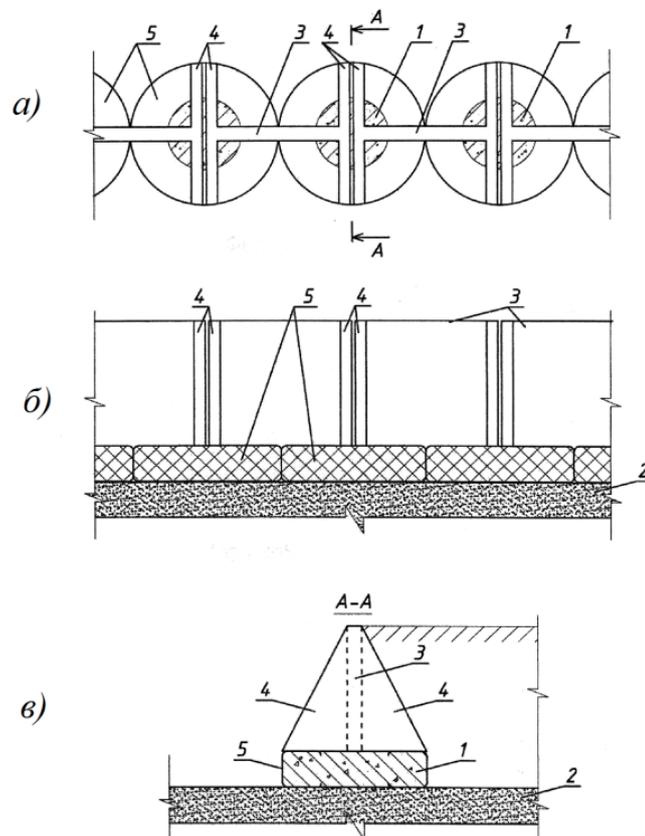


Рис. 7. Подпорная стена с фундаментом, выполненным при помощи утилизированных покрышек (первый вариант):
а) вид сверху (план); б) вид с фронта; в) сечение А-А.

Далее подбирают однотипные утилизированные металлокордные покрышки 5 и укладывают их по линии фундамента подпорной стены пристыковывая их друг к другу. В полости покрышек устанавливают арматуру, которая имеет монтажные выпуски, а затем в эти полости до их полного заполнения заливают жидкий бетон. После набора бетоном необходимой прочности к фундаментным плитам монтируют сборные стеновые панели 3, так чтобы каждая стеновая панель 3 своими контрфорсами опиралась на две соседние фундаментные плиты 1. Соединение фундаментных плит 1 со стеновыми панелями 3 и соседних стеновых панелей между собой в общую конструкцию может производиться различными известными способами, например, путем сварки специальных арматурных выпусков и их изоляции.

При таком выполнении подпорной стены нижние крайние углы контрфорсов 4 опираются на резиноармированные прокладки, образованные боковыми фланцами покрышек 5, расположенными на верхних поверхностях фундаментных плит (см. рис. 7, в).

Вторая конструкция подпорной стены (см. рис. 8) от первой отличается тем, что в стеновых панелях контрфорсы выполнены с разворотом на 180° относительно друг друга. В местах соединений стеновых панелей с тыльных сторон контрфорсов 4 (на рис. 8 конструктивные элементы под отметками 1÷5 так же как и на рис. 7) имеются угловые монтажные прямоугольные пазы 6 на всю высоту панели, которые в плане в продольной плоскости равны ширине контрфорса, а в поперечной плоскости равны половине ширины стеновой части панели 3.

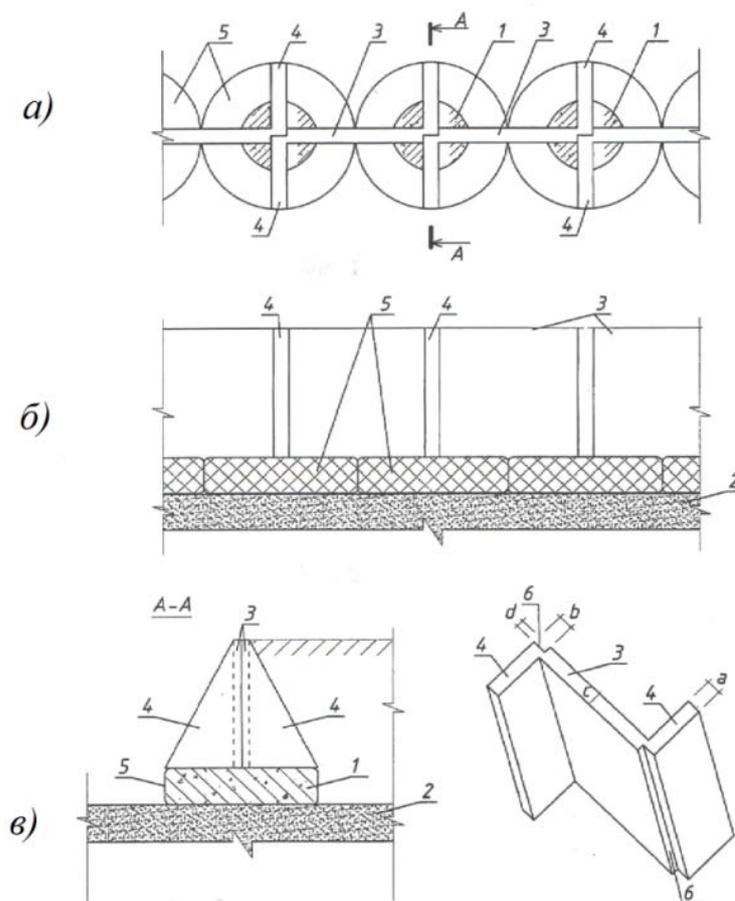


Рис.8. Подпорная стена с фундаментом, выполненным при помощи утилизированных покрышек (второй вариант):
 а) вид сверху (план); б) вид с фронта; в) сечение А-А;
 г) лицевая панель с контрфорсами в аксонометрии.

В обеих разработанных конструкциях в целом опорные плиты, образованные с помощью несъемных опалубок в виде утилизированных металлокордных покрышек, формируют ленточный фундамент подпорной стены с волнообразным оригинальным очертанием краевых зон. Это позволяет более эффективно использовать несущую способность грунтового основания за счет более рационального распределения контактных напряжений в краевых зонах.

Выполнение контрфорсов в предложенных конструкциях как в активной зоне удерживаемого грунтового массива, так и в открытой (пассивной) зоне не только повышает устойчивость подпорных стен при статических нагрузках, но и позволяет за счет опирания нижних крайних углов контрфорсов на резиноармированные прокладки демпфировать сейсмические и динамические нагрузки.

При конструировании подпорных стен утилизированные покрышки используются в качестве армирующих элементов.

Самое простое использование утилизированных покрышек в виде армирующих элементов подпорных сооружений представлено как выполнение армирующих элементов из связанных друг с другом утилизированных покрышек (Патент США №5056961, 1991).

В конструкции облицовки подпорной стенки (Патент РФ №2205922, 2003), выполненной из плоских размещенных рядами жестких плит, тыльная сторона которых снабжена узлом для крепления армирующих элементов. При этом плиты связаны друг с другом шарнирно в плоскости облицовки, для чего торцы плит выполнены с вертикальными отверстиями для размещения в них вертикальных стержневых выпусков. Плитам нижнего ряда придана треугольная форма, а плитам вышележащих рядов – ромбовидная, предпочтительно квадратная форма. Узел для крепления армирующих элементов выполнен в виде забетонированных в теле плиты, образующих петли, утилизированных автопокрышек, расположенных в ромбовидных плитах одна над другой на расстоянии 0,25 длины вертикальной диагонали плиты от соответствующих верхнего и нижнего углов плиты, а в треугольных плитах – в виде одной такой же петли. Технический результат, достигаемый этим техническим решением, состоит в снижении трудоемкости монтажа при отсутствии сложных монтажных элементов для возведения подпорной стенки, а также в обеспечении необходимой прочности плиты при меньших затратах материала.

