



УДК 72.036

Р.С. Айдаров – заслуженный архитектор РТ, доцент
Казанский государственный архитектурно-строительный университет (КазГАСУ)

АРХИТЕКТУРА МНОГОКВАРТИРНЫХ ДЕРЕВЯННЫХ ДОМОВ КАЗАНИ КОНЦА XIX-НАЧАЛА XX ВЕКОВ

АННОТАЦИЯ

В статье изложены результаты исследования деревянной городской профессиональной архитектуры. Источниками исследования явились архивные и натурные материалы. Выявлены объемно-планировочные и конструктивные признаки многоквартирных домов, их размещение в застройке участка, основные приемы внутренней отделки и внешнего декоративного убранства. Рассмотрены некоторые отличия в архитектуре деревянных многоквартирных домов, расположенных в татарских слободах.

R.S. Aydarov – honorable architect of RT, associate professor
Kazan State University of Architecture and Engineering (KSUAE)

ARCHITECTURE OF TIMBER MULTIFAMILY HOUSING OF KAZAN AT THE TURN OF XIX-XX CENTURIES

ABSTRACT

The article summarizes the archival and in situ research of timber multifamily housing of Kazan. The space-and-planning modes and specific features of multifamily houses are revealed; location on the building site, constructive solutions, location of entrances, terraces, balconies, galleries were studied. Interior fretwork decoration methods of houses were showed.

Деревянная архитектура жилых домов Казани второй половины XIX-начала XX веков – малоизученная страница истории архитектуры Среднего Поволжья. Изучение деревянной архитектуры как массовой жилой застройки важно с точки зрения сохранения преемственности практического опыта застройки кварталов малой и средней этажности, организации внутриквартальных пространств, опыта архитектурно-планировочных и композиционных решений жилой среды с использованием деревянных материалов. Современный зарубежный опыт показывает, что деревянные конструкции идут в ногу со временем и имеют огромные перспективы использования в свете проблем экологии и ресурсосбережения.

В 2000 году в Казани было 770 памятников истории и культуры, в 2005 году – 530, количество их продолжает стремительно сокращаться. До 1990-х годов деревянные жилые и общественные здания Казани поквартально сохранялись в центральной исторической части города (улицы Тельмана, Касаткина, Бехтерева, Козмодемьянская, Федосеевская, Подлужная, Гоголя, Достоевского, Вишневого, Калинина, Бутлерова, Чехова, Волкова, Шмидта, Свердлова, Тихомирнова, Спартакoвская, Тукаевская, К. Насыри и др). Сегодня лишь отдельные фрагменты деревянной застройки остаются в центральной части города и больше на его окраинах. По нашим приблизительным подсчетам, на 2004 год из 200 улиц с исторической

деревянной застройкой второй половины XIX-начала XX веков оставалось 52 улицы.

Во второй половине XIX века, несмотря на увеличение объемов кирпичного строительства, дерево оставалось основным строительным материалом. Деревянные жилые дома строились различных типов, размеров, стилей, архитектурно-художественного оформления. Богатая типология жилых зданий позволяет говорить о неисчерпаемых возможностях этого строительного материала. Городской пейзаж с участием деревянной застройки имел свои характерные признаки в разных ландшафтных условиях Казани.

Дома строились различные по размерам, расположению, достатку и планировке. Они различались по социальной принадлежности: купцы, мещане, духовенство, ремесленники, разночинцы, крестьяне; по архитектурно-градостроительному типу: жилая усадьба, промышленная усадьба, особняк, многоквартирный дом; по достатку: богатые, середнячки и бедные. Строительство деревянных домов Казани не допускалось без согласования предварительно составленного проекта. Такие проекты, прошедшие согласование в строительной комиссии, учрежденной при Городской управе, хранятся в фондах Государственного национального архива Республики Татарстан и явились источником исследования, наряду с натурным исследованием сохранившихся домов.



В конце XIX века жилая застройка непрерывно уплотнялась, в усадьбах сокращались надворные постройки: каретники, амбары, ледники, конюшни, особенно сады, от которых оставались жалкие остатки деревьев. Вместо них строятся жилые флигели, представляющие собой многоквартирные жилые дома, которые сдаются в аренду. Преобладающим типом усадьбы становится домовладение с компактным размещением построек по двум и трем, или четырем сторонам двора. В исследовании выявлены разновидности многоквартирных деревянных домов: трехквартирные, четырехквартирные, шестиквартирные, восьмиквартирные, десятиквартирные.

В татарских слободах преобладающим типом была усадьба, соединяющая жилую и торговую функции. По итогам обобщения архивных и натурных материалов можно выделить несколько разновидностей деревянных домов, строившихся в Старотатарской и Новотатарской слободах. Это, прежде всего, традиционный двухэтажный деревянный дом на большую зажиточную семью. От сельского он отличался более крупными размерами и усложненной планировкой, большим количеством комнат, их могло быть 10-12 (проект дома Ситдика Мусина по ул. Большой Мещанской, 1902 г. (рис. 1), проект дома Мухамеда Яушева по ул. Малой Мещанской, 1902 г. (рис. 2). При незначительном изменении такой дом мог иметь поэтажное деление на две, четыре квартиры. При этом семья хозяина жила наверху, а нижняя часть сдавалась квартирантам.

Другой тип дома – это компактный двухэтажный полукаменный дом на семью среднего достатка. Его планировка отличалась тем, что первый этаж отводился лавке или ремесленной мастерской, второй этаж был жилой и представлял пяти- или шестистенник с 4-5 комнатами. Основное новшество в планировке заключалось в том, что сени выносились из центральной части дома и пристраивались к его длинной стороне (проект дома Шаги Забирова, 1868 г. (рис. 3).

На рубеже XIX-XX веков наиболее распространенным типом массовой деревянной застройки становится многоквартирный дом. Происходит уплотнение надворных построек за счет развития внутриквартального жилищного строительства. Имеющиеся по периметру участка интервалы заполняются двухэтажными жилыми домами на несколько квартир. Доходные дома частных домовладельцев нередко представляли собой целые комплексы, занимающие жилой функцией все дворовое пространство. Из надворных построек остаются туалеты, дровяные склады, амбар. Распространенной схемой становится постройка двух пристроенных один к другому деревянных жилых домов. Один из них индивидуальный, другой доходный двухэтажный, сдаваемый внаем. Выявлены конструктивные типы домов: четырехстенник,

пятистенник, шестистенник, семистенник, восьмистенник.

Пятистенник представлял собой сруб – четырехстенник с одной внутренней бревенчатой стеной. Дом-шестистенник – срубную структуру с двумя внутренними бревенчатыми стенами. Семи- и восьмистенники образовывались за счет увеличения размеров дома и числа внутренних несущих бревенчатых стен: четыре наружных и три-четыре внутренних.

В исследуемый период появляются новые приемы планировки многоквартирного деревянного дома. Дом-восьмистенник для Мухамета Сабир Ахмадеева во второй (Забулачной) части, в квартале № 241, стоял по улице Евангелистовская (рис. 4). Конструктивная основа дома представляла новое решение. Три внутренние стены идут в поперечном направлении, образуя четыре квартиры. Еще одна бревенчатая стена пристроена к продольной стороне дома, образуя длинные сени или наружный коридор. Размеры дома – 15х20 сажень, с торцов расположены двухкомнатные квартиры. Из передней два входа ведут в две комнаты, объединенные одной печью. Две квартиры по центру дома значительно больше по размерам и имеют по четыре комнаты. Входы в нижние и верхние квартиры изолированы. Большие квартиры имеют в сенях свои отдельные туалеты.

Примером десятиквартирного двухэтажного дома являлся дом И.Е. Дружинина в четвертой (Суконной) части в квартале №138 по улице Набережная Кабана, проект 1901 года (рис. 5). Прямоугольный участок, вытянутый в глубь квартала, выходит на другую улицу – Пески. На участке уже существуют полукаменный дом хозяина и жилой флигель, возможно уже сдаваемый под квартиры. Проектом предусматривается строительство деревянных служб, предназначенных для ремесленного производства, и деревянного дома на 10 квартир. Дом поставлен на красную линию улицы. Вход в дом устроен со двора через длинную галерею. В каждую квартиру второго этажа ведет своя лестница. Восемь торцевых квартир имеют по три комнаты. Две квартиры, расположенные в центральной части, имеют коридор и пять комнат. Планировка многоквартирных домов связана с удобством отопления жилых комнат. Как правило, вокруг одной печи могло быть от двух до четырех комнат, имевших смежные двери. Нередко использовались голландские печи. Часто комнаты были проходными.

Отделка внутренних стен и потолков во второй половине XIX века претерпевает изменения. В состоятельных домах внутренние стены штукатурились, так же, как и потолки, которые украшались розетками. Часто стены покрывают шпалерами – бумажными цветными обоями. Дощатые стены остаются в сенях, кухнях. Облик внутреннего пространства дополняли филанчатые