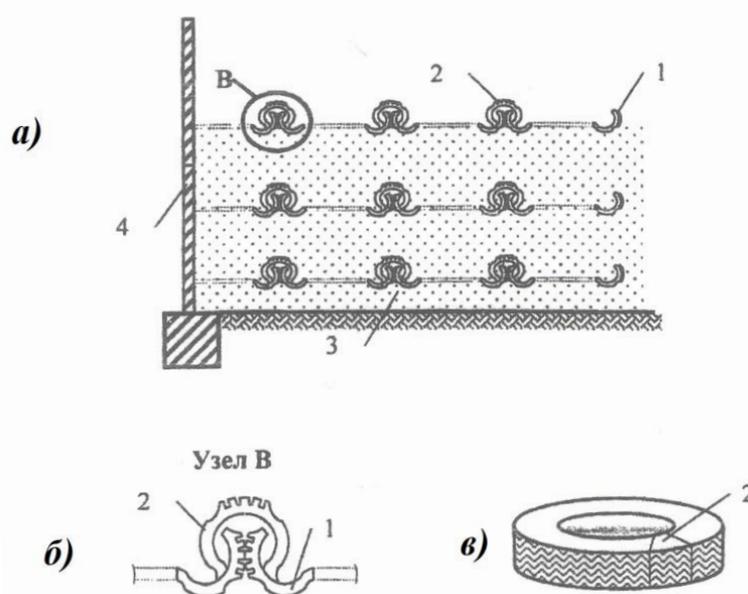


Рис.9. Армирующий элемент подпорной стенки:

- а) общий вид, поперечный разрез; б) конструкция узла соединения покрышек; в) схема разрезания утилизированной покрышки на С-образные соединительные элементы.

Можно также отметить конструкцию армирующего элемента, обеспечивающего работоспособность армогрунтовых подпорных стенок (Патент РФ. №19062, 2001). На рис. 9 показаны утилизированные автопокрышки 1, С – образные соединительные элементы 2, засыпка 3, облицовка подпорной стенки 4. Утилизированные автопокрышки, предназначенные к использованию при формировании армирующего элемента сортируют по размерам. Затем у утилизированных автопокрышек 1 обрезают один из бортов таким образом, чтобы при отсыпке материала засыпки 3 в полости покрышки 1 не оставалось пустот. Из соображений экономии утилизированных покрышек, целесообразно их разрезать по середине протектора на две симметричные части. С –образные соединительные элементы 2, подготавливают разрезая часть утилизированных покрышек радиальными разрезами, так, чтобы из каждой покрышки получалось не менее 10÷20 соединительных элементов.

В качестве облицовки подпорной стенки 4 используют детали, выполненные в виде плит, на стороне которых, обращенной к засыпке 3 сформированы петли для крепления армирующих элементов. Данные детали устанавливают в один или несколько рядов друг на друга.

Описанная конструкция армирующего элемента подпорной стенки позволяет повысить их надежность и долговечность.

Также можно отметить геоармирующие системы, выполненные на основе протекторных и боковых обрезков утилизированных покрышек (Патент РФ. №2541993, 2015). В этой разработке армирующий элемент содержит протекторы покрышек и боковину покрышки, которая их соединяет. В этой разработке имеются и другие варианты соединения протекторов, боковин и других видов обрезных деталей утилизированных покрышек.

В монографии К.Д.Джоунса [2] показано использование утилизированных покрышек в виде анкеров арматурных лент подпорных сооружений.

ВЫВОДЫ

1. Использование утилизированных покрышек с металлокордом при проектировании и сооружении подпорных стен является перспективным направлением геотехники.
2. Описаны и проанализированы многочисленные известные конструкции подпорных стен, каждая из которых имеет свои оригинальные конструктивные особенности.
3. Приведены теоретические исследования работы деталей подпорных стен из пустотелых утилизированных покрышек.
4. Приведены описания новых конструкций подпорных стен с фундаментами, образованными с помощью несъемных опалубок в виде утилизированных покрышек. Это позволяет для подпорных стен формировать ленточные фундаменты с волнообразным очертанием краевых зон, способных более рационально распределять контактные напряжения.
5. Проведен анализ конструкций подпорных стен в которых утилизированные покрышки и их разрезанные части используются в виде геоармирующих элементов.
6. Оригинальные геометрические и механические характеристики утилизированных металлокордных покрышек, а также многообразие их видов и размеров открывают перед инженерами реальные перспективы создания новых экономичных конструкций подпорных стен, решающих также природоохранные и инженерно-экологические задачи.

Литература

1. Габиров Ф.Г., Ткаченко Н.Н., Халафов Н.М., Мамедли Р.А. Разработка конструкций подпорных стен с фундаментами из утилизированных покрышек. Сборник трудов Всероссийского научно-технического семинара «Геотехнические проблемы нового строительства и реконструкции», Новосибирск, НГАСУ (Сибстрин), 2011, с. 104-108.
2. Джоунс К.Д. Сооружения из армированного грунта. М.: Стройиздат, 1989, 280 с.

UOT 721 . 012

İNTERYER MƏMULATLARININ İSTEHSALINDA KOMPOZİSİYA MATERİALLARI*Yusifova K.R, Lütfəlizadə F.Z. Azərbaycan Memarlıq və İnşaat Universiteti, Bakı***КОМПОЗИЦИОННЫЕ МАТЕРИАЛЫ В ПРОИЗВОДСТВЕ ИНТЕРЬЕРНЫХ ИЗДЕЛИЙ***Юсифова К. Р., Лютфелизаде Ф.З. Азербайджанский Университет Архитектуры и Строительства***THE IMPORTANCE OF INTERIOR PRODUCTION OF COMPOSITE MATERIALS***Yusifova K.R, Lutfelizadeh F.Z. Azerbaijan University of Architecture and Construction, Bakı*

Xülasə: Məqalədə konstruksiyaların oduncaqdan formalaşma problemlərinə, möhkəmləndirilmiş çoxtəyinatlı kompozisiya materiallarının genişləndirilmə problemlərinə, əvvəlcədən verilmiş xassələrə əsasən təcrübü olaraq qeyri məhdud miqdarda materialların alınma imkanlarına baxılır.

Açar sözlər: kompozisiya, material, oduncaq, mebel, interyer, dizayn, texnologiya

Аннотация: В статье рассматриваются проблемы формирования конструкций из древесины, расширения многоцелевого назначения армированных композиционных материалов. Возможности получения практически неограниченного количества материалов с заранее заданными свойствами.

Ключевые слова: композиция, материал, дерево, мебель, интерьер, дизайн, технология

Summary: The article considers the problems of formation of structures made of wood, the expansion of multi-purpose reinforced composite materials. Possibility of obtaining a virtually unlimited number of materials with predetermined properties.

Key words: composition, material, wood, furniture, interior, design, technology

Müasir texnologiyanın məhsulu hesab olunan konstruksiya materiallarının hazırlanma texnologiyası antik dövrlərə qədər gedib çıxır. Hələ qədim dövrlərdə insanlar kompozisiya materiallarından istifadə etməyə başlayıblar. Tarixi mənbələrə görə ilk kompozisiya materiallarından hələ eramızdan əvvəldə istifadə olunub. Eramızdan 5000 il əvvəl tikintidə xırdalanmış daş və ya saman dolduruculu kərpiclərdən istifadə olunmuşdur.

Elmin Misirdə sürətlə inkişafı kompozisiya materiallarının yeni növlərinin meydana gəlməsinə səbəb olub. Eramızdan 3000-2500 il əvvəl insanlar bitumla hopdurulmuş qamışdan düzəldilmiş qayıqlar hazırlayıb və istifadə etmişlər. Birinci minilliyin əvvəllərində romalıların betonu kəşf etməsi tikintidə bir dönüş yaradıb. Kompozisiya materialları haqqında məlumatlara həmçinin dini kitablarda da rast gəlmək olur [7].

Ən mükəmməl kompozisiya materiallarını təbiət özü yaradıb. Sellüloz liflərinin liqinlə birləşməsindən təbiət mükəmməl kompozisiya materialı olan oduncağı yaradıb. Üzvü maddələrdən və müxtəlif funksional qruplardan ibarət olan oduncaq yer kürəsində ən geniş yayılmış təbii kompozisiya materialıdır. Borulu quruluşa malik olan oduncaq kompozisiya materiallarının hazırlanmasında əsas möhkəmləndirici kimi istifadə olunur. Möhkəmləndirici kimi oduncağın tərkibində olan sellüloz liflərinin əhəmiyyəti böyükdür [1].