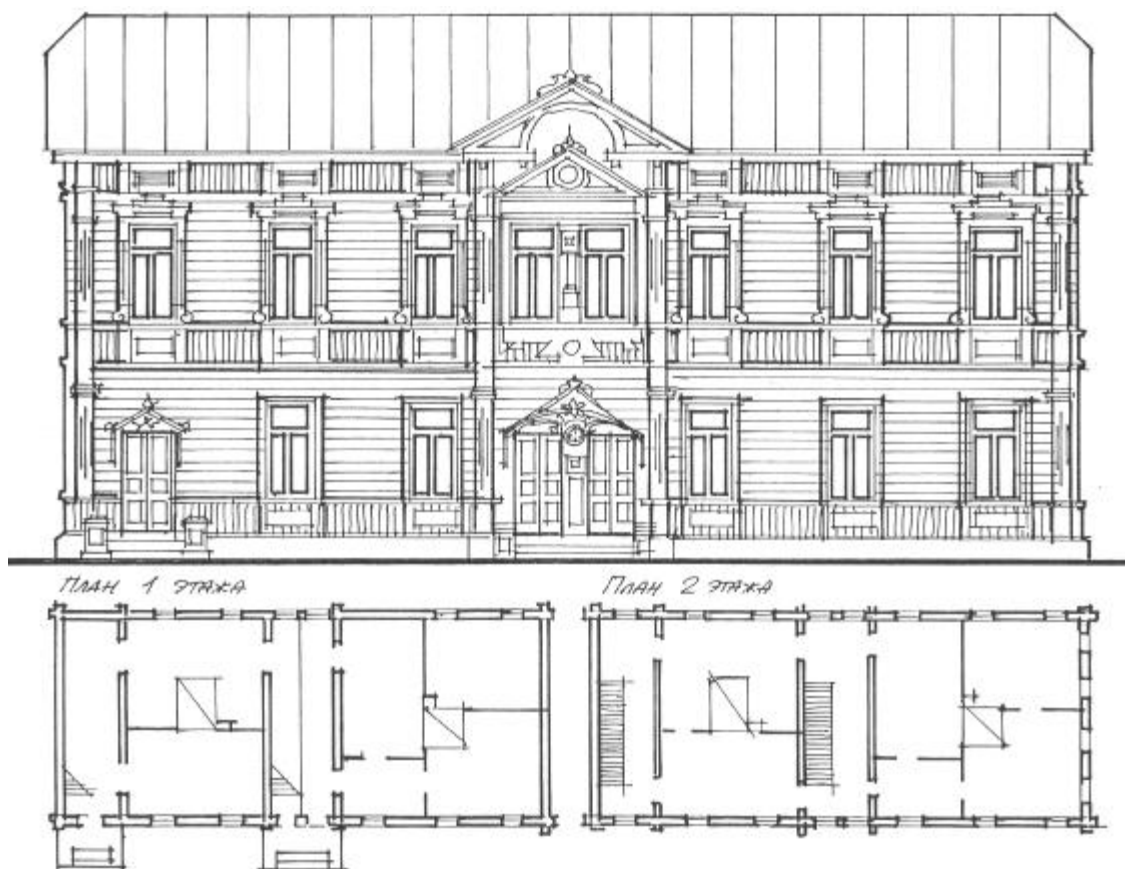


Рис. 1. Фасад и планы дома Ситдика Мусина. Проект 1902 года

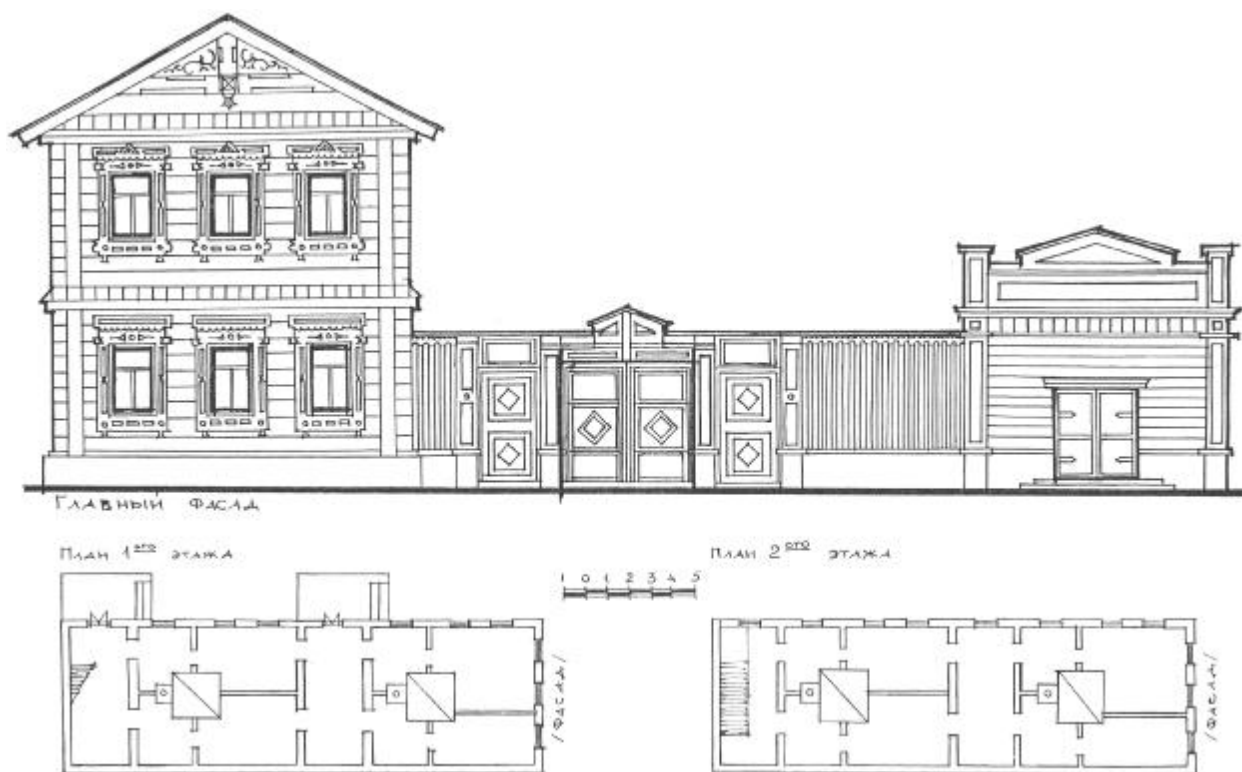


Рис. 2. Фасад и планы дома Мухамеда Яушева. Проект 1902 года

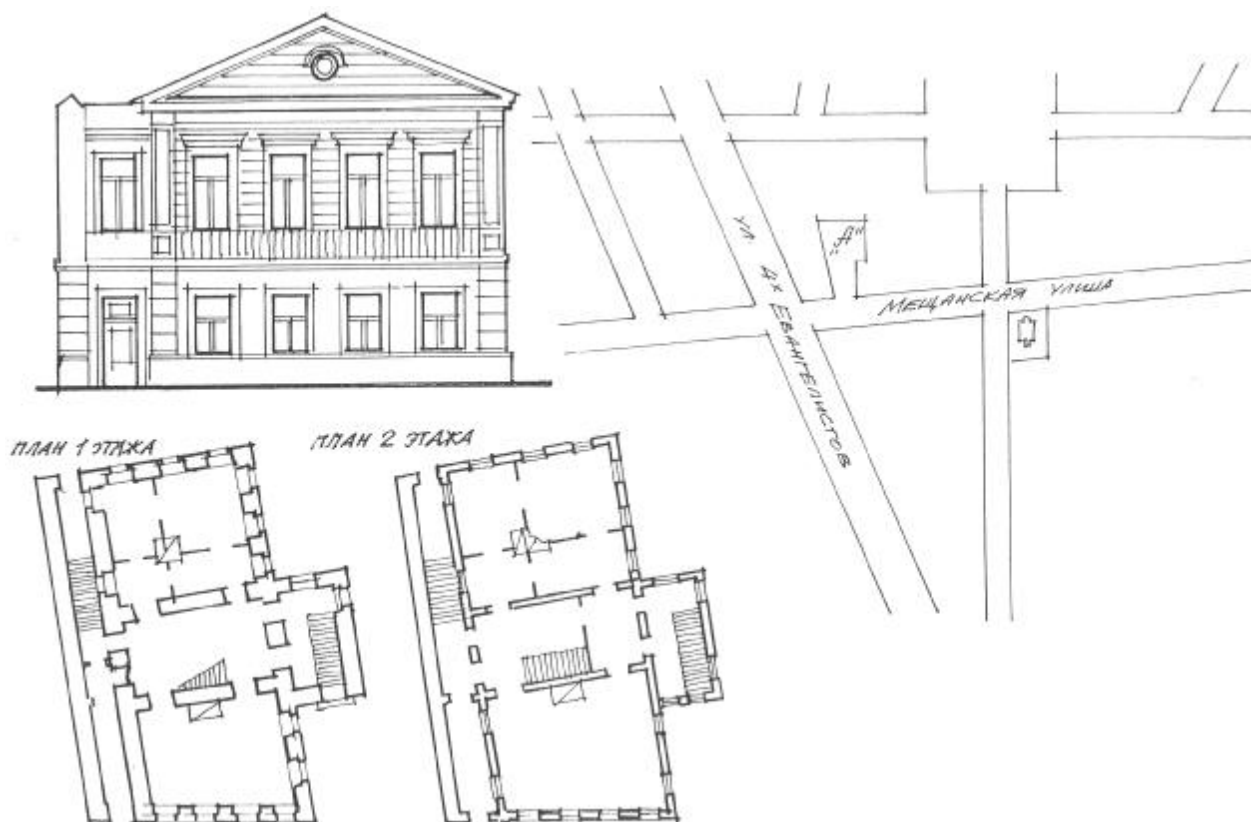


Рис. 3. Генплан, фасад и планы дома Шаги Забитова. Проект 1868 года

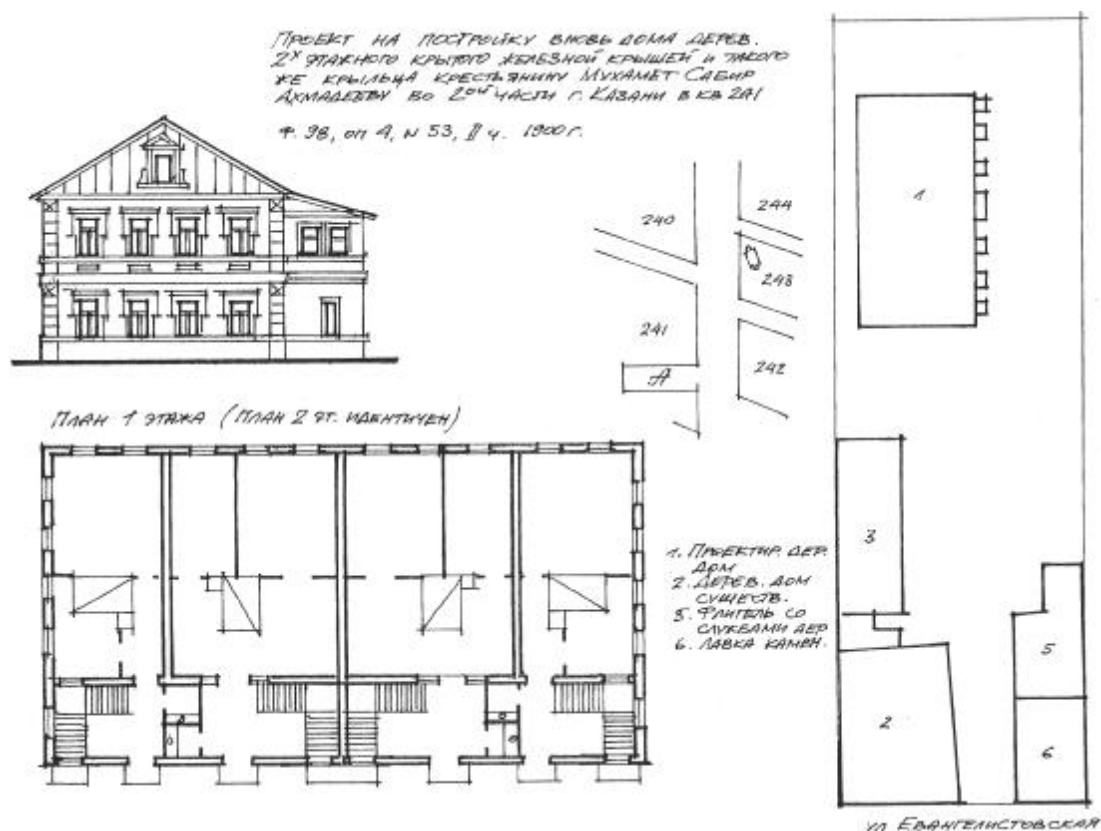


Рис. 4. Дом Мухамет Сабир Ахмадеев. Проект 1900 года

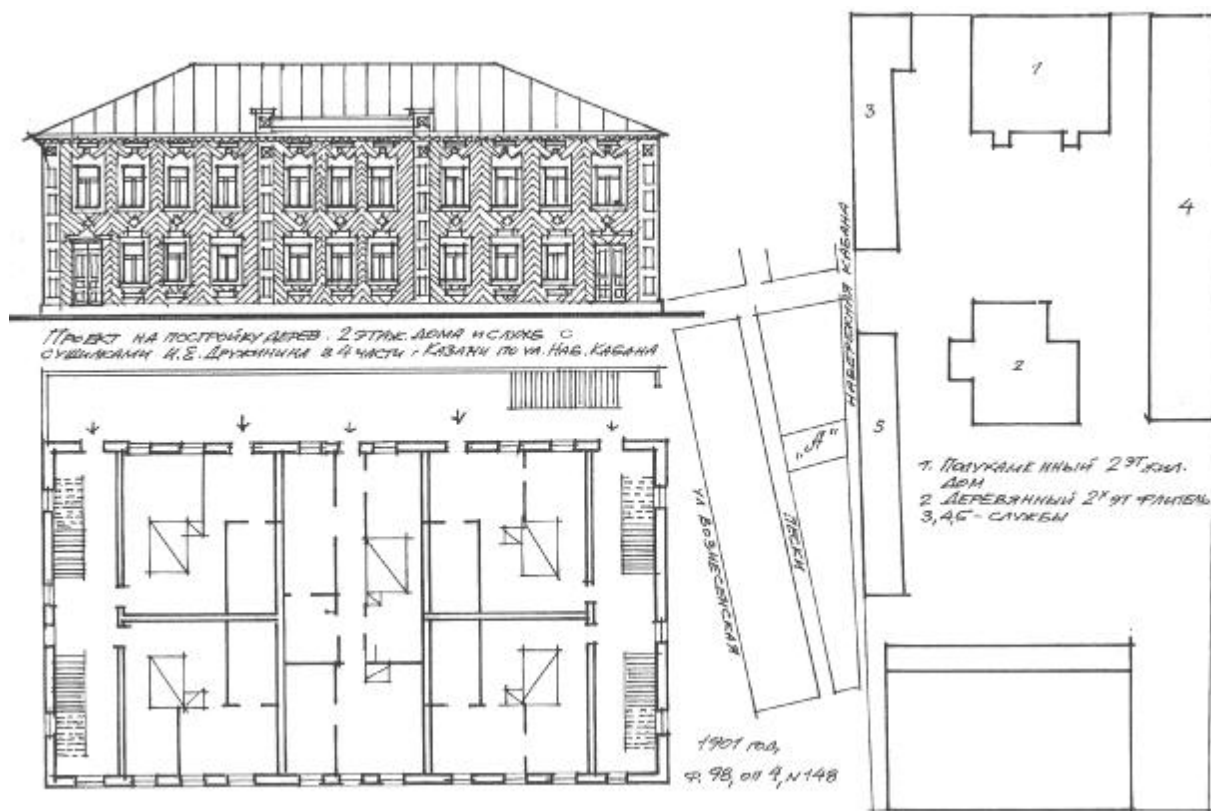


Рис. 5. Дом И.Е. Дружинина. Проект 1901 года

двери, а также модная мебель – венские стулья, буфеты, книжные шкафы, диваны. Для вечернего освещения жилых комнат служили керосиновые лампы. Обязательной принадлежностью были самовары, цветы на окнах. Новшеством была покраска полов, что представляло собой новый уровень комфорта, гигиены и эстетики жилых комнат.

Наружное оформление жилых домов, детали фасадов претерпевали значительные изменения. Они отражали новые технические и эстетические возможности, новую эстетику времени. Снаружи дома обшивались тесом: горизонтально, вертикально или «в елочку». Крыши непременно покрывались железными листами. При обшивке домов тесом появлялась дополнительная возможность для покрытия плоскостей фасада резным декором. На фасадах домов появляются кованые ажурные элементы. Кованым декором украшались печные и водосточные трубы. Входные крыльца устраивались в виде навесов, опирающихся на железные, художественно проработанные кронштейны. Особенностью зажиточных деревянных домов было устройство террас, балконов, лоджий. Обязательными были наличники, фронтовые окна, нередко – аттиковые стенки.