Oduncaq yüngül və möhkəm olub, yüksək yükötürmə qabiliyyətinə malikdir. Eyni zamanda oduncaq yaxşı mexaniki emal olunma xüsusiyyətinə malikdir. Oduncağın gözəl teksturaya malik olması onu təbii dekorativ material kimi əvəzsiz edir. Bu unikal xassələrə görə oduncaq bu günə qədər əsas konstruksiya materialı olaraq qalır [1].

Statistik məlumatlara görə yer kürəsində hər 11 ildən bir oduncaq materiallarına olan tələbat artır. Əmtə şəklində olan oduncaq ona olan tələbatə və istehsalın sürətinə uyğun olaraq bərpa oluna bilmədiyi üçün onun kütləvi şəkildə tədarükü yer kürəsi üçün böyük ekoloji problemlər yaradır. Belə ki, planetdə həyatın mövcud olması üçün oduncaq materialı ehtiyatı olan meşə zolağının əhəmiyyəti olduqca böyükdür. Meşələr atmosferi həyat üçün əhəmiyyətli olan oksigenlə təmin edərək onları ekoloji cəhətdən mühafizə edir. Müasir texnologiyanın ən ümdə məsələlərindən biri də ekoloji tarazlığın təmin olunmasıdır. Bu səbəbdən elm və texnologiyanın

qarşısında duran əsas məsələlərdən ən ümdəsi oduncağa alternativ yeni materialların yaradılmasıdır.

Kompozisiya materialları iki və daha çox komponentdən ibarət olan materiallara deyilir. Daha geniş məfhumda desək kompozisiya materiallarına heterogen quruluşa malik, minimum iki fazadan ibarət olan materiallar aiddir. Buna görə də süni yaradılmış kompozisiya materiallarının xarakterik xüsusiyyətlərinə, yəni onların tərkibinə, formasına, tərkibindəki komponentlərin paylaşmasına nəzarət etmək və onları tələb olunan şəkildə yönəltmək olur [1].

Oduncağın xalq təsərrüfatında əhəmiyyətinin böyük olmasına baxmayaraq onun alternativ materiallarla əvəz olunma məsələsi bütün dünya texnologiyasının qarşısında duran ən mühüm məsələlərdəndir. Unikal müsbət xassələri ilə yanaşı oduncaq konstruksiya materialı kimi bir sıra mənfi xassələrə də malikdir. Oduncağın konstruksiyalarda istifadəsi zamanı onun ən çatışmayan cəhəti liflərinin eninə istiqamətdə gərilmə və əyilmə möhkəmliyinin aşağı olmasıdır. Layihəçilər layihələndirmə zamanı bu xassələri nəzərə alsalar da, yarana bilən problemləri tam həll edə bilmirlər. Eyni zamanda oduncaq konstruksiyalarının hazırlanması zamanı texnoloji proseslərin yüksək əmək tutumlu və uzunmüddətli olduğu üçün mövcud texnoloji proseslər perspektivsiz hesab olunur.

Oduncağa olan tələbatı azaltmaq və onun çatışmayan cəhətlərini aradan qaldırmaq məqsədi ilə kompozisiya materiallarının istehsalı sənayenin qarşısında duran əsas məsələlərdəndir. Getdikcə təbii oduncaq süni oduncaq materialları olan kompozisiya materialları (kompozitlərlə) ilə əvəz olunur. Bunun əsas səbəbləri ənənəvi materialların mühəndis işlərinə cavab verə bilməməsidir. Bu səbəbdən də kompozisiya materiallarının istehsalı sürətlə artmaqdadır. Hazırda kompozisiya materialları istehsal həcminə görə dünya iqtisadiyyatında birinci yeri tutur. Buna görə də XXI-ci əsri “kompozisiya materialları əsri” adlandırırlar [2].

Xassələrinin müxtəlifliyinə və istehsal üsuluna görə kompozisiya materiallarının nomenklaturası olduqca böyükdür. Kompozisiya materiallarının imkanlarının çox olmasına, istehsalçıların onlara olan maraqlarının artmasına və istehsalın əlverişli olmasına görə 20-ci əsrin sonlarında ağac kompozisiya materiallarının istehsal həcmi digər materialların istehsal həcmindən çox olmuşdur.

Hazırda ağac kompozisiya materiallarına çox böyük tələblər irəli sürülür. Onlarda yalnız texnoloji deyil, eyni zamanda dizayn nöqtəyi nəzərindən estetik tələblərin də olması əhəmiyyətlidir. İstehlakçının zövqünə və tələbatına uyğun olaraq onlara yeni təsəvvürlər, maraqlı görünüşlər təqdim etmək və təbii materiallar effekti yaratmaq istehsalçının qarşısında duran tələblərin ümdəsidir. Məmulatlara irəli sürülən tələblərin təmin olunması üçün kompozisiya materiallarının imkanları böyükdür.

Kompozisiya materiallarına ən çox tələb olunan sahələrdən birisi də interyer məmulatlarının istehsalıdır. Tikintinin həcmi və sürəti artdıqca, interyer məmulatlarından olan mebellərə, qapı və pəncərə bloklarına, döşəmə məmulatlarına və s. olan tələbat da daim artır. Onların istehsal həcmi ilə yanaşı, forma dəyişkənliyinə, estetik görünüşünə olan tələblər obyektin memarlıq üslubundan asılı olaraq dəyişir.

Konstruksiya materialları kimi istifadə olunan yeni kompozisiya materialları elə fundamental fiziki xassələrə malik olmalıdır ki, onlar mebel və interyer məmulatlarının istehsalı üçün perspektivli olsun. Həm mebel, həm də interyer məmulatlarının istehsalında oduncaq hələ də əsas konstruksiya materialı olaraq qalır. Bunun əsas səbəbi konstruksiya materiallarının oduncağın unikal fiziki-mexaniki xassəsi olan yükqötürmə qabiliyyətini təmin edə bilməməsidir [5].

Ağac kompozisiya materiallarının istehsalı oduncağın kimyəvi emal sahəsinin nisbətən yeni və dinamik sahəsidir. Bu sahənin inkişafı meşə materiallarının qiymətinin baha və defisit olması və eyni zamanda oduncaq tullantılarından maksimum istifadə etmək məqsədi güdür. Müasir dövrdə təbii resurslardan tam və səmərəli istifadə etmək məsələsi aktual məsələ olaraq qalır. Oduncaq tullantılarını azaltmaq məqsədilə aparılan tədbirlərdən ən əsası oduncağı əvəz edən, onunla tam hüquqlu materialın yaradılmasıdır. Aşağı keyfiyyətli oduncaq materiallarının və ağac emalı tullantılarının istifadəsi bu məqsədlə xammal kimi çox əhəmiyyətlidir. Yalnız mexaniki emal zamanı alınan tullantılar nəzərə alınarsa, oduncağın ümumi həcmnin 40% -zinin tullantıya getdiyini görürük. Bu da öz növbəsində istehsal olunan məmulatın maya dəyərində təsir göstərir [1].

Böyük miqdarda istehsal olunan və kimya sənayesinin məhsulu olan polimer materialları özləri də kompozisiya (kompozitlərə) materiallarına yaxşı nümunədir. Termoplastik polimer əsaslı kompozisiya materiallarının istehsalı elmi-texniki cəhətdən böyük maraq doğurur. Ekoloji cəhətdən təmiz hesab olunan bu materiallar təbii konstruksiya materiallarını tam əvəz etmə qabiliyyətinə malikdir [6].

Kompozisiya materialları eyni zamanda müxtəlif mühafizə və istismar-dekorativ xassələrə malikdir. Belə ki, istismar şəraitindən asılı olaraq məmulatların montaj olunmasında və istismarında müəyyən problemlər yaranır. Yüksək dekorativ xassələrin olmasına baxmayaraq, mühafizə xassəsinə görə kompozisiya materialları müxtəlif tələbləri ödəməlidir. Məsələn, rentgen kabinetlərinin izolyasiya örtüklərinin seçilməsi və interyer məmulatları ilə təchiz olunması zamanı istifadə olunan kompozisiya materiallarına yüksək tələblər irəli sürülür. Rentgen şüalarından və bir sıra digər şüalardan mühafizə funksiyasına malik olan xüsusi kompozisiya materiallarının istehsal olunması bir zərurətdir. Bu istiqamətdə aparılan işlərin nəticəsində oduncaqdan və onun tullantılarından alınan yeni kompozisiya materiallarından olan fanotren və plitaren rentgen şüalarından mühafizə xassələrinə malik olub özünün fiziki-mexaniki xassələrinə görə heç də ağac yonqar tavalarının və fanerin xassələrindən geri qalmır. Bu materiallarla yanaşı konstruksiyaların hazırlanmasında digər konstruksiya materialları olan OSB, MDF, HDF tavaları, termoplastik ağac plastik kompozitləri geniş istifadə olunur. Kompozisiya materialı kimi tavalara verilən əsas tələb onların suyadavamlılığının artırılmasıdır. Bu səbəbdən mürəkkəb məsələ olan suyadavamlılığı artırmaq üçün tavaların polimer tərkibinə texnoloji təsir göstərilərək yeni kompozisiya materialları istehsal olunur [4].