Стилевое решение деревянных домов включало:

- приемы позднего классицизма (осевые композиции, пилястры, аттики, наличники с глухой резьбой);

- эклектику (ажурный декор, башенки, вазоны и др.);
- модерн (упрощение форм и деталей, подчеркивание конструктивной основы).

Внешнее оформление домов различных слоев общества объединяло повышенное содержание декоративно проработанных плоскостей. В верхней части города оформление фасадов делалось с использованием резного декора. При этом применялись различные виды резьбы: глухая – выемчатая, выпуклая; пропильная (лобзиком на основе трафаретов). Резной декор покрывал основные элементы фасада. Украшались карнизы, фриз, углы домов, фронтоны крыш, причелины (доски, идущие вдоль скатов крыш со стороны фасада), крыльца, балконы, террасы, лоджии, слуховые окна, наличники. Наличники делались разнообразными по форме: пропильная – плоская резьба со створками, без створок, зубчатый, ступенчатый орнамент, городковый орнамент. Мотивы орнамента – солярные, веерные, зооморфные, геометрические и другие.

В татарских домах, в отличие от русских, не было балконов, террас, выходящих на улицу. Характерными традиционными элементами были застекленные переходные галереи по второму этажу. Но на рубеже XIX-XX веков их становится меньше. Традиционный забор татарского дома первой половины XIX века состоял из двух частей: нижней (глухой) и верхней (с просветами), посредством устройства балюстрады поверх сплошной тесовой обшивки. Весьма



упрощенные аналоги таких заборов сохранились до наших дней на окраинах Новотатарской слободы по улице Дулат Али: дома №№ 8, 11, 14. В поселке Залесном эта традиция отчасти находит свое продолжение в усадьбах домов №№ 9, 97, только заборы ниже и их оформление попроще. В начале XX века заборы татарских домов все чаще проектируются без решетчатого верха (дом Мухамеда Яушева, 1902 г.).

Накладная орнаментация плоскостей методом аппликации характерна для татарской части города. Из тесовых геометрических фигур выкладывался орнамент. Татарские дома, как правило, обшивались дощечками, подобранными в определенном порядке. Появлялись горизонтальные нашивные пояски, сохранялись традиционные наличники в виде полочек на кронштейнах. Декор включал дощечки в виде ромбов, квадратов, кругов, мотивов птицы, растительного орнамента, которые прибивались и полихромно раскрашивались масляными красками. Ими оформлялись наличники окон, ворота, углы домов, заборы. Наружные двери украшались скромной неглубокой выемчатой резьбой. Окна делались разнообразными по величине и по форме: прямоугольные, полукруглые, арочные, стрельчатые. Характерно использование в отдельных случаях цветного стекла.

Высокие крыши покрывались железом, фронтовая ниша, углубленная на 40-50 см, имела стрельчатое, килевидное или полуциркульное завершение. В глубине ниши располагалось трех- или двухстворчатое окно. Оно оформлялось колонками или балюстрадой. Декор в виде сияния набирался из разных по величине и форме заостренных дощечек, раскрашенных в разные цвета – голубой, желтый, зеленый. Такое оформление фронтовых окон, описанное исследователями татарской народной архитектуры, в архивных проектах не встречается.

Можно полагать, что это отголоски народной традиции, которые проникали в профессиональную архитектуру, путем декоративной доработки проекта в ходе строительства дома. К началу XX века декор становится сдержаннее, но углубленные фронтовые ниши и оформление их балясинами до сих пор встречаются в современных татарских усадьбах на окраинах города, например в поселке Залесном. Архитектура многоквартирных деревянных домов явилась первым опытом развития массового жилища в Казани.

Литература

1. Гайнутдинов И.Г. Сельская усадьба казанских татар середины XIX века. // Архитектурное наследство, 1983, №31. – С. 57-65.
2. Валеев Ф.Х. Орнамент казанских татар. – Казань, 1969. – 201 с.
3. Валеева-Сулейманова Г.Ф., Шагеева Р.Г. Декоративное прикладное искусство казанских татар. – М.: Сов. художник, 1990. – 210 с.
4. Айдарова Г.Н. Татарские слободы Казани: архитектурно-градостроительное развитие и методологические аспекты реконструкции. – Казань: КазГАСУ, 1999. – 95 с.
5. Айдаров Р.С. Деревянная застройка казанских улиц второй половины XIX-начала XX веков. // Известия КазГАСУ, 2007, №7 (8). – С. 5-11.
6. Айдаров Р.С. Архитектурно-конструктивные элементы и железная начинка казанского деревянного дома второй половины XIX-начала XX веков. // Сб. научных трудов «Тезисы докладов республиканской научной конференции». – Казань: КазГАСУ, 2008. – С. 3-4.
7. Айдаров Р.С. Интерьер татарского казанского дома XIX века. // Дизайн-ревью, 2005, №1-2. – С. 32-36.



УДК 72.03 (470.40)

С.С. Айдаров – доктор архитектуры, профессор

Х.Г. Надырова – кандидат архитектуры, доцент, заведующая кафедрой архитектурной композиции

Казанский государственный архитектурно-строительный университет (КазГАСУ)

РАЗВИТИЕ АРХИТЕКТУРЫ ВОЛЖСКО-КАМСКОЙ БУЛГАРИИ X-НАЧАЛА XIII ВЕКОВ

АННОТАЦИЯ

Статья посвящена процессу становления и развития монументальной архитектуры городов Булгарии. Рассмотрены планировочные структуры основных типов зданий и сооружений: мечети, минарета, бани-хаммам, караван-сарая. Помимо культовых и общественных зданий в Булгарии получила развитие жилая архитектура. Элементы благоустройства, водоснабжение, водоотведение и подпольное отопление говорят о высоком для того времени уровне санитарно-технического развития монументальной архитектуры Булгарии.

S.S. Aidarov – doctor of architecture, professor

K.G. Nadirova – candidate of architecture, associate professor, head of Architectural Composition department

Kazan State University of Architecture and Engineering (KSUAE)

THE DEVELOPMENT OF VOLGA-KAMA BULGARIA'S ARCHITECTURE IN X-XIII CENTURES

ABSTRACT

The article is devoted to establishing and development of monumental architecture of Bulgar cities. The planning structures of main types of such buildings as mosque, minaret, bath-khammam, and caravansarai are considered. In Bulgaria in addition to cult and public buildings the dwelling architecture was also developed. The elements of design, water supply, sewage and under floor heating point to a high level of sanitary-technical development of Bulgar monumental architecture.

Волжско-Камская Булгария – средневековое государство, располагавшееся в X-нач. XIII вв. в основном на территории современного Татарстана. Архитектура Булгарии исследована преимущественно по остаткам монументальных зданий городов Биляра и Суvara [1]. За последние десятилетия выявлены и исследованы остатки кирпично-каменных и деревянных построек различного характера [2, 3, 4, 5, 6]. В данной статье предпринята попытка восстановить процесс становления и развития архитектуры Булгарии.

В начале X в. в качестве государственной религии был принят ислам. Это обусловило определенную направленность развития архитектурно-градостроительной культуры в Волжско-Камском регионе. К X в. в регионе сложилась достаточно развитая строительная культура. В первую очередь она проявлялась в оборонительных сооружениях городов. Простейшим из них был тын из вертикально вбитых в землю вплотную друг к другу бревен с заостренным верхом. Более надежным был другой тип. Бревна укладывались друг на друга горизонтально и заостренными концами вставлялись в пазы мощных, вертикально вбитых в землю столбов. Города укрепляли также двумя параллельными бревенчатыми стенами, поставленными на расстоянии 2-х м друг от друга. Промежуток между стенами засыпался утрамбованной глиной с камнями [7, с. 26]. Наиболее мощным типом оборонительных сооружений региона

были городни – срубные клетки, установленные поверх валов (часто укрепленных в толще такими же клетями) и заполненные глиной, камнями и землей. Поверх городен шел боевой ход под двускатной крышей. На расстоянии двух пролетов стрелы, выпущенной из лука, стены прорезали башни. Они были угловые, простеночные глухие или проездные, прямоугольные или восьмигранные в плане. В 1930-е гг. в Суварском городище были выявлены именно такие конструкции оборонительного пояса древнего г. Суvara [8, с.140]. Проездные башни имели шатровое завершение и ворота. С освоением техники белокаменного строительства, помимо деревянных стен и башен, в регионе стали возводить и каменные оборонительные сооружения. Сохранилась одна из каменных башен крепости – рибата XI-XII вв. на Елабужском (Чертовом) городище вблизи г. Елабуги [9, с. 7-55]. Выявлены археологические остатки каменной стены и проездной башни булгарской крепости, располагавшейся на северной окраине Булгарского государства и на месте которой получил развитие город Казань [5, с. 22-40]. Как правило, каменные сооружения возводились из грубо отесанного известняка в виде блоков различных размеров, соединенных в кладке глиняным или известковым раствором. Эти виды оборонительных сооружений сложились в регионе и имели глубокие традиции. Они продолжали использоваться и развиваться на протяжении всего времени



существования Волжско-Камской Булгарии.

С появлением городов в регионе началось возведение общественных зданий: соборных и приходских мечетей, минаретов, бань и др. Первая соборная мечеть региона, построенная в г. Биляре в 922 г. по образцу арабских многоколонных мечетей, тоже была деревянной. Михрабом и продольной осью здание мечети ориентировано по азимуту 25-115 градусов в сторону Мекки [10, с. 5]. Мечеть имела габариты 44,4-48 x 30-32 м. По продольной оси колонного зала со смещением к михрабу здание имело бассейн или колодец, размещенный в пространстве 4-х ячеек, в которых нет центральной колонны. Возможно, над этим местом был устроен световой фонарь в крыше. В середине X в. к деревянной мечети была пристроена каменная многоколонная мечеть 40,5-41,7 x 26,2 м с отдельно стоящим в 1,5 м от ее северо-западной стены или примыкавшим к ней через переход минаретом. Внутри каменного здания были установлены 24 колонны с квадратным основанием по 4 в 6 рядах. Центральный неф здания был шириной около 4 м, боковые нефы – 3,2-3,5 м. Восточный фасад каменной мечети имел 6 пилонов. Фундамент западной стены каменного здания был устроен на месте фундамента восточной стены деревянного здания мечети. С этого времени они стали, по сути, единым зданием с двумя смежными залами. После строительства каменной части мечети деревянная часть была реконструирована с увеличением пролетов между деревянными опорами. Исследователи предполагают наличие в Билярской соборной мечети тамбуров и утепленных скатных крыш [11, с. 49, рис. 15, 16, 18]. Важно, что впервые в Волго-Камье было построено монументальное каменное мусульманское культовое сооружение с высоким башнеобразным минаретом. По описаниям очевидцев, он имел кубовидное основание и сужающийся кверху цилиндрический ствол. На строительстве этой мечети булгарские мастера освоили строительные приемы возведения кирпично-каменных сооружений. Они использовали белый камень-известняк для стен и обожженный кирпич в конструктивно важных местах: арках и сводах. Каменная мечеть – самое раннее в регионе каменное сооружение, достоверно известное по материалам археологических раскопок. Если в деревянной мечети использовалась архитектурно-пространственная структура восточной многоколонной мечети, воплощенная в местных деревянных конструкциях, то во втором здании, очевидно, были использованы формы и конструктивные приемы ближневосточных и среднеазиатских каменных сооружений. О возможности использования в качестве аналогов Билярской соборной мечети объектов из среднеазиатской монументальной архитектуры того времени можно предположить по тому факту, что в Булгарии был распространен ислам среднеазиатского

толка и со времени официального принятия ислама поддерживались тесные религиозные и торговые связи со странами Средней Азии. Судить о внешнем облике мечети мы можем только предположительно. Историки архитектуры представляют свои реконструкции облика Билярской соборной мечети [12, с. 167, рис. 7 и 8; 13, с. 67, рис. 57]. В крупном городе могло быть несколько соборных мечетей.

Остатки главной мечети города на рыночной площади Билярского городища, упоминавшейся арабскими путешественниками, наблюдал в XIX в. В.А. Казаринов [14, с. 101]. Он видел остатки цилиндрических колонн обхватом в 2 аршина (более 140 см). То есть в столице Булгарии, помимо рассмотренной выше соборной мечети, находившейся в цитадели – административном центре, было еще монументальное здание главной соборной мечети города на центральном рынке. Когда была построена эта мечеть и какая она была, точно не установлено, так как археологические раскопки на ее месте не производились.

Несмотря на то, что археологами были выявлены остатки только соборной дворцовой мечети, несомненно, существовали мечети приходского типа. Мечети строились на рынках, на кладбищах (поминальные), в караван-сараях, в жилых кварталах и поселениях. Их могли возводить из дерева, камня или кирпича. Однако до настоящего времени приходские мечети пока не выявлены, потому что огромные территории булгарских городов раскопаны лишь частично.

Возведение в городах Булгарии монументальных сооружений началось с освоения производства кирпича: сырцового и обожженного. В строительных конструкциях первых монументальных зданий городов Биляра и Суvara сочетались известняковый камень и обожженный глиняный кирпич. Сырцовый кирпич использовался для основания под фундаменты, для кладки внутренних стен и дымоходных подпольных каналов зданий. Кирпич был в форме плинфы со сторонами 24-29 см и толщиной 4-6 см. Глиняный кирпич обжигали в специальных печах, располагавшихся в городах. Камень-известняк привозили с правого берега р. Волги и в грубо отесанном виде использовали в кладке несущих стен. В качестве связующих материалов использовали глиняные или известковые растворы. Стены зданий изнутри и снаружи штукатурили.

В городах Булгарии здания мавзолеев археологически в настоящее время не выявлены и в научных трудах археологов не рассматривались [15, с. 255-290]. Упомянутый В.А. Казариновым мавзолеем в виде остатков небольшого кирпичного здания вблизи Билярской соборной мечети едва ли может считаться таковым [14]. Археологические исследования кладбища знати вблизи мечети выявили свыше 50 мусульманских захоронений, часть которых находилась в кирпичных



склепах, т.е. могильные ямы были облицованы кирпичом [16, 17, 18]. Судя по небольшим размерам кирпичного здания, оно могло быть кенотафом.

Общественные здания в городах Булгарии представлены преимущественно банями-хаммам. Первые каменные бани-хаммам восточного типа построили во второй трети X в. в городах Биляре и Суваре. Это были кирпично-каменные одноэтажные постройки с подпольным отоплением. Средние габариты зданий 7х4, 10х11,5, 11х12,5 м. В болгарских городах были распространены несколько вариантов бань. В первом варианте квадратное или прямоугольное в плане здание разделялось перпендикулярными внутренними стенами на четыре помещения, в которых постепенно повышалась температура воздуха. С одного торца здания располагалось входное помещение, с другого – массивные печи, которые отапливались с наружной стороны и нагревали воду в больших каменных цистернах. Снаружи здания пространство перед топкой печи выгораживалось дощатой стеной и, вероятно, навесом. Горячий воздух от топки печи проходил по подпольным каналам, обогревая помещения бани, и по вертикальным дымоходам, проложенным в толще стен, удалялся наружу. При упрощенном варианте бани помещения располагались вдоль продольной оси здания. Стены внутренних помещений бань неоднократно штукатурились [19, с. 68]. В некоторых зданиях были оштукатурены наружные и внутренние стены, на кусках штукатурки наблюдались следы полихромной росписи [19, с. 68-69]. Полы покрывались известковым водонепроницаемым раствором. Использованная вода по углублениям или с помощью небольших уклонов в полах мыльных помещений отводилась в дренажные канавы. Здания с аналогичным планом характерны для бань-хаммам в городах Средней Азии. Они перекрывались сводами и куполами, опиравшимися на мощные внутренние и наружные стены толщиной более 1 м. Формы покрытия зданий бань в болгарских городах мы можем только предполагать. Вероятно, перекрытие помещений было сводчатым, поверх которого могло быть устроено многоскатное деревянное покрытие для предохранения сводов от атмосферных осадков. Монументальные здания бань неоднократно реконструировались, подновлялись в соответствии с требованиями времени и продолжали существовать на протяжении длительного времени. По образцу и подобию уже существовавших в городе зданий строились новые бани. Поэтому большинство остатков кирпично-каменных зданий г. Биляра относятся к этому типу зданий. Несомненно, это было влиянием стран восточно-мусульманского мира, где бани подобного типа были широко распространены. Это также означало внедрение и распространение в Булгарии мусульманского образа жизни по шариату. Тип бани-хаммам оказался самым распространенным в

архитектуре Булгарии. Руины кирпично-каменных бань с подпольным отоплением были выявлены также в других болгарских городищах – археологических остатках городов Булгарии: Красносюндюковском I, Хулаш, Большая Тояба, Муромском городке [15, с. 34-35].

Другим наиболее распространенным типом зданий на мусульманском Востоке был караван-сарай. Торговые караваны, приходявшие в города Булгарии из Средней Азии, Нижнего Поволжья, стран Ближнего и Среднего Востока, везли различные товары, полихромные поливные изразцы, архитектурные детали из резного стука, мастеров-строителей. Особенно много в городах Булгарии было поливной иранской и среднеазиатской бытовой керамики XII-начала XIII вв.

Вероятно, караван-сарай в нашем регионе возводились из дерева. Однако в Биляре выявлены остатки каменно-кирпичного здания, которое исследователи долгое время считали караван-сараем, а в последние годы отнесли к типу бани. То, что исследователи принимали это здание то за караван-сарай, то за баню-хаммам, говорит о возможном использовании такого сложного по планировке монументального здания в качестве караван-сарая. Вероятно, впереди нас ждут открытия на болгарских городищах кирпичных зданий караван-сарая, часть помещений которых могла использоваться при специальном оснащении и как баня. Принципиальное отличие такого караван-сарая от ближневосточных и среднеазиатских караван-сараяв X-XIII вв. в том, что в укрепленном дворе нет расположенных по его периметру жилых ячеек (худжр). Восточный тип караван-сарая должен был адаптироваться к региональным условиям. Вместо многих предназначенных для жилья и хранения товаров комнат-худжр, ориентированных входами во двор и требовавших отдельного обогрева, в суровых условиях Волго-Камья могло существовать компактное здание с подпольным отоплением. Для выючных животных могли использоваться деревянные постройки во дворе. Такой тип постоянных дворов существовал в Северном Хорасане [20, с. 339].

Основная застройка городов и селений формировалась усадебными комплексами, включавшими жилые дома и хозяйственные постройки. По сведениям арабских путешественников, посетивших Волго-Камье, летом население Булгарии жило в шатрах (юртах) за пределами городов. Следы юртообразного жилища сохранились в пространстве внешнего кольца оборонительных стен г. Биляра [15, с. 258]. В начальный период становления городов были распространены каркасно-глинобитные, полужемляночные, а также срубные дома. Каркасно-глинобитные дома в г. Суваре имели каркас из вертикально вбитых в почву столбов диаметром 0,1-0,15 м с горизонтально укрепленными балками перекрытия и для настила деревянного пола [8, с. 142]. Стены выполнялись из плетня и



обмазывались глиной с двух сторон. Глинобитные дома отапливались глинобитными печами 1,5 x 1,5 м, имевшими сводчатое перекрытие. Кроме печей описанного типа, встречались глинобитные печи в виде небольших цилиндров высотой 0,7 м, диаметром 0,7 м, в основании и по верхнему борту которых выкладывались обломки кирпичей. Это своеобразный тип печи-очага. Такие печи отапливали каркасные глинобитно-саманные постройки и были привнесены в регион, как и сам тип этих построек, строителями из районов Средней Азии и Ближнего Востока в период закладки городов. Деревянные наземные дома возводились в срубной технике и имели подполья для хранения продуктов. Такие дома обогревались кирпичными печами прямоугольной формы размерами 1,2-1,5 x 1,5-2,0 м. Опираясь на исследования деревянной архитектуры более поздних периодов и учитывая её консерватизм и конструктивную обусловленность, можно утверждать, что крыши этих зданий могли быть нескольких разновидностей. Наиболее распространенными были односкатные, двускатные с самцовыми фронтонами или опирающиеся на центральный столб конструкции шатровой крыши.

Дома могли быть одно-, двухчастными. Одночастный дом состоял только из сруба. Двухчастный дом мог иметь помимо сруба дощатые или глиняно-плетневые сени. Типология болгарского жилища на основе археологических данных с учетом уровня заглубленности постройки в землю (землянки, полуземлянки, наземные дома), по виду конструкций стен (срубные, столбовые, каркасно-глинобитные) и другим признакам подробно разработана и исследована [21, с. 72-78; 22, с. 62-99; 15, с. 267-268; 23, с. 63-76; 24, с. 8-11]. На территории Болгарского городища, связываемого с г. Булгаром, монументальные кирпично-каменные постройки домонгольского периода не выявлены, а деревянные жилые и хозяйственные постройки представлены незначительным количеством памятников [15, с. 256]. В Казани домонгольского периода, помимо каменных и деревянных оборонительных сооружений, были выявлены немногочисленные деревянные жилые и хозяйственные постройки, аналогичные деревянной застройке в других городах Булгарии.

Деревянные срубные дома Булгарии были традиционными для Волго-Камья. В суровых зимних условиях региона саманно-плетневые жилые дома с печами типа тандыров вообще перестали строить.

Во дворах жилых и общественных зданий располагались хозяйственные постройки: амбары, клетки, колодцы и т.д. Амбары и клетки были устроены в виде бревенчатых срубов 3 x 4 или 4 x 4 м, заглубленных в землю. Колодцы в регионе представляли сруб, опущенный в глубокую яму, на дне которой устраивался деревянный ящик с двойными стенами для фильтрации воды [10, с. 33].

Для системы благоустройства болгарских городов характерно устройство отмокотки вокруг зданий бань, мечетей или мощение территории перед их главными фасадами битым или целым кирпичом.

Освоив типологию зданий стран мусульманского Востока, болгарские мастера на ее основе на протяжении трех веков развивали монументальную архитектуру городов региона. Кирпичные здания Биляра и Сувары носили, вероятно, черты досельджукской архитектуры Востока – крупномерный кирпич, широкое использование глиняных, известковых и алебастровых растворов, лаконичное оформление фасадов и интерьеров зданий, практически лишенных декора. Жилая и оборонительная архитектура сохраняли и развивали традиционные черты регионального зодчества.

Развитию градостроительной культуры в Волго-Камье в домонгольский период сопутствовал расцвет монументальной архитектуры, в которой сочетались местные и привнесенные восточно-мусульманские строительные традиции. Волжско-Камская Булгария являлась самым северным ареалом распространения мусульманской типологии зданий и встала в ряд с наиболее урбанизированными государствами Евразии.

Литература

1. Айдаров С.С. Монументальные каменные сооружения Волжской Булгарии и Казанского ханства (опыт реконструкции и генетико-стилистические особенности). – Диссертация на соискание ученой степени доктора архитектуры. – М., 1990.
2. Губайдуллин А.М. Фортификация городищ Волжской Булгарии. Автореф. дисс. канд. ист. наук. – Уфа, 1996.
3. Нигамаев А.З. Каменная мечеть-крепость на Елабужском городище. // СКВР, 2000. – С. 127-133.
4. Семыкин Ю.А. Исследования бани на I Красносундюковском городище. // Археологические исследования в Поволжье. – Самара: Изд-во «Самарский ун-т», 1993. – С. 219-230.
5. Ситдинов А.Г. Оборонительные укрепления древней Казани. // СКВР, 2000. – С. 22-40.
6. Шарифуллин Р.Ф. Изучение монументальных построек Биляра. // Проблемы первобытной и средневековой археологии. Тезисы докладов Первых Халиковских чтений. – Казань, 1999. – С. 79-80.
7. Старостин П.Н. Именьковцы, кто они? // Древние народы и города Поволжья. – Пенза, 1995.
8. Смирнов А.П. Сувар. – Б.м., б.г.
9. Нигамаев А.З., Хузин Ф.Ш. Древняя Алабуга и проблемы ее возникновения // Древняя Алабуга. – Елабуга: Изд-во «Мастер-Лайн», 2000. – С. 7-55.
10. Халиков А.Х. Археологическое изучение центра Билярского городища. // Новое в археологии Поволжья. – Казань, 1979.



11. Айдаров С.С., Забирова Ф.М. О реконструкции и консервации остатков комплекса мечети. // Новое в археологии Поволжья. – Казань, 1979.
12. Айдарова-Волкова Г.Н. Архитектурная культура Среднего Поволжья XVI-XIX веков. – Казань, 1997.
13. Нияз Халит. Мечеть и ее архитектура. – Казань, 1994.
14. Казаринов В.А. Описание Билярских и Барановских городищ. // ИОАИЭ, т. III. – Казань, 1884.
15. Хузин Ф.Ш. Булгарский город в X-XIII вв. – Казань, 2001.
16. Шарифуллин Р.Ф. Изучение IV Билярского могильника в 1979 году. // Археологические памятники Нижнего Прикамья. – Казань, 1984. – С. 65-82.
17. Халикова Е.А. IV Билярский некрополь. // Новое в археологии Поволжья, 1979. – С. 114-118.
18. Халикова Е.А. Мусульманские некрополи Волжской Булгарии X-начала XIII вв. – Казань: Изд-во КГУ, 1986. – 160 с.
19. Казаков Е.П., Старостин П.Н., Халиков А.Х. Археологические памятники Татарской АССР. – Казань, 1987.
20. Пугаченкова Г.А. Пути развития архитектуры Южного Туркменистана поры рабовладения и феодализма. // Труды ЮТАКЭ. Т. VI. – М., 1958.
21. Хузин Ф.Ш. Из истории изучения булгарского жилища домонгольского периода // Из истории культуры и быта татарского народа и его предков. – Казань, 1976. – С. 72-78.
22. Хузин Ф.Ш. Рядовые жилища, хозяйственные ямы цитадели // Новое в археологии Поволжья. – Казань, 1979. – С. 62-99.
23. Шарифуллин Р.Ф. О ранних жилищах волжских булгар (X-начало XIII вв.). // Археология Волжской Булгарии: проблемы, поиски, решения. – Казань, 1993. – С. 63-76.
24. Шарифуллин Р.Ф. О двух типах наземных жилищ волжских булгар домонгольского времени. // Всероссийская научно-практическая конференция «Гуманистические традиции Запада и Востока в музейном деле России и Татарстана». Материалы секции археологии. – Казань, 1997. – С. 8-11.