İstehsal prosesi zamanı kompozisiya materiallarına müxtəlif forma və rəng verilir. Buna görə də onlardan müxtəlif forma və rəngə malik mebel və digər interyer məmulatları layihələndirmək mümkündür. Mebel istehsalında artıq standart düzxətli elementlər öz dominantlığını itirərək müxtəlif formalı və əyri xətlili elementlərlə əvəz olunur. Artıq insanlar əvvəllər olduğu kimi standart formalı mebellərdən deyil, interyerə uyğun fərdi formalı mebellərdən istifadə etməyə üstünlük verirlər. Çox zaman formanı interyer özü diqtə edir. Kompozisiya materialları formaəmələgətirmə prosesində olan məhdudiyətləri aradan qaldıraraq layihəçilərin və dizaynerlərin ideyalarını həyata keçirmək imkanları yaranır.

Kompozisiya materialları forma dayanıqlığını uzun illər dəyişmədiyinə görə onlardan hazırlanmış mebellər nəmliyə, temperatur dəyişikliklərinə, şaxtaya, günəş şüasına, mexaniki zədələnmələrə və eyni zamanda çürüməyə qarşı dayanıqlı olur. Hazırlanmış mebellərə istismar zamanı xüsusi qulluq tələb olunmur və onların insanlara xidmət etmə müddəti daha uzun olur.

Standarta görə interyer mühitində mebelin xidmət etmə müddəti 20 il qəbul olunur.

İnşaat və maşınqayırma məmulatlarına nisbətən mebel məmulatlarına nisbətən az tələblər irəli sürülür. Buna baxmayaraq irəli sürülən tələblər yüksək və özünün spesifikliyi ilə seçilir. Mebel məmulatlarının bir qismi qısa müddətli 200 kq, uzun müddətli 100 kq çəkisi olan yüklərin təsirinə məruz qalır. Bu səbəbdən konstruksiyalar onlara təsir edən yüklərə qarşı dayanıqlı olmalıdır.

Kompozisiya materialları interyerlə yanaşı eyni zamanda eksteryerdə də müvəffəqiyyətlə istifadə olunur. Oduncaqdan hazırlanmış mebellərə nisbətən kompozisiya materiallarından hazırlanmış eksteryer mebellərinin dayanıqlığı daha yüksəkdir.

Konstruksiya materiallarından olan terras-taxtalar və ya dekinq-taxtalar həm konstruksiya, həm də bəzək materialı kimi inşaatta istifadə olunaraq interyerin və eksteryerin estetik cəhətdən mükəmməliyini təmin edərək aparılan işlərin sürətini artır. Konstruksiyalara fərqli görünüş verən bu materiallar üzərində oduncağın bütün emal əməliyyatlarını (biçmə, yonma, yuva açma və s.) həyata keçirmək mümkündür. Bu da iqtisadi cəhətdən əlverişli olan kompozisiya materiallarının tərkibinin 70%-nə yaxının oduncaq kütləsi olması ilə bağlıdır. Ehtiyac olmadığı halda onları zədələmədən asanlıqla demontaj etmək mümkündür [6].

Kompozisiya materialları çeşidinin və xassələrinin müxtəlifliyinə görə mebel istehsalı ilə yanaşı sənayenin bir çox sahələrində - aviasiyada, gəmiqayırmada, tikintidə, avtomobilqayırmada, idman qurğularında, kimya sənayesində və digər sahələrdə geniş istifadə olunur. Hazırda kompozisiya materiallarının istehsal dövrüyyəsi 80 milyard evrodur. Hər il kompozisiya materiallarının istehsal artımı 5 % təşkil edir. Kompozisiya materiallarının istehsalı ətraf mühitin qorunmasına, enerji sərfinin azaldılmasına, yüngül, müxtəlif təsirlərə dayanıqlı və müxtəlif şəraitlərdə istifadə olunan materialların istehsalına əsaslanır.

Yüksək möhkəmlik və dekorativ keyfiyyətlərə malik olan kompozisiya materialları ekoloji cəhətdən təmiz hesab olunur və memarlıq, xüsusən dizayn məsələrinin həllini asanlaşdırır. Bu materialların tərkibində kimyəvi zəhərli maddələrin və birləşmələrin olmaması onların ekoloji təmizliyini təmin edir. Kompozisiya materiallarının istehsalı material sərfinin az olmasına və tullantıların istifadə olunmasına görə iqtisadi cəhətdən əlverişlidir. Hazırda kompozisiya materiallarının istehsalında müxtəlif möhkəmləndirici materialların və müxtəlif yapışdırıcıların kombinasiyasından alınan xassələri ilkin materialların xassələrindən çox üstün olan bir sıra yeni materiallar mövcuddur.

Kompozisiya materiallarının yaradılması və tədqiqi bütün dünyada elmi cəhətdən prioritet məsələ olaraq qalır. Onların yaradılması zamanı əsas məsələ məmulatların istismar şəraitinə uyğun olan quruluşun əldə olunmasıdır. Bunun üçün kompozitin tərkibinə daxil olan komponentlər düzgün seçilməli, onların nisbəti, kompozitlərin alınma üsulu müəyyən olunmalıdır.

İstifadə olunmuş ədəbiyyat

1. Л.В.Мельникова. Технология композиционных материалов из древесины. Москва 2004. С 236.
2. Гарасевич Г.И., Семенович А.А. Формирование изделий из древесноклеевых композиций. Москва. Лесная промышленность, 1982. С 135.
3. Конструкционные строительные материалы. Москва. Лесная промышленность, 1989. С 225.
4. Плитные материалы и изделия из древесины и других одревесневших растительных остатков без добавления связующих. Под ред. В.Н.Петри.- Москва. Лесная промышленность, 1976. С 357.
5. Батаев А.А., Батаев В.А. Композиционные материалы: строение, получение, применение: Учебник. Новосибирск 2002. С 384.
6. Михайлин Ю.А. Конструкционные полимерные композиционные материалы. – СПб: Научные основы и технологии, 2008. С 822.
7. История и причины создания композиционных материалов. Сайт: p-km.ru
E-mail: kamala.yusifova@azmiu.edu.az ; fidan.lutfelizadeh@azmiu.edu.az

UOT 691.32

ÇELİK TEL VE SİLİS DUMAN KATKILI BETONLARIN NORMAL BETONLARA GÖRE ÜSTÜN ÖZELLİKLERİ*doç.dr.Ziyafeddin Babayev, Bozok Üniversitesi, Türkiye***УЛУЧШЕНИЕ ОСОБЕННОСТИ БЕТОНА С ДОБАВЛЕНИЕМ СТАЛЬНЫХ ВОЛОКОН И МИКРОКРЕМНЕЗЕМИСТОЙ ПЫЛИ ПРИ СРАВНЕНИЕ С ОБЫЧНЫМИ БЕТОНАМИ***к.т.н..Зияфеддин Бабаев, Университет Бозок, Турция***SIGNIFICANT PROPERTIES OF STEEL FIBER & SILICA FUME ADDED CONCRETES ACCORDING TO ORDINARY CONCRETE***assoc. prof. Ziyafeddin Babayev, Bozok University, Turkey*

Özet: Bu makalede betona çelik tel ve silis dumanı katılması ile betonun davranışı ve mekanik özellikleri üzerine etkilerinden söz edilmektedir. Bu katkılar neticesinde betonun tokluğunda, çekme ve eğilme dayanımında önemli bir artış elde edildiği vurgulanmaktadır.

Anahtar kelimeler: beton, çelik tel, silis dumanı, çekme ve eğilme dayanımı

Аннотация: В этой статье рассматривается вопрос улучшения поведения бетона и его механических особенности в зависимости от добавок стальных волокон и микрокремнеземистой пыли. С добавлением вышеуказанных материалов в бетон значительно увеличилось энергопоглощаемость, выросло сопротивление на растяжение и изгиб.

Ключевые слова: бетон, стальная волокно, микрокремнеземистый пыль, сопротивление на растяжение и изгиб

Summary: In this study, addition of steel fiber and silica fume to concrete on effect of behavior and mechanical properties of concrete was explained. By these additions, it is accented that a significant increase obtained on toughness, strength of tension and bending of concrete.

Keywords: concrete, steel fiber, silica fume, tension & bending strength

1.GİRİŞ

Modern yapılarda uzun yıllardır kullanılan ve gelecekte de kullanılacak olan beton, gerekli koşullarda tasarlanıp imal edildiğinde uzun yıllar boyunca hizmet verebilen en ekonomik ve dayanıklı yapı malzemesidir. Bileşenlerinin kolay temin edilebilir olması ve taze iken istenilen şeklin verilebilmesi nedeni ile yaygın olarak kullanıma sahiptir.

Beton heterojen ve boşluklu bir yapı malzemesidir. Betonun yapısındaki zayıflık kılcal boşluk ve betonun işlenebilirliği için gereğinden fazla konulan su miktarına bağlanmaktadır. Betondaki bu iki olumsuz etkeni aşağı çekmekle betonun niteliğinde önemli artışlar yapılabilmektedir. Kılcal boşlukları küçültmek, beton içerisindeki fazla suyu sonradan almak veya çimento tanelerini homojen bir şekilde dağıtan bir takım akışkanlaştırıcılarla su/çimento oranını düşürmek beton niteliğini artırıcı yöntemlerdir.

Yapı sistemlerine ait normal betonların enerji yutma kapasiteleri düşük olduğundan, dış yükler artarak belirli bir limit değere ulaşıncaya yapıda göçme meydana gelir. Betona çelik lif donatılar veya çelik hasır donatılar eklenerek, daha sünek bir malzeme haline getirmek mümkün olmaktadır. Çelik tel donatılı betonlar, yüksek enerji yutma kapasitesine sahip olup, kırılma anında daha sünek davranış sergileyen malzemelerdir.

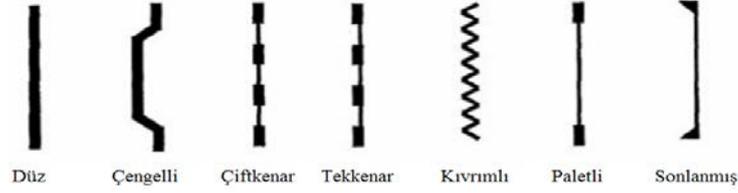
Yüksek dayanımlı beton üretiminde silis dumanı da yaygın olarak kullanılmaktadır. Süper akışkanlaştırıcı katkılarla silis dumanının birlikte kullanımı betonda su/çimento oranını azaltırken kaliteli bir içyapı elde edilmesini de sağlamaktadır.

2. ÇELİK LİF KATKILI BETONLAR

Beton özelliklerini değiştirerek iyileştirmek amacı ile taze beton içerisine, çeşitli yöntemler ile değişik miktarlarda lifler katılır. ACI 544'e göre lifin tanımı lif boyunun eşdeğer lif çapına bölünmesiyle elde edilen "boy/çap" (aspect ratio) oranı olarak kabul edilmektedir [1]. Bu orana kısaca "narınlik oranı" da denilmektedir. Eşdeğer lif çapı ise; alanı lifin kesit alanına eşit bir dairenin çapı olarak tanımlanmaktadır. Ancak bazı liflerin uzunluklarının ve çaplarının farklı değerler alması ve cam liflerde olduğu gibi liflerin demet şeklinde olması nedeniyle liflerde, sadece boy/çap oranına göre sınıflandırma yapmak mümkün olmamaktadır.

Beton bileşimine katılan çelik lifler, çoğunlukla sert çekilmiş düşük karbonlu (C1008) çelikten üretilmektedir. Yüksek ve üniform çekme gerilmesine karşılık düşük uzama özelliği gösterir. Çekme gerilmeleri ortalama olarak 1200MPa olup elastik limitleri %0.2'nin altındadır.

Genel olarak uygulama alanlarına göre üretilen çelik lif tipleri Şekil 1'de görülmektedir [2].



Şekil 1. Çelik lif tipleri ve şekilleri

Betonun çekme dayanımını artırmak amacıyla yapılan ilk çalışmalar 1963 yılında Romualdi ve Mandel tarafından başlatılmıştır [3]. Bunlar betonun çekme bölgesinde birbirine paralel olarak yerleştirilmiş ince teller bulunan kirişler üzerinde deneyler yaparak kirişin eğilme dayanımının arttığını ve kırılma yüküne çok yaklaşıncaya kadar çatlakların fazla büyümediğini gözlemişlerdir. Eğilme deneylerinde maksimum eğilme yükündeki şekil değiştirmelerin artan lif miktarı ve boyutunun bir fonksiyonu olarak önemli bir artış gösterdiği belirtilmektedir. Betonun içine liflerin katılmasının ilk çatlak oluşumunda, gerilme ve deformasyonlar üzerinde önemli etkisi vardır. Fakat bu etki maksimum yüklemeye elde edilen sonuçlara göre daha azdır.

Shah ve Rangan, yaptıkları çalışmada betonun basınç ve eğilme dayanımına lif miktarı, lif boyu ve liflerin karışım içerisindeki dağılım gibi faktörlerin etkilerini araştırmışlardır [4]. %0.25-%1.25 arasında değişen lif miktarları ile üretilen betonların eğilme dayanımlarının lif miktarının artışıyla doğru orantılı olarak arttığını görmüşlerdir.

Harris, Varlow ve Ellis, 1972 yılında lifli betonun kırılma davranışını incelemişlerdir [5]. Deneysel sonuçlardan yararlanılarak kırılma mekaniği esaslarını lifli betonlara uygulamayı tasarlamışlardır. Kiriş numuneleri üzerinde yapılan eğilme deneylerinde elde edilen sonuçlara göre kırılma işi; lif miktarına, karışım içerisindeki liflerin dağılımına ve lif tipine bağlı olarak belirlenmiştir. Hacimsel olarak %2 lif miktarında toplam kırılma işinin artmakta olduğu görülmüştür.

Traine ve Mansur, 1972 yılında tek ve iki eksenli gerilme hallerinde normal ve lifli betonların basınç dayanımları ile gerilme şekil değiştirme davranışlarını araştırmışlardır [3]. Karışımlarda narinlik oranı 33 ve 60 olan iki tip lif, hacimce %0.5, %1, ve %1.5 oranlarında kullanılmıştır. Elde ettikleri sonuçlara göre; lifli betonların tek eksenli basınç dayanımlarında, lif miktarı ve tipine bağlı olarak, normal betonla kıyaslandığında artma veya önemli bir değişiklik görülmemiştir. Tek eksenli gerilme halinde narinlik oranı 60 ve lif miktarı %1.5 olan karışımlar da basınç %22 oranında artmıştır.

Bayramov ve arkadaşları çelik tel içeriği ve narinliğinin artmasıyla betonların göçmeye kadar enerji yutma kapasitelerinin arttığını ve betonların normal betonlara kıyasla daha sünek bir davranış gösterdiğini ifade etmişlerdir [6].

Beton harcı içerisine lif katılması, betonun eğilme mukavemeti, çekme mukavemeti, elastisite modülü, darbe direnci, yorulma dayanımı, parçalanma ve kırılma dayanımında ve tokluğunda artışlar meydana getirmektedir [1].

Çelik lif katkılı betonların kullanım alanları çok geniştir. Dünyada lifli betondan baraj, kanal, tünel, yol inşaatında istifade edilmektedir. Lifli betonun üstün nitelikleri kesit kalınlıklarının azaltılmasını mümkün hale getirdiğinden, ince kabuk yapılar, kubbelerde, katlanmış plaklarda ve çeşitli mimari nedenlerle ince olması gereken yapı elemanlarında kullanılmaktadır.