УДК 72.03 (470.40)

Х.Г. Надырова – кандидат архитектуры, доцент, заведующая кафедрой архитектурной композиции
Казанский государственный архитектурно-строительный университет (КазГАСУ)

ПРОСТРАНСТВЕННО-ПЛАНИРОВОЧНЫЕ СТРУКТУРЫ КАЗАНИ И МОСКВЫ СЕРЕДИНЫ XV – ПЕРВОЙ ПОЛОВИНЫ XVI ВВ.

АННОТАЦИЯ

Статья посвящена развитию пространственных структур и планировок городов Казани и Москвы середины XV – первой половины XVI вв. Сравнительный анализ кремля Москвы и крепости Казани и их посадов позволил установить масштабы городов, их пространственное развитие с учетом ландшафтных особенностей, а также с учетом политических реалий того времени выявить архитектурные влияния при формировании кремлевских комплексов и монументальной архитектуры этих столиц.

K.G. Nadirova – candidate of architecture, associate professor, head of Architectural Composition department

Kazan State University of Architecture and Engineering (KSUAE)

SPATIALLY PLANNING STRUCTURES OF KAZAN AND MOSCOW IN THE MIDDLE OF XV – FIRST HALF OF XVI CENTURIES

ABSTRACT

The article is devoted to development of spatial structures and planning of Kazan and Moscow in middle XV – 1st half XVI centuries. The comparative analysis of Moscow Kremlin and Kazan fortress, and their trading quarters has allowed to establish scales of cities, their spatial development under given landscape features. It has also revealed (under given political realities) the architectural impact on formation of Kremlin complexes and monumental architecture of these capitals.

В российской историко-архитектурной науке еще не предпринимались попытки сравнить пространственно-планировочные структуры столиц двух государств Восточной Европы середины XVI вв. – Казанского ханства и Московского государства. Однако в середине 50-х гг. XX в. известный казанский историк и археолог Н.Ф. Калинин впервые проявил интерес к проблеме сравнения двух городов * [1]. В своей статье автор опирался на данные археологических исследований Казанского кремля последних лет [2]. Для проведения сравнительного анализа были привлечены результаты научных историко-архитектурных исследований ханской Казани, представленных в трудах известных историков архитектуры [3, 4, 5].

В период с конца XV в. до середины XVI в. Москва превратилась в столицу централизованного государства, центр православно-христианского мира, правопреемницу Византии – «Третий Рим». Казань являлась столицей Казанского ханства – государства, сформировавшегося после распада Золотой Орды и возглавляемого ханом из династии Джучидов. Формирование пространственно-планировочной структуры Казани как столичного города ханства

началось с середины XV века на основе структуры княжеского города, преемственно развивавшегося из более ранних поселений. Автором предпринята попытка – сопоставить масштабы Москвы и Казани, выявить их градостроительные особенности и общие черты. Для сравнительного анализа пространственно-планировочных структур городов привлечены известные схемы территориального роста и развития планировочной структуры Москвы XVI-нач.XVII веков и схематические планы ханской Казани, составленные историками, местными краеведами, автором, также панорамы городов XVI-XVII вв. и документы более позднего времени, позволяющие, тем не менее, выявить некоторые планировочные и пространственно-композиционные характеристики этих городов в рассматриваемый период.

За более чем столетнюю историю развития Казани как столицы Казанского ханства было несколько периодов, в течение которых относительно спокойно могли осуществляться крупномасштабные строительные работы. Первый период охватывает девятнадцатилетнее правление хана Махмуда (по русским летописям Махмутека), сына основателя Казанского ханства Улу-Мухаммад хана, с 1445 по 1464 (по другим данным 1466) годы. Мирные отношения между русскими и татарами в течение всего царствования Махмуд хана ни разу не нарушались.

* Выражаю признательность доктору архитектуры, проф. Г.Н. Айдаровой за предоставленную информацию.



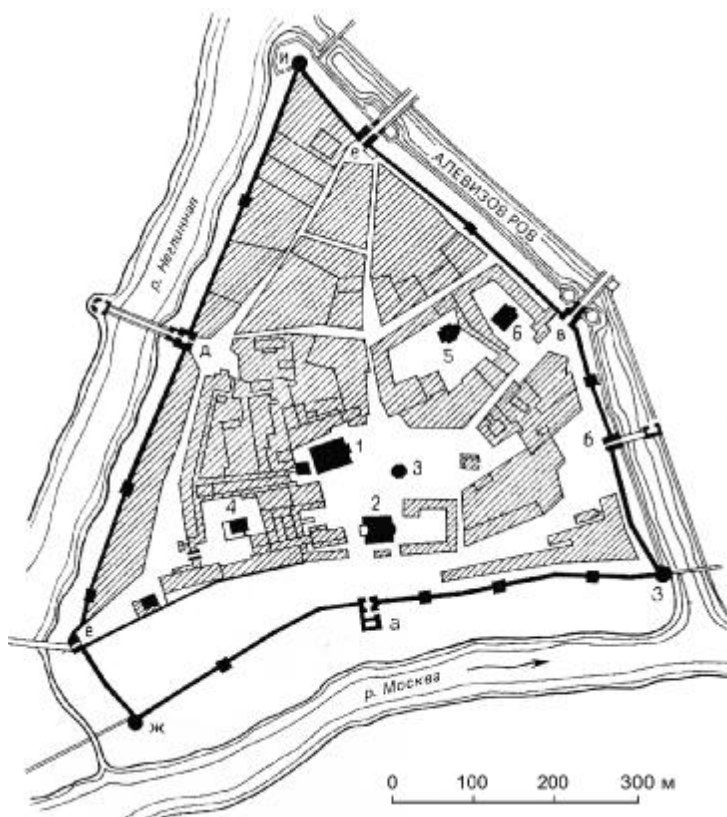
В этот период окрепли торговые связи Казанского ханства с Московским государством, и Казань стала центром международной торговли на Волге. В этот период, по всей вероятности, столица ханства особенно обогатилась монументальными зданиями, разрослась до размеров крупного города, стала средоточием мусульманской культуры. Вероятно, в своих архитектурно-строительных пристрастиях Махмуд хан был сторонником золотоордынской архитектуры, объектами подражания служили столичные города Золотой Орды периода её могущества. В правление хана Ибрагима (1467-1479 гг.) ситуация изменилась. Отношения между Москвой и Казанью резко обострились и начались военные столкновения с чередующимися походами на столицы. Поход русских войск на Казань в 1487 г. закончился захватом города и установлением Московского протектората над Казанским ханством. На казанский престол Москвой был посажен хан Мухаммед-Эмин, на правление которого приходится следующий наиболее длительный период мирного сосуществования между государствами. Мухаммед-Эмин хан (первый период правления 1487-1496 гг.) воспитывался среди русских в Москве и являлся названным сыном царя Ивана III. Именно в княжение Ивана III (1462-1505 гг.) Москва превратилась в столицу централизованного государства, а Московский кремль – в неприступную современную крепость, возведенную под руководством итальянских зодчих и украшенную каменными соборами. Это превращение осуществлялось практически на глазах Мухаммед-Эмин хана. В 1475 г. приглашенный из Италии в Москву архитектор Аристотель Фьораванти заложил новый Успенский собор в центре Московского кремля. Весной 1485 г. в Москву прибыл итальянский мастер Антон Фрязин для строительства новой Чешковой башни Кремля, под которой был выведен тайный ход к Москвереке, поэтому позднее она стала называться Тайницкой. В течение последующих трех лет возводилась южная кремлевская стена с башнями вдоль берега Москвереки. В 1490-1493 гг. возведены оставшиеся стены и все башни (за исключением стены со стороны Великого посада) Кремля под руководством миланского архитектора Пьетро Антонио Солари. Стена с четырьмя башнями по берегу реки Неглинной завершена мастером Алевизом. Стены Кремля были высотой от 8 до 19 м. В 1495 г. расчищено место под будущую Красную площадь. Кремль превратился в замкнутую городскую цитадель, оторванную от посадской застройки и окруженную с юга – рекой Москвой, с северо-запада – запруженной рекой Неглинной, с востока – 36-метровым по ширине, обложенным камнем рвом, устроенным Алевизом уже в царствование Ивана IV в 1508 году (рис. 1) [6, с. 23]. Уже к середине XV века в Кремле сформировался центральный храмовый ансамбль города, в котором ведущие сооружения были выстроены в цепочку по

верху Боровицкого холма, на водоразделе рек Москвы и Неглинной. Площадь Московского кремля составила 29 га. Протяженность кремлевской стены, выходившей в Великий посад, достигала 750 м. В Великом посаде располагались три основные улицы: Никольская-Сретенка, Ильинка и Варварка, которые шли от кремлевских ворот за пределы города (рис. 2). На этом посаде располагались княжеские, боярские и богатые купеческие дворы. Здесь располагался главный торг, тяготевший к главным воротам Кремля – Фроловским (позднее Спасским). Окончательный результат – отстроенный ансамбль Московского кремля – предстал перед казанским ханом Мухаммед-Эмином во время пребывания в Москве в период временного отстранения от власти (1496-1502 гг.). Несомненно, архитектурно-строительные предпочтения Мухаммед-Эмин хана должны были проявляться в области русской архитектуры того времени.

Одновременно с Москвой развивалась Казань. Археологические раскопки последнего десятилетия, многолетние историко-графические исследования историков архитектуры позволяют в общих чертах определить пространственно-планировочную структуру ханской Казани с большой степенью приближения. Это объясняется утратой татарских летописей, графических материалов по средневековой Казани. Облик города той поры пока достоверно не восстановим.

Город Казань располагался на гряде высоких холмов в трех верстах от устья р. Казанки при впадении ее в Волгу. Крепость Казани занимала верхнюю часть самого высокого холма, который с северо-запада на северо-восток омывали воды р. Казанки, а вдоль западной подошвы протекала илистая протока Булак, раздваивавшаяся при впадении в р. Казанку. Их воды наполняли ров, окружавший основание холма с других сторон. Белокаменно-деревянные стены по гребню холма опоясывали территорию около 22,5 га, близкую по форме к вытянутому с севера на юг неправильному четырехугольнику. На восточной стороне холма стены крепости спускались почти к подошве холма, где имелась проездная Елбугина (Водяная) башня, выводившая к переправе через р. Казанку.

По Писцовой книге Казани 1565-1568 гг. исследователи точно определяют месторасположение и названия проездных башен ханской крепости. Эти башни в Казанском кремле после 1552 г. продолжали использовать или на их месте построили новые башни с воротами. Так, Никольские (Тайницкие) ворота – это татарские ворота Нур-Али (Муралеевы), Воскресенские – Елбугины (Водяные), Преображенские (Сергиевы) – Тюменские, Дмитриевские – Сбойливые ворота ханского периода. Археологические раскопки последних лет показали, что Северная башня Казанского кремля возведена во 2-й половине XVI – начале XVII вв. на месте квадратной в плане каменной башни ханского времени [7, с. 25].