3. SİLİS DUMANLI BETONLAR

Silis dumanı; silisyum metali veya ferro silisyum alaşımlarının üretimi sırasında kullanılan elektrik ark fırınlarında yüksek saflıktaki kuvarsitin kömür ve odun parçacıkları ile indirgenmesi sonucu elde edilen çok ince taneli tozdur. Fırınların düşük sıcaklıktaki üst bölümlerinde SiO gazı hava ile temas ederek hızla okside olur ve amorf SiO₂ olarak yoğunlaşarak silis dumanı bileşiminin hemen hemen tamamını oluşturur. Bu malzeme mikrosilis, silis tozu veya silika fume

gibi isimlerle de anılmaktadır. Silis dumanı amorf yapıya sahip olduğundan ve yüksek miktarda SiO₂ içerdiğinden mükemmel bir puzolanik malzemedir [7].

Silis dumanı kullanılarak üretilen betonların fazla miktarda karışım suyuna ihtiyacı vardır. Bunu karşılayabilmek için su azaltıcı katkılarla birlikte kullanılmaları gerekmektedir. Çok ince taneli olduğundan ve terlemeyi azalttığından beton yüzeyinin düzeltilmesi işlemi güçleşmektedir. Çoğu zaman plastik büzülme çatlaklarına neden olan silis dumanı genellikle betonun koyu renk kazanmasına sebep olur [8].

Silika füme ferrokrom tesislerinin bacalarında tutulan ultra incelikteki silis tozlarıdır. Yaygın olarak çimento ve beton sektöründe kullanılmaktadır. Özellikle beton üretiminde silis dumanı gibi ultra incelikteki tanelerin kullanımı, yoğunluğun artırılması dolayısıyla boşlukların azaltılması taze betonun stabilitesinin geliştirilmesi için önemlidir.

Normal Portland çimentosundan yaklaşık 100 kat daha ince olan silis dumanı, bu sayede çimento tanelerinin arasında kalan boşlukları doldurur ve ince boşluklardaki suyun serbest suya dönüşmesini sağlar. Buna karşılık Normal Portland çimentosuyla kıyaslandığında çökme değerlerinde yaklaşık %70 oranında bir azalma durumu meydana gelir. Bu olumsuzluğu bertaraf etmek için günümüzde süper ya da hiper akışkanlaştırıcılar kullanılmaktadır [7].

Silis dumanının süper akışkanlaştırıcılarla birlikte kullanımı ile beton dayanımlarında yüksek değerlere ulaşılacağı kanıtlanmıştır. Bu durum azalan boşluk oranı ve silis dumanının geçiş zonundaki aktivitesi ile açıklanabilir. Silis dumanı betonda kullanıldığında, çimentonun hidratasyonu esnasında ortaya çıkan serbest kireci bağlayarak kalsiyum silikat hidrateyi (CSH) oluşturur. Serbest kirecin bağlanması neticesinde çimento hamuru daha yoğun mikro boşluk yapısına sahip olur, ayrıca ince silis dumanı taneleri agrega-çimento hamuru ara yüzeyini sıkılayıp güçlendirerek daha yüksek dayanımlara ulaşabilen betonlar elde edilmesini sağlar [7, 9, 10].

Silis dumanı katkılı betonda kür koşulları da geçirimsizlik için önemli bir etkidir. Aynı bileşene sahip, aynı oranda silis dumanı içeren iki ayrı betondan kür uygulanmış olanında çok daha düşük seviyelerde kılcal su emme ve klor geçirimsizliği görülmektedir. Bu durum özellikle silis dumanı oranı arttıkça kendini daha da göstermektedir. Bu nedenle silis dumanı oranı arttırıldıkça, kür koşullarına daha çok özen gösterilmektedir.

Şimşek ve arkadaşları, çelik lifli betonlarda %0, %2.5, %5 ve %10 oranlarında silis dumanı, çimento ile yer değiştirerek kullanılmıştır [11]. Numuneler, C25 sınıfında, su/çimento oranı, 0.50 olacak şekilde seçilmiş ve masa tipi vibratörle sıkıştırılarak üretilmişlerdir. 100x100x500 mm boyutlarında üretilen prizma numuneler üzerinde, orta noktasından yüklemeli eğilme deneyi yapılmıştır. Sonuç olarak, çelik lifli betonlara %10 silis dumanı katılması, lifli betona göre eğilme dayanımında, 28 günde %23.5, 90 günde %30.8 ve 120 günde de %18.3'lük bir artış sağlamıştır. Silis dumanlı lifsiz betonların, eğilme dayanımlarında en yüksek değere %2.5 silis dumanı oranında ulaşılmış, %5 ve %10 oranlarında ise azalma görülmüştür.

Köksal ve arkadaşları, silis dumanı ve çelik telin betona katılmasıyla elde edilen numunelerin bazı mekanik özellikleri üzerindeki değişiklikleri araştırmışlardır [12]. Antalya ferrokrom tesislerinden elde edilen silis dumanı ve narinlikleri 65 ve 80 olan iki tip çelik tel çalışmada kullanılmıştır. Net su/çimento oranı 0.38 ve referans çökmesi 12(10-14) cm olan betonlar üretilmiştir. Silis dumanın betona katılma oranları %0, %5, %10 ve %15, çelik tellerin katılma oranları ise %0.5 ve %1'dir. Taze betonlar üzerinde işlenebilirlik, hava içeriği ve birim ağırlık deneyleri yapılmıştır. Sertleşmiş beton numuneleri üzerinde ise basınç dayanımı, yarmada çekme dayanımı ve eğilme dayanımı deneyleri yapılmıştır. Ayrıca, kapalı çevrim sehim kontrollü yükleme çerçevesinde ASTM C 1018 standartlarına [13] uygun olarak yapılan eğilme deneyi ile numunelerin yük-sehim eğrileri elde edilmiş ve toklukları belirlenmiştir. Silis dumanı ve çelik telin birlikte kullanılması betonların yarma ve eğilme dayanımlarını belirgin bir ölçüde artırmıştır.

Erdoğan ve arkadaşları, yaptıkları çalışmada silis dumanı ikamesinin katkılı çimento ile üretilen betonun basınç dayanımına etkisi Portland çimentosu ile üretilen betonun basınç dayanımı ile karşılaştırmalı olarak incelenmiştir [14]. Bu amaçla Portland çimentosu ve katkılı çimento

olmak üzere iki tip çimento kullanılmıştır. Çalışmada 0.60 su/bağlayıcı oranında toplam bağlayıcı 300, 350 ve 400 kg/m³ olacak şekilde çimento miktarının %9 ve %18 oranında silis dumanı ilave edilerek beton üretilmiştir. Karşılaştırma amacı ile her bir çimentodan silis dumanı içermeyen üretimler de gerçekleştirilmiştir. Basınç dayanımları 7 ve 28 gün sonunda elde edilmiştir. Çalışmadan elde edilen bulgulara göre silis dumanı katkılı çimento ile üretilen betonlarda gerek 7 gün gerekse 28 gün sonunda basınç dayanımı üzerinde göz ardı edilmez olumlu katkısı gözlenmiştir. Bu katkı %9 oranında silis dumanı ikamesi ile 7 gün sonunda %50 mertebesine ulaşırken, %18 oranında silis dumanı ikamesi ile 28 gün sonunda %60 mertebesinde olmaktadır.

Ekinci ve Yeğinobalı, çalışmalarında silis dumanı katkılı betonların çarpma dayanımı belirli bir ağırlığın belirli bir yükseklikten düşürülmesi sonucu, beton numune özelliklerinde meydana gelen değişikliklerin izlenmesi yöntemi araştırılmıştır [15]. Sonuçlara göre, silis dumanı katkıları betonun çarpma dayanımını olumlu olarak etkilemektedir. Ancak, katkı oranının %20'nin üstüne çıkarılması durumunda olumlu etki, statik yük dayanımı üzerindeki etkiden farklı olarak, biraz azalabilmektedir.

4. SONUÇLAR

Araştırma sonuçları incelendiğinde çelik tel ve silis dumanı katkılı betonlarda katkısız betonlara nazaran çarpma dayanımının, tokluğun, çekme ve eğilme mukavemetinin arttığı tespit edilmiştir. Tokluğun yüksek olmasından dolayı bu tip betonların deprem bölgelerinde kullanılması çok daha önemlidir.

KAYNAKLAR

1. ACI COMMITTEE 544 1982 Amerikan concrete Institute standartı
2. Sancak,E.,1998,"Hafif Agregalı Beton Blokların Mekanik Özellikleri Üzerine Çelik Lif Kullanımının Etkisi",S.D.Ü.,Fen Bil. Ens., Yüksek Lisans Tezi,Isparta
3. Ünal,O.,1994,"Isıl İşlem Uygulamasının Lifli Beton Özelliklerine Etkisi",İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü, Doktora Tezi, İstanbul.
4. Shah,S.P., Rangan, B.V., 1971,"Fiber Reinforced Concrete Properties", ACI Journal,pp.126-135,Feb.
5. Yiğiter, H., 2002, "Yüksek Performanslı Betonların Süneklik Özelliklerinin Araştırılması", DEÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi, İzmir.
6. Bayramov, S., Taşdemir, C., Taşdemir, M.A., Optimum design of cement-based composites materials using statistical response surface method,Fifth International Congress on Advanced in Civil Engineering, İTÜ,İstanbul, Turkey, September 25-27, pp.725-734.
7. Yeğinobalı, A., 2007, Silis Dumanı ve Çimento ile Betonda Kullanımı, Türkiye Çimento Müstahsilleri Birliği Ar-Ge Enstitüsü, Ankara.
8. Topçu, İ.B., 2006, Yapı Malzemeleri ve Beton, Şahvar Offset, Eskişehir.
9. Mazloom, M., ve Ramezani pour, A.A. ve Brooks, J.J., 2004. Effect of Silica Fume on Mechanical Properties of High-Strength Concrete, Cement and Concrete Composites, 26,pp.347-357.
- 10.Yüzer, N., 1998. Silis Dumanı katkılı Betonarme Elemanlara Klorür Etkisini Hızlandırılmış Korozyon Deneyi ile Araştırılması, Doktora Tezi, Y.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- 11.Şimşek, O., Erdal, M. Ve Sancak, E., Silis Dumanının Çelik Lifli Betonun Eğilme Dayanımına Etkisi, Gazi Üniv.Müh.Mim.Fak.Der.Cilt 20,No 2,s.211-215, 2005, Ankara.
- 12.Köksal, F., Yiğit, İ., Yerlikaya, M., Şahin, Y., Silis Dumanı ve Çelik Tel Kullanımının Yüksek Dayanımlı Betonların Mekanik Özelliklerine Etkisi, 6.Ulusal Beton Kongresi, 16-18 Kasım 2005, İTÜ, Maslak/İstanbul,s.317-326.
- 13.ASTM C 1018 American Society of Testing Materials standartı.
- 14.Erdoğdu, S., Kurbetçi, Ş., Doğan, A., Silis Dumanının Katkılı Çimento ile Kullanımı, 4.Ulusal Beton Kongresi Beton Teknolojisinde Mineral ve Kimyasal Katkılar Bildiri Kitabı, TMMOB İMO, İstanbul, s.257-265.
- 15.Ekinçi, C.E., ve Yeğinobalı, A., Silis Dumanı Katkılı Betonların Çarpma Dayanımı, 4.Ulusal Beton Kongresi(TMMOB İMO), s.25-33, Maya Basın Yayın, İstanbul.

УДК 691.32

РЕГУЛИРОВАНИЕ СВОЙСТВ БЕТОНА ПУТЕМ ВВЕДЕНИЯ РАСШИРЯЮЩИХ ДОБАВОК

к.т.н. Титова Л.А., инж. Бейлина М.И. НИИЖБ ИМ. А.А. Гвоздева

CONTROL OF THE PROPERTIES OF CONCRETE BY INTRODUCING EXPANSION AGENTS

phd. tech. sciences., L. Titova, M.I. Beilina NIIZHB them. A.A. Gvozdev

ƏLAVƏLƏRİN ARTIRILMASI YOLU İLƏ BETONUN XASSƏLƏRİNİN TƏNZİMLƏNMƏSİ

t.e.n. Titova L.A., mühəndis Beylina M.İ. A.A.Gvozdev adına NİİJB

Аннотация: В статье рассматриваются вопросы регулирования свойств бетона путем введения расширяющих добавок.

Одним из направлений развития и совершенствования бетона и железобетона является разработка новых теоретических подходов и их реализация в промышленности при получении вяжущих и бетонов нового поколения, обеспечивающих надежность и долговечность конструкций и сооружений.

С учетом многофакторности и сложного композиционного строения цементов и бетонов можно прогнозировать формирование структуры этих материалов, регулируя их свойства введением различных компонентов, в частности добавок.

Для повышения эксплуатационных характеристик бетонов в настоящее время широко используются минеральные добавки, среди которых особое место занимают расширяющие. Введение таких добавок, как расширяющие, в бетон на портландцементе позволяет обеспечить высокую водонепроницаемость, трещиностойкость и долговечность конструкции. При этом новый бетон с использованием расширяющей добавки не только обладает всеми положительными характеристиками бетона на портландцементе, но и нивелирует негативные его стороны: низкие показатели непроницаемости, растяжения при изгибе, большую величину усадки.

Для компенсации усадочных явлений в конструкциях из бетонов общестроительного назначения используются расширяющие и напрягающие цементы. Напрягающий цемент (НЦ) отличался от традиционных портландских и расширяющих цементов не только тем, что он в процессе твердения, увеличиваясь в объеме имеет деформации расширения, превышающие усадочные, но и тем, что расширение развивается в период, когда структура бетона уже начинает формироваться, но еще склонна к пластическим деформациям, позволяя получать бетоны высокой прочности, плотности и долговечности. Однако несмотря на ценные свойства этого вяжущего он не находит широкого применения по технологическим и экономическим причинам.

Ключевые слова: Бетон, добавки

Summary: In article questions of regulation of properties of concrete by introduction of the expanding additives are considered. One of the directions of development and improvement of concrete and reinforced concrete is the development of new theoretical approaches and their implementation in industry binders and concretes of a new generation, ensuring the reliability and durability of constructions and structures.

Given the multifactorial and complex composite structure of cements and concretes can predict the formation of the structure of these materials, adjusting their properties by the introduction of various components, in particular additives.

To improve the performance of concrete is now widely used mineral supplements, among which a special place is occupied extend. The introduction of additives such as an extender, in the Portland cement concrete to ensure high resistance, crack resistance and durability. The new concrete using the expanding additive not only has all the good characteristics of Portland cement concrete, but also eliminates its negative aspects: low impermeability, tensile, Flexural, a large amount of shrinkage.

To compensate for the shrinkage phenomena in structures of concrete, General construction purposes are expansive and self-stressing cements. Straining cement (NC) differed from traditional Portland and expanding cements not only the fact that he is in the process of hardening, increasing in volume has expansion deformations exceeding the shrinkage, but also the fact that the expansion develops in the period when the concrete structure is starting to take shape, but still prone to plastic deformation, allowing to obtain high strength concrete, density and durability. However, despite the valuable properties of this binder it is not widely applied for technological and economic reasons.

Key words: Concrete, additives.

Xülasə : Məqalədə əlavələrin artırılması yolu ilə betonun xassələrinin tənzimlənməsi məsələləri araşdırılır. Beton və dəmir-betonun inkişafı və təkmilləşdirilməsi istiqamətlərindən biri konstruksiya və qurğuların etibarlılığını və uzunömürlülüyünü təmin edən yeni nəzəri yaxınlaşmalar sənayedə yeni betonun və yapışdırıcıların alınmasında tətbiqini təmin etməkdir.

Betonun istismar xarakteristikalarının yükəldilməsi üçün mineral qatqılar arasında xüsusi yeri olan genişləndirilən qatqılar geniş istifadə olunur. Bu qatqıları portlandsementə daxil etməklə betonun yüksək sukeçirməzliyi, çatadavamlılığı və uzunömürlülüüyü təmin olunur. Bu halda genişləndirən qatqılar istifadə

olunmaqla portlandsement əsasında əldə olunan beton bütün müsbət xarakteristikalara malik olmaqla yanaşı onun mənfə cəhətlərini düzləndirir.

Ümumi inşaat məqsədli betondan olan konstruksiyalarda betonun yığılma təsirlərini əvəz edən genişləndirici və gərginləşən sementlərdən istifadə olunur. Bütün qiymətli xassələrə baxmayaraq bu yapışdırıcılar texnoloji və iqtisadi səbəblərdən geniş tətbiq olunmur.

Aşar sözlər: beton, qatqılar.