Экспликация к плану Московского кремля
начала XVI века [6, с. 23]:

1 – Успенский собор, 2 – Архангельский собор,
3 – церковь-колокольня Иоанна Лествичника,
4 – великокняжеский дворец, 5 – Чудов монастырь,
6 – Вознесенский монастырь;
Башни: а – Тайницкая, б – Константино-Еленинская,
в – Фроловская, г – Никольская, д – Троицкая,
е – Боровицкая, ж – Свиблов, з – Беклемишевская,
и – Собакина

Экспликация к плану крепости ханской Казани
сер. XVI в. (схема автора):

I – Ханская цитадель; II – северная часть,
укрепленная второй внутренней линией обороны;
III – средняя часть, укрепленная первой
внутренней линией обороны; IV – южная часть
крепости;

Башни: 1 – Нур-Али, 2 – Северная Ханская,
3 – Елбугина, 4 – Сбойливая, 5 – Ханская,
6 – Тюменская, 7 – Тезицкая, 8 – Большая
проездная башня, 9 – первая внутренняя
оборонительная стена со рвом, 10 – Каменная
проездная башня, 11 – вторая внутренняя
оборонительная стена с Тезицким рвом,
12 – мечеть и медресе Кул-Шарифа,
13 – оборонительная стена Ханского двора с
проездной башней, 14 – Ханский дворец,
15 – Ханская мечеть, 16 – Ханские мавзолеи,
17 – мечеть Нур-Али, 18 – ров вокруг крепости,
19 – р. Казанка, 20 – улицы татарской крепости с
деревянной застройкой и мостовыми, 21 – дорога
вдоль Тезицкого рва, 22 – большая дорога,
23 – стена вдоль бровки восточного склона,
24 – протока Гнилой Булак

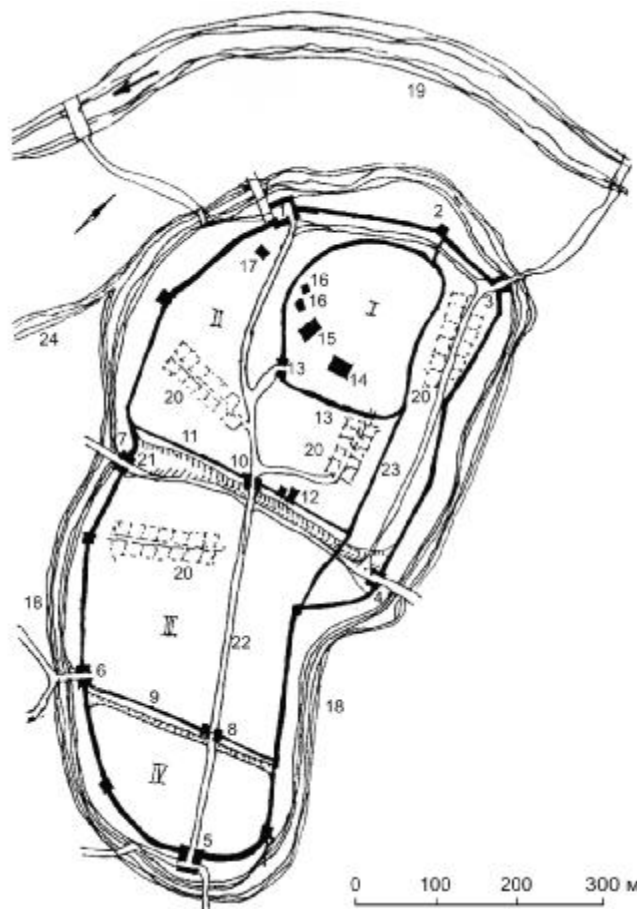
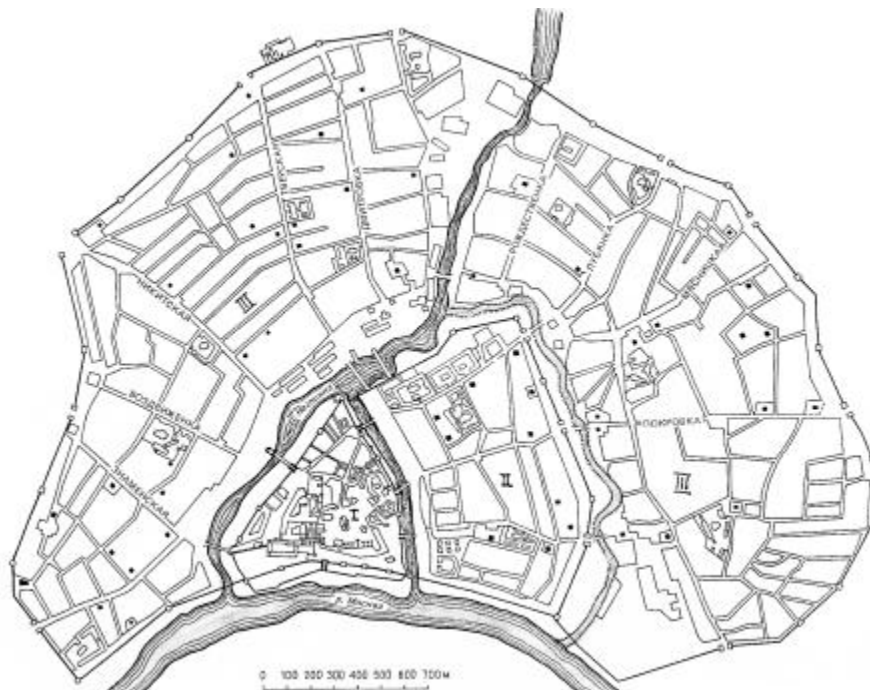
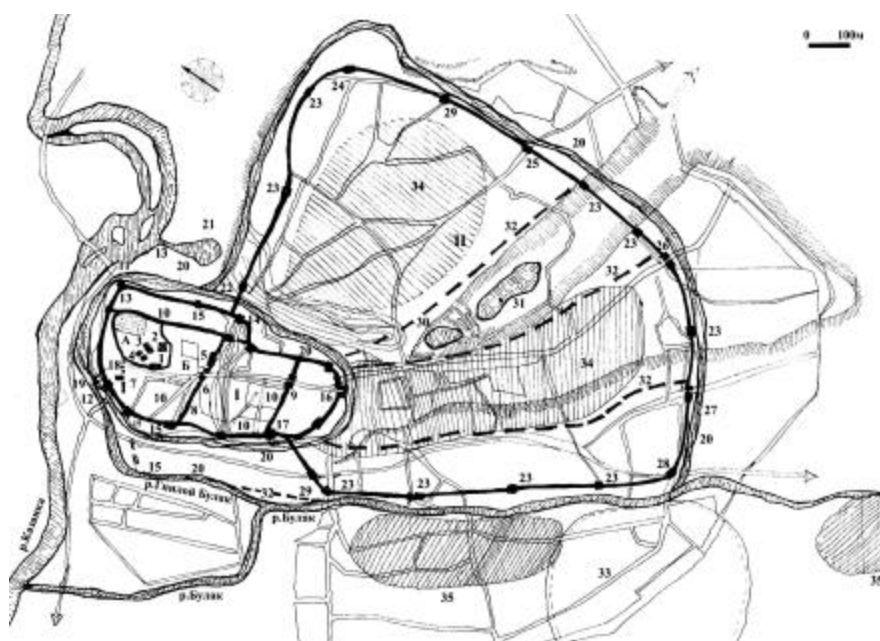


Рис. 1. Сравнение планировочных структур Московского кремля и Казанской крепости



Экспликация к плану Москвы в стенах Белого города [6, с. 23]:
I – Кремль, II – Китай-город, III – Белый город



Экспликация к плану ханской Казани сер. XVI в. (схема автора на основе плана А. Сацыперова нач. XVIII в.):
I – Крепость, укрепленная белокаменными стенами с башнями и рвом с водой: А – ханский двор (1 – проездная башня, 2 – Ханский дворец, 3 – Ханская мечеть, 4 – два ханских мавзолея); Б – цитадель крепости (5 – мечеть и медресе Кул-Шарифа, 6 – проездная башня первой линии обороны, 7 – мечеть Нур-Али, 8 – белокаменная стена XIII-XVI вв);
9 – проездная башня предположительно второй линии обороны, 10 – улицы; Башни: 12 – Нур-Али, 13 – Елбугина, 14 – Сбойливая, 15 – безымянные, 16 – Ханская, 17 – Тюменские, 18 – «Тайничный» ключ, 19 – Даирова баня, 20 – ров, 21 – Поганое озеро. II – Казанский посад, опоясанный деревянными стенами с башнями: 22 – Проездная, 23 – безымянные непроездные башни предположительно на расстоянии лучного выстрела друг от друга, 24 – Кайбатская, 25 – Арская, 26 – Царская, 27 – Верхняя Ногайская, 28 – Нижняя Ногайская, 29 – Аталыкова, 30 – оз. Белое, 31 – оз. Черное, 32 – возможное местоположение северо-западной части посадских стен, 33 – Кураишева слобода, 34 – первоначальные посадки Казани, 35 – безымянные татарские слободы

Рис. 2. Сравнение планировочных структур Москвы и Казани



Восточная башня была возведена вскоре после взятия Казани. Башни татарской Казани на ее месте не найдено ** [8, с. 29]. Южная часть обороны кремля ханского периода, связанная мостом через ров с посадами города, предположительно состояла из трех ровов и тройного ряда стен, укрепленных высокими крепостными башнями. Предположительно русский кремль почти точно повторил татарскую крепость, а его стены лишь выпрямили углы на его южной границе [5, с. 57; 9, с. 26]. В ханской крепости (кремле) имелась цитадель с укрепленными каменными стенами ханским двором. От остальной части крепости цитадель отделялась Тезицким ровом, за которым шла первая оборонительная стена, существовавшая, по данным археологов, с XII-XIII вв. и имевшая белокаменную проездную башню. На протяжении последующих веков эта стена с башней для проезда в цитадель неоднократно реконструировалась. Известный исследователь архитектуры ханской Казани С.С. Айдаров предположил, что Мухаммед-Эмин хан мог воспользоваться услугами итальянских зодчих, пригласив их из Москвы для строительных работ в крепости. Опираясь на это предположение и привлекая соответствующие архитектурные аналоги, он выполнил научную реконструкцию монументальных объектов и крепостной стены, отделявшей по Тезицкому оврагу северную часть крепости – ханскую цитадель [10]. С увеличением территории крепости в южном направлении к середине XV в. она стала внутренней стеной оборонительной системы. В 100 м севернее современной южной стены Кремля был второй ров, по северной бровке которого также была оборонительная стена с башней. Хотя некоторые исследователи считают, что эта стена была южным рубежом крепости ханского времени. Третий рубеж предположительно достигал современных пределов Кремля.

Результатом анализа всех известных к настоящему времени документов и материалов, научных исследований археологов, историков и историков архитектуры явилась схема крепости ханской Казани сер. XVI в. (рис. 1). Предположительно периметр стен Казанской крепости с 12 башнями (6 – проездных) составлял 2300 м.

В отличие от Московского кремля, Казанская крепость имела укрепленную белокаменными стенами цитадель, на территории которой, на самых высоких точках кремлевского холма, располагались Ханская мечеть, мавзолей и Ханский дворец, входившие в ансамбль укрепленного ханского двора. Доминантой этого комплекса, по данным исторических источников, служила дозорная башня на въезде в ханскую цитадель с западной стороны. Вдоль бровки восточного склона

кремлевского холма шла белокаменная внутренняя стена крепости. Она дополнительно укрепляла эту ослабленную включением восточного склона часть крепости. Опираясь на данные археологических раскопок и русских летописей, можно предположить последовательность возведения монументальных построек в крепости ханского периода. Одним из первых монументальных зданий в ханской цитадели Казанского кремля стала ханская мечеть, основной белокаменный объем (14 x 14 м) которой был воздвигнут в сер. XV в., вероятно, в правление хана Махмуда. К этому же периоду относится первый каменный ханский мавзолей, построенный севернее Ханской мечети. Установлено, что в нем был погребен Махмуд хан, скончавшийся в начале 1460-х годов. Известный археолог А.Х. Халиков считал, в начале XVI в. рядом был построен второй ханский мавзолей [11, с. 25]. Однако раскопками 2004 г. выявлено, что остатки двух мавзолеев на самом деле являлись одним белокаменным зданием с габаритами 6 x 18 м [5, с. 117]. Многокамерные мавзолеи были широко распространены, наряду с однокамерными мавзолеем, в городах Золотой Орды. Вероятно, вторая часть была пристроена к первоначальному объему мавзолея в начале XVI в. и в ней был погребен в 1518 г. хан Мухаммед-Эмин. В первой половине XVI в. за счет пристроенного к первоначальному белокаменному нового кирпичного объема (9 x 9 м) увеличена Ханская мечеть. В центре цитадели возведен белокаменный ханский дворец габаритами 18 x 24 м.

На рубеже XV-XVI вв. южнее ханской цитадели, вблизи северного склона Тезицкого рва в комплексе со зданиями медресе была построена мечеть Кул-Шарифа, имевшая, по татарским преданиям, восемь минаретов [8, с. 120]. С юга комплекс мечети Кул-Шарифа был огражден белокаменной стеной цитадели с проездной башней и мостом через Тезицкий ров. С севера на юг крепость Казани пересекала дорога, связывавшая проездные башни Нур-Али и Царскую. При движении внутри крепости с юга на север слева от этой дороги, на склоне спуска к башне Нур-Али, предположительно располагался дворцовый комплекс Нур-Али бия, который был одним из крупнейших вельмож ханского двора. Известно, что в этот комплекс входила мечеть Нур-Али. Следовательно, эта северная часть крепости была наиболее застроенной монументальными зданиями. Южнее первой каменной оборонительной стены и Тезицкого рва остатки каменных построек археологами пока не обнаружены. Здесь выявлены мощные деревянными плахами улицы шириной 3,5-4 м, по сторонам которых располагались деревянные жилые дома и хозяйственные постройки. Деревянная застройка и мостовые выявлены и в северной половине Кремля [2].

Археологические исследования на территории средневекового посада Казани осуществляются фрагментарно и не систематически из-за плотной

** В историко-архитектурной историографии эта башня носит название Восточной или Северо-Восточной.



современной застройки. Описание посада в Писцовой книге Казани 1565-1568 гг. отображает его состояние через 15 лет после захвата Казани войсками Ивана Грозного. Русская администрация восстанавливала город в основном в прежних пределах. Незначительно расширили посады в западном и юго-западном направлениях за счет включения в состав города территории в средней части левобережья Булака. И это, скорее, было обусловлено стратегическими причинами обороны города во враждебном окружении, а не перенаселенностью посада. Деревянные мечети на посаде, скорее всего, погибли при штурме города. Каменные здания могли использоваться для различных нужд, в том числе и под церкви после обряда освящения. Гостиный двор, несомненно, оставался на прежнем месте. Даирова каменная баня, использованная русскими войсками для устройства подкопа к месту взрыва стены и подземного хода к «Тайничному ключу» в северной части крепости, сохранялась до XVII в. Три бани на Булаке, баня на Поганом озере, упоминаемые в Писцовой книге сер. XVI в., могли располагаться в привычных местах, у традиционных источников воды. Не было очевидной необходимости в изменении главных дорожных коммуникаций города, связывавших крепость, гостиный двор и важные места города с проездными башнями, выводившими к государственным дорогам: Ногайской, Крымской, Арской, Алатской, Галицкой и т.д. Результаты специального исследования позволили предположительно восстановить местоположение стен посада ханской Казани с 7-8 проездными башнями. Сколько было непроездных башен – неизвестно. Предполагаемая площадь ханского посада составляла порядка 80 га. Посад являлся важной частью, которая в первую очередь страдала во время осады города врагами или пожаров. Ханскими указами и средствами вновь и вновь деревянные стены острога восстанавливались после очередного крупного пожара или набега.

Трижды за свою жизнь в период с 1524 по 1549 гг. казанский престол занимал хан Сафа-Гирей, представитель крымской династии ханов. Если учесть, что представители крымской династии Гиреев были ярыми сторонниками Османской Турции, вассалом которой было Крымское ханство, то можно с большой долей вероятности предполагать протурецкую направленность в развитии архитектуры ханства и Казани этого периода. По летописным источникам, в 1530 г. посад Казани был обнесен деревянными стенами. Очевидно, это были восстановительные мероприятия. Судя по историческим источникам и учитывая ландшафтно-гидрографические условия города, можно предположить, что Казань имела несколько посадов, разделенных протокой или озерами. Опоясывались ли они одной стеной или каждый отдельными стенами, окончательно не установлено. В целом пространственно-планировочная структура

Казани формировалась крепостью в северной оконечности и посадов, развивавшихся в виде широкого сектора в плане по вершинам и склонам гряды холмов в южном направлении.

Одновременно с казанскими посадами шло развитие Великого посада в Москве. В 1534 г. началось строительство новых укреплений посада. Они состояли из глубокого рва в три человеческих роста глубиной и шести саженей шириной и насыпанного вала. Через год были заложены кирпичные шестиметровые по толщине стены с 15 башнями, имевшими три яруса бойниц. Великий посад в кирпичных стенах получил название «Китай-город». Стены его высотой 6,5 м примыкали к северному и юго-восточному углам Кремля. Вокруг Китай-города простирались посады и слободы с радиально-кольцевой планировочной структурой. В середине XVI в. широко раскинувшиеся посады Москвы оставались без стен. Протяженность стен Китай-города с 14 башнями (6 – проездных) составляла 2850 м, Кремля с 18 башнями (6 – проездных) – 2350 м (рис. 2) [3, с. 86]. К середине XVI в. площадь Китай-города составляла 77 га, площадь слобод и посадов, вошедших позднее в пределы Белого города, – более 250 га.

Сравним планировочные структуры татарской Казани и Москвы (рис. 2). Как и в Китай-городе Москвы, три главные магистрали Казанского посада были ориентированы на главные проездные ворота крепости. Объединяющим началом для магистралей служила площадь торгового или крепостного гласиса – свободное пространство перед южной стеной кремля (длиной около 150 м), отделявшееся от крепости глубоким рвом, наполнявшимся водами Булака и Казанки. Средняя из трех улиц отходила от главной Ханской (Царской или называвшейся иначе, а в русский период – Спасской) башни и шла по гребню кремлевского холма к Царским посадским воротам. Вторая улица тянулась вдоль основания западного склона кремлевского холма. Начиналась она, вероятно, на северо-западе от Аталыковых посадских ворот и, проходя через Ногайские ворота посада, шла на юг в Ногайскую Орду и далее Крым. Был ли посад вдоль западного склона холма вблизи раздваивающегося устья Булака, пока окончательно не установлено. Третья улица начиналась от Сбойливых ворот Кремля и выводила к Арским посадским воротам, уходя в Заказанье к г. Арску. Эти три главные улицы составляли костяк радиально-секторной структуры Казанского посада, обусловленной рельефом местности междуречья Казанки и Булака. Радиальные магистрали связывались дугообразными дорогами, пересекавшими кремлевский холм и Черноозерскую впадину в поперечном направлении по оврагам, разделявшим холмы гряды.

Результаты сравнения Московского кремля и ханской крепости татарской Казани и их посадов позволили выявить общие и отличительные черты в их



пространственно-планировочных структурах. В первую очередь они были обусловлены ландшафтно-природными условиями Москвы и Казани. Имея в рассматриваемый период сопоставимые ядро – кремль и посады, эти города обладали разными условиями для дальнейшего развития. Посады Замоскворечья и Занеглименья привели к формированию в Москве радиально-кольцевой системы планировки. Отсутствие посадов за р.Казанкой и преимущественное развитие по ландшафтным условиям в юго-западном, южном и юго-восточном направлениях, из-за окружавших ее болотистых и низменных территорий, обусловили сложение в Казани более компактной радиально-секторной планировочной структуры. Казань по ландшафтно-природным условиям была застроена, очевидно, значительно плотнее Москвы. Казанская крепость была несколько меньше по площади Московского кремля (на 6 га), соответственно имела меньший периметр стен (на 200 м) и, в отличие от него, имела предположительно два внутренних оборонительных рубежа и укрепленную внутреннюю крепостную стеной ханскую цитадель. Перестройка в последней четверти XV – первой четверти XVI вв. оборонительных стен Московского кремля итальянскими зодчими сделала Москву одним из неприступных городов Восточной Европы. Очевидно, имело место не просто политическое, но и архитектурно-градостроительное соперничество столиц двух государств. Это проявилось в почти одновременном возведении посадских стен. Есть основание предполагать, что возведение мечетей в Казанской крепости соотносилось по времени со строительством или переустройством основных храмов Московского кремля.

Характерная типология монументальных зданий, соответствовавшая религиозной ориентации государств, обуславливала разный архитектурный колорит городов. Широко раскинувшиеся во все стороны от кремля посады и слободы Москвы занимали огромную территорию, превышавшую территорию Казани практически более чем в 3 раза. Огражденная с юго-востока одним поясом посадских стен и открытая с северо-западной части Казанская крепость имела внутренние оборонительные рубежи, рассекавшие ее внутреннее пространство на изолированные части. Казань и Москва в середине XVI в. были сопоставимы по масштабу застройки и как столицы суверенных государств обладали каждая, вероятно, самобытным обликом, обусловленным особенностями

христианских и мусульманских культовых и мемориальных зданий. Уступала ли Казань Москве или превосходила ее по уровню использования достижений европейской архитектуры того времени, установить невозможно. Очевидно, политическая ориентация правителей Казани, как и Москвы, определяла и архитектурно-стилистическую направленность развития монументальной архитектуры столиц. Монументальная архитектура ханской Казани, несомненно, являлась частью архитектуры мусульманского мира.

Литература

1. Калинин Н.Ф. «Москва и Казань» // Архив АН РТ. Ф. 8, оп.1, ед. хр. 361.
2. Ситдинов А.Г. Казанский кремль: историко-археологическое исследование. – Казань, 2006. – С. 188, илл. 185.
3. Айдаров С.С. Монументальные каменные сооружения и комплексы Волжской Булгарии и Казанского ханства (опыт реконструкции и генетико-стилистические особенности). Диссертация на соиск. уч. степени доктора архитектуры. – М., 1990.
4. Айдарова-Волкова Г.Н. Архитектурная культура Среднего Поволжья (модель развития, структура типов, влияния). – Казань, 1997.
5. Нияз Халит. Очерки по архитектуре ханской Казани. Гипотезы. Факты. Размышления. – Казань, 1999.
6. Архитектурные ансамбли Москвы XV – начала XX веков. – М.: Стройиздат, 1997.
7. Губайдуллин А.М. Археологические исследования Северной башни Казанского кремля. // Археологические открытия в Татарстане: 2000 г. – Казань: Изд-во «Мастер-Лайн», 2001.
8. Итоги исследований юго-восточной башни Казанского кремля в 2000 г. // Археологические открытия в Татарстане: 2000 г. – Казань: Изд-во «Мастер-Лайн», 2001.
9. Старков А. Казанский кремль во второй половине XVI в. // Проблемы истории Казани: современный взгляд. – Казань, 2004. – С. 23-41.
10. Татарская энциклопедия. – Т. I, табл. 4. – Казань, 2008. – С. 72.
11. Халиков А.Х. Остатки ханских мавзолеев в Казанском кремле (по материалам раскопок 1977) // Мавзолеи казанского кремля (опыт историко-антропологического анализа). – Казань, 1977. – С. 22-49.



УДК 726.7; 728.81

И.В. Назарова – аспирант, ассистент

Казанский государственный архитектурно-строительный университет (КазГАСУ)

АРХИТЕКТУРНАЯ СТРУКТУРА И ЭЛЕМЕНТЫ СТАРОЙ ЗАКАМСКОЙ ЧЕРТЫ СЕРЕДИНЫ XVII ВЕКА

АННОТАЦИЯ

Статья посвящена выявлению архитектурной структуры и элементов Закамской оборонительной черты середины XVII в. на территории Среднего Поволжья. Работа опирается на архивные и археологические материалы, историко-публицистические и краеведческие труды по Казанскому краю дореволюционного и современного периода, а также на результаты натурных обследований автора по данному объекту исследования.

I.V. Nazarova – post-graduate student, assistant

Kazan State University of Architecture and Engineering (KSUAE)

ARCHITECTURAL STRUCTURE AND ELEMENTS OF OLD ZAKAMSK DEFENCE LINE IN THE MIDDLE OF XVII CENTURY

ABSTRACT

The paper is dedicated to the problems of revealing of architectural structure and elements of Zakamsk defence line in the middle of XVII century on the territory of Middle Volga region. The research is based on archive and archeological data, historical and local studies in Kazan district of pre – revolutionary and modern period; and also on results of field investigations of current object.

Включение в 1552 г. Казанского ханства в состав России имело существенное историческое значение, повлекшее за собой интенсивные изменения в различных государственных структурах колонизируемых земель. В связи с этим в данной географической зоне возникали русские города и монастыри, как военные укрепления. Нередко крепости появлялись на месте старых татарских городищ, селений, расположенных на главных транспортных артериях. Таким образом, к концу XVI-XVII вв. складывается сеть русских крепостей на присоединенных территориях. Для Волго-Камского региона наступил новый этап архитектурно-культурного развития.

Оборонительная архитектура Волго-Камья XVI-XVII вв. прежде не представляла собой предмета специального историко-архитектурного исследования. Аналогичные исследования фортификационных сооружений других областей России имеются. Среди них можно отметить труды В.В. Косточкина, Н.Ф. Гуляницкого, Г.Я. Мокеева, М.П. Кудрявцева, А.В. Ополовникова, Н.П. Крадина и др. Тем самым, требуется восполнение недостатка научно обоснованных сведений о процессе и специфике формирования крепостных объектов Волго-Камского региона в теоретическом курсе по истории русской архитектуры.

Настоящая статья имеет своей целью выявить архитектурную структуру и элементы Старой Закамской черты середины XVII столетия в Казанском

крае, представляющей собой непрерывную систему укреплений протяжённостью в сотни километров, состоящую из земляных валов, рвов, крепостей, лесных засек, надолб и других защитных сооружений.

Очередной этап строительства крепостей на колонизируемых землях в XVII в. был обусловлен сложившейся военно-политической обстановкой на юго-восточных рубежах государства в связи с кочевкой вблизи них калмыков, ногайцев, башкир и каракалпаков. Данная ситуация создавала немалую угрозу политическим, экономическим и торговым интересам России. Ввиду набегов «Крымских, Ногайских и Озовских людей» угонялись «в полон служивые и уездные всякие люди, мужского и женского полу и младенцы» [1]. По подсчётам современных историков, только в первой половине XVII в. было угнано для продажи на невольничьих рынках Крыма и Турции не менее 200 тысяч русских людей [2]. Чтобы как-то обезопасить пришлое русское население от кочевых народов, правительство приступает к строительству целого ряда сторожевых крепостей-острогов: Мензелинского, Шешминского, Ахтанинского, Чалнинского и многих других [3, с. 110]. Однако предпринятые меры ожидаемых результатов не дали. Отдельные города-крепости с немногочисленными гарнизонами не обладали достаточной фортификационной функцией. В результате правительство прибегает к сооружению непрерывных систем укреплений – засечных линий. В 1652-1656 гг. Русским государством возводится Старая Закамская



черта на колонизируемых землях Волго-Камья. Линия начиналась от крепости Белый Яр, заложенной на левом берегу Волги в 60 верстах ниже Симбирска. Далее шла на крепости Ерыклинск, Тиинск, Билярск, Новошешминск, Кичуев, Заинск и заканчивалась Мензелинском. Хронологически черта являлась третьей в Волго-Камском регионе, завершённой всего на два года позже Симбирской засеки. Самой первой оборонительной линией края являлась Карлинская (или Тетюшская) черта, сооружённая на южных границах бывшего Казанского ханства в 60-80 гг. XVI в. для защиты от набегов ногайцев, калмыков и крымских татар [4].