Одним из направлений развития и совершенствования бетона и железобетона является разработка новых теоретических подходов и их реализация в промышленности при получении вяжущих и бетонов нового поколения, обеспечивающих надежность и долговечность конструкций и сооружений.

С учетом многофакторности и сложного композиционного строения цементов и бетонов можно прогнозировать формирование структуры этих материалов, регулируя их свойства введением различных компонентов, в частности добавок.

Для повышения эксплуатационных характеристик бетонов в настоящее время широко используются минеральные добавки, среди которых особое место занимают расширяющие. Введение таких добавок, как расширяющие, в бетон на портландцементе позволяет обеспечить высокую водонепроницаемость, трещиностойкость и долговечность конструкции. При этом новый бетон с использованием расширяющей добавки не только обладает всеми положительными характеристиками бетона на портландцементе, но и нивелирует негативные его стороны: низкие показатели непроницаемости, растяжения при изгибе, большую величину усадки.

Необходимо отметить, что разработано много путей повышения эффективности применения бетона в строительстве, варьируя количеством и качеством компонентов бетонной смеси, технологией приготовления, укладкой и уплотнением смеси в конструкции и др. факторами. Однако ни один из технологических способов не может в полной мере ликвидировать такой недостаток бетона на портландцементе, каким является усадочные деформации.

Для компенсации усадочных явлений в конструкциях из бетонов общестроительного назначения используются расширяющие и напрягающие цементы. Напрягающий цемент (НЦ) отличался от традиционных портландских и расширяющих цементов не только тем, что он в процессе твердения, увеличиваясь в объеме имеет деформации расширения, превышающие усадочные, но и тем, что расширение развивается в период, когда структура бетона уже начинает формироваться, но еще склонна к пластическим деформациям, позволяя получать бетоны высокой прочности, плотности и долговечности. Однако несмотря на ценные свойства этого вяжущего он не находит широкого применения по технологическим и экономическим причинам.

В то же время за рубежом для бетонов с аналогичными свойствами широко используются расширяющие добавки (РД), получаемые либо химическим путем, либо синтезированием. Однако стоимость зарубежных РД высока.

В России в (НИИЖБе) разработана большая гамма расширяющих добавок. Особенностью российских расширяющих добавок является то, что они могут быть получены как по обжиговой, так и по безобжиговой технологии. В качестве сырьевых материалов для получения таких добавок могут быть использованы природные материалы и промышленные отходы. Особый интерес представляет утилизация крупнотоннажных отходов, которая позволяет решать проблемы ресурсосбережения в строительстве, охраны окружающей среды и экологические задачи.

Добавки эти вводят или в мельницу при производстве цементов или в бетоносмеситель непосредственно при приготовлении бетонной смеси. Введение расширяющей добавки непосредственно в бетонную смесь в процессе ее приготовления позволяет регулировать энергию расширения вяжущего, используя для этих целей портландцементы общестроительного назначения.

Введение расширяющих добавок в бетонную смесь на портландцементе вызывает расширение цементного камня, увеличение объема твердой фазы, образующейся при гидратации цемента. Изучение процесса гидратации цементов на расширяющих добавках и бетонов на их основе показало, что скорость образования продуктов гидратации, вызывающих расширение в системе, и рост прочности во многом зависит от вида, активности и количества расширяющей добавки.

Таким образом, свойства цементного камня и бетона на его основе можно прогнозировать путем регулирования количества и качества расширяющей добавки.

Для оценки возможности получения бетонов с различными свойствами были проведены сравнительные испытания при введении расширяющих добавок различного качественного и количественного состава. В качестве контрольного был выбран бетон класса В30, при приготовлении которого в бетонную смесь на портландцементе вводилось различное количество добавок сульфоалюминатного типа.

Для сравнения исследовался бетон той же подвижности с использованием напрягающего цемента и портландцемента (без расширяющей добавки). Результаты испытания приведены в таблице 1.

Таблица 1

Вид вяжущего	Расход вяжущего		Пористость		Водопоглощение		Физико-технические показатели бетона в возрасте 28с.				
	ПЦ, кг	РД, кг	λ	α	По массе $W_m, \%$	По объему $W_o, \%$	R_p , МПа	$R_{сж}$, МПа	$B_{тб}$, МПа	W	F
ПЦ М500Д0	400	-	1,23	0,96	5,2	9,2	-	40,1	6,1	8	200
	460	-	0,98	0,84	4,35	7,4	-	43,3	6,3	8	300
Бетон с комп. усадкой на РД	370	30	0,69	0,83	4,65	7,4	0,73	42,1	7,0	16	400
	425	35	0,68	0,81	3,66	6,98	0,81	44,5	7,3	20	500
Напрягающий бетон на РД	355	45	0,66	0,81	4,18	6,9	1,25	45,2	7,4	20	500
	405	55	0,5	0,76	3,04	6,3	1,44	47,3	7,8	20	500
Напрягающий бетон на НЦ	400	-	0,69	0,8	4,32	6,93	4,20	42,7	7,6	18	500

Анализ полученных данных позволит констатировать:

Бетон на РД в количестве $7,5 \div 8\%$ от веса вяжущего способствует снижению водопоглощения бетона на $12 \div 15\%$.

Введение в состав вяжущего $10 \div 12\%$ РД способствует снижению водопоглощения на $15 \div 25\%$.

Снижение водопоглощения бетона следствие уплотнения структуры благодаря уменьшению пористости (сокращению среднего размера пор и количества открытых пор).

Величина среднего размера пор λ , хотя и является только качественным показателем, но тем не менее позволяет судить о поровой структуре бетона. Также можно косвенно судить о долговечности бетона по однородности размера пор (α).

Как видно из представленных данных увеличение содержания РД с 7% до 13,5% приводит к значительному увеличению самонапряжения, прочности на растяжение при изгибе и сжатии, как следствие, к увеличению марки бетона по водонепроницаемости (свыше W20) и морозостойкости (свыше F500).

Известно, что основные свойства структуры цементного камня (кинетика роста прочности, расширения и самонапряжения) зависят от образовавшегося при гидротермальном твердении гидросульфоалюмината кальция. Свойства последнего обусловлены многими факторами, в том числе такими, как природа алюминатного компонента, расширяющей добавки, ее качественный и количественный состав, состав исходного портландцемента и др.

Объемные деформации твердеющей структуры зависят от степени гидратации, количества воды, необходимой для полной гидратации, степени заполнения порового пространства. Расширение цементного камня связано с увеличением объема твердой фазы, образующейся при гидратации, и вызывается той ее частью, которая не способна разместиться в поровом пространстве гидратирующей структуры.

В результате многолетних исследований были теоретически обоснованы и разработаны добавки, которые позволяют регулировать физико-механические и эксплуатационные характеристики бетонов, получая при необходимости как бетон с компенсированной усадкой, так и напрягающие бетоны. Заранее задавая свойства бетонов, можно определить область их применения для любого вида конструкций нового поколения с высокими эксплуатационными свойствами. Такие бетоны с использованием расширяющих добавок с портландцементными общестроительного назначения позволяет увеличить трещиностойкость конструкций, их водонепроницаемость, исключает гидроизоляцию всех видов, значительно ускоряет ввод сооружений в эксплуатацию и повышает надежность и долговечность конструкций и сооружений.

Литература

1. Титова Л.А., Бейлина М.И., Гончарова Ю.В. Опыт применения расширяющих добавок на стройках г. Москвы. Сборник трудов VII Международного научно-методического семинара. 2001г.
2. Титова Л.А., Бейлина М.И. Расширяющие добавки для бетонов нового поколения. Бетон и железобетон №4, 2001г.

Авторы:

Лариса Анатольевна ТИТОВА, канд. техн. наук., зав. лаб № 7 «Лаборатория самонапряженных конструкций и напрягающих бетонов

Тел. 8(499)174-71-80, e-mail: Niizhb_lab7@mail.ru

Larisa TITOVA, PhD. tech. Sciences., head. lab № 7 Lab samonapryazhennye structures and prestressing of concrete

Майя Исааковна БЕЙЛИНА, старший научный сотрудник лаб. № 7 «Лаборатория самонапряженных конструкций и напрягающих бетонов»

тел. 8(499) 174-71-81, e-mail: niizhb_lab7@mail.ru

Maya Isaakovna BEILINA, senior researcher of the lab. No. 7 "Laboratory samonapryazhennye structures and prestressing of concrete"