Итак, для выявления архитектурной структуры Старой Закамской черты необходимо обратиться к имеющимся повествовательным, графическим и археологическим материалам по данному объекту исследования. Первичные источники в виде «росписи и чертежа Закамской засечной земле», составленные в 1651 г., не сохранились ввиду пожара в «Приказе Казанского дворца». «Приказ» являлся центральным правительственным учреждением в Москве, рассматривающим и хранящим вотчинные и поместные дела городов Казанского края от Нижнего Новгорода до Астрахани. В 1701 г. учреждение сгорело, и погибли практически все писцовые, даточные и отказные книги [5]. Однако отдельные письменные и картографические документы, помогающие раскрыть структуру и элементы Старой Закамской черты, всё же сохранились. К ним относятся: описание Закамской линии Никиты Гладкова 1658 г., «Выписка в разряд о построении новых городов и черты» 1681 г., «Строельная» книга Симбирска середины XVII в., отдельные карты Алексея Изволова 1717 г. и неизвестного автора конца XVIII в. [6, с. 34, 39; 7]. Равным образом, до нас дошли более поздние письменные материалы П.С. Палласа, М.И. Иванова и Г.И. Перетятковича XIX столетия [8; 9, с. 57-78; 10, с. 140-170]. В свою очередь, отдельная информация о строительстве Закамской линии содержится в современных историко-публицистических и краеведческих трудах Р.Ф. Галлямова, А.К. Синельника и А.Д. Ермолаева [3, с. 110-113; 11, с. 15; 12]. Существенное значение в изучении автором структуры Старой Закамской черты сыграли археологические исследования второй половины XIX и XX столетий в Волго-Камском регионе [13, с. 74-81; 14, с. 76-81]. Вместе с тем, автором произведены натурные обследования по местам Закамской линии в октябре 2005 г. [15, с. 94-96].

Описания Никиты Гладкова Закамской черты явились первыми после окончания её строительства. В данном отчёте содержатся мерные сведения в русских саженях о крепостных стенах, башнях и земляных укреплениях Белого Яра, Ерыклинска, Тиинска и Новошешминска [16]. Впоследствии об этом отчёте писал Г.И. Перетяткович, используя сохранившиеся

данные писцовых, даточных и отказных книг по городам Казанского края второй половины XVII в. [10, с. 140-170].

«Выписка в разряд о построении новых городов и черты» описывает сооружение Белгородско-Симбирской черты, протянувшейся на более чем 2500 км. Примечательно, что здесь оговаривается единый замысел построения для всех черт Московского государства. На этом основании можно рассматривать принципы возведения Старой Закамской засеки. В разрядном документе отмечается: «по черте построить города, а промеж городов по полям земляной вал и рвы и остроги и надолбы, а в лесах засеки и всякие крепости... в реках, на бродах биты частики, сваи и рогатки... во многих местах поставлены караульные башни и стоялые острожки, чтобы на ево государевы Украины (т.е. подступы) теми местами татарского приходу не было» [6, с. 34].

Наряду с разрядными материалами, «Строельная» книга Симбирска раскрывает отдельные конструктивные методы построения Симбирской засечной черты. Поскольку методы возведения засек являлись едиными для всех линий Российского государства, информация данной «Строельной» книги может быть также применима для восстановления структуры Старой Закамской черты. Согласно её тексту, крепости в структуре засечной черты нередко располагались у слияния рек. В местах ландшафтных низин, равным образом, сооружались небольшие форт посты: «в низких разных местах сделано тарасов, и острога к тем тарасам поставлено... сделали в тех местах разных слобод служилые люди...» [6, с. 42]. Между тем, мы узнаём о наличии целого ряда сторожевых башен: караульная башня у старого городища, Уржумская башня между Юшанском и Тагаем и т.д. Раскрываются материалы для строительства в виде дубового и соснового леса: «И по земляному валу город Тагаев срубили... Город и башни сделаны в сосновом лесу и покрыты тёсом... А острог поставлен и связи и лестницы сделаны дубовые» [6, с. 42, 49]. Одновременно, документы содержат сведения о возведении, так называемых, «тарасных» валов. Следовательно, во внутреннюю структуру валов включались деревянные конструкции. Описывается укрепление валов и рвов плетнем и дёрном для того, чтобы земля не осыпалась. Кроме того, вертикально поставленные столбы частокола закреплялись поперечными дубовыми связями: «острог и столбы поставлены и связи кладены дубовые и бои по острогу с вала учинены» [6, с. 39, 41].

На межевой карте Алексея Изволова 1717 г. можно наблюдать участок Сенгилеевской черты, где представлены её очертания и различные элементы. Нужно сказать, что каждая засека состояла из нескольких звеньев – отрезков. Таковым отрезком в оборонительной линии юго-восточных рубежей Русского государства от г. Ахтырки до Мензелинска

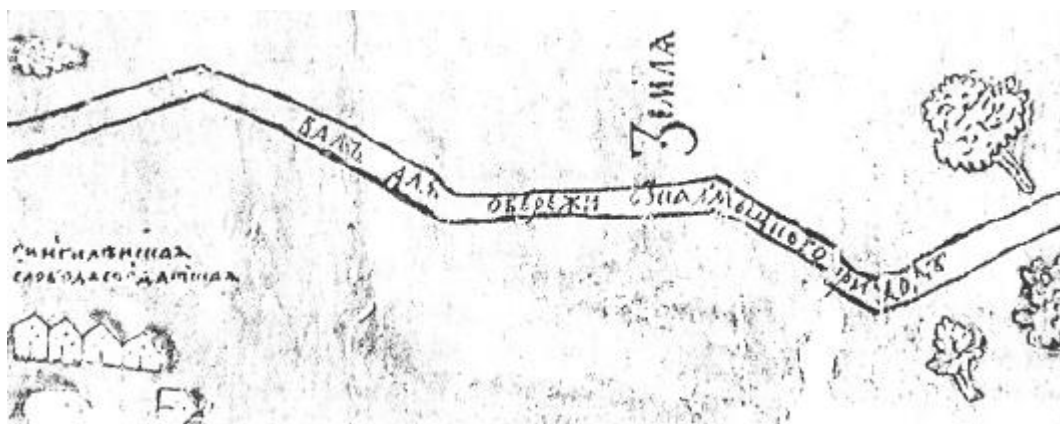


Рис.1. Изображение оборонительного вала Сенгилеевской черты на карте Изволова 1717 г. [6, с. 78]

являлся участок Сенгилеевской черты, соединяющий Симбирскую и Закамскую засеки. На изображении Сенгилеевской черты прослеживается криволинейная траектория оборонительного вала. В отдельных местах, вблизи земляного вала показаны деревья, что говорит о наличии лесных засек (лесного массива и лесных завалов) в структуре черты. В предместьях черты отмечена Сенгилеевская слобода, изображённая в виде группы небольших жилых построек (рис.1). Тем временем, на карте Старой Закамской черты конца XVIII в., показывающей участок от Белого Яра до Никольского, представлена слабоволнистая траектория засеки с сочетающимися прямолинейными отрезками. Судя по схематичному изображению острых наконечников по всему очертанию линии, вероятно, данный участок оборонительного вала включал в себя укрепления частоколом (рис. 2).

В 1809 г. путешественник П.С. Паллас, касаясь Старой Закамской черты, пишет: «Позади Никольского

села есть старая Российская линия... Сия линия начинается от Белого Яра при Волге, и отсюда идёт в восточную сторону к отстоящему в 13 верстах от Никольского и прежде укрепленного местечка Ерыклинка, и сказывают, что она оттуда далее простирается за Тиинск и Билярск, т.к. Закамская линия до самой реки Ика. Ров сей линии ещё и ныне в некоторых местах шириною до трёх сажень. Везде, да и в самом Никольском видны высокие редутам подобные насыпи» [8]. Другую часть Старой Закамской линии, от Слободы Екатерининской (в 10 км юго-западнее от Новошешминской крепости) до реки Ик близ села Троицкого (или Матвеевки), осмотрел и описал в 1851 г. капитан Генерального штаба М.И. Иванин. На этом пространстве, пишет экспедитор, найдено мною множество разных земляных укреплений, из них одни составляют нашу Старую Закамскую линию, а другие, по всей вероятности, принадлежат к эпохе гораздо отдалённой. Если на земляных укреплениях Старой

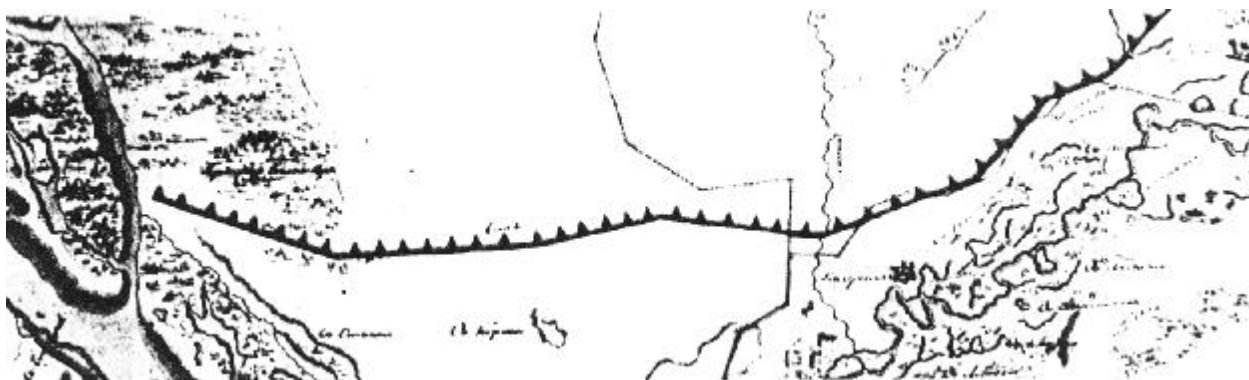


Рис. 2. Участок Закамской черты от Белого Яра до Никольского на карте конца XVIII в. [6, с. 45]



Закамской линии, которая существует около 200 лет (с 1652 г.), не видно большого разрушения от времени и существенной разницы между объёмом рвов и валов, то на более древних укреплениях можно видеть потерю их крутости и почти засыпанные рвы. Из многих древнейших укреплений, продолжает М.И. Иванин, наиболее значительные следующие: Земляной вал между д. Нижней Каменкой и д. Ивашкиной; Вал между лесом слободы Екатерининской и Новошешминским фельдшанцем (крепостью); У Екатерининской слободы на левом берегу р. Секенса; Валовые укрепления в 5 верстах ниже Новошешминска между лесом и левым берегом Шешмы, а также на правой стороне р. Шешмы; Ниже д. Романовской, близ большой Казанской дороги, 2 вала, пересекающие долину р. Кичуя; Земляные укрепления в Билярске [9, с.58, 75, 76]. Далее следуют более подробные сведения о засеке: «У слободы Екатерининской, версты на две находится ров с валом, по обеим сторонам реки Секенса, упирающийся оконечностями своими в лес, окружающий слободу... За лесом, верстах в 4-х, начинается вал, имеющий направление на пригород Новошешминск. Из этого же леса выходит ещё другой вал и соединяется с валом линии, но он древнее нашего... На правом берегу р. Шешмы по самой линии вала, на возвышенности видны остатки редута, сажень 50 в стороне... От Новошешминска до д. Романовской, вёрст на 15 простирается лес, за которым, поперёк долины р. Кичуя, версты на 3 идёт вал до леса... При пересечении большой дороги, идущей из Бугульмы в Казань, с валом сим видны остатки редута... От д. Романовской до пригорода Заинска вёрст на 30 идёт лес, за которым открытое пространство долины р. Зая на версту перекопано валом... В самом Заинске был земляной окоп, который теперь едва заметен... по уверению жителей, окоп был прежде вооружён пушками, внутри его была деревянная стена с бойницами и шестью деревянными башнями... Верстах в 25 выше Заинска, долина р. Ирри у д. Бисеряк также перекопана валом... От Заинска, в направлении к Мензелинску, вёрст на 90 простирается опять лес, в котором, только в двух местах перекопан вал... Верстах в 6 от Мензелинска... вал начинается вновь, пройдя вёрст 8 поперёк долины р. Мензель, упирается на противоположном берегу этой реки в лес, за которым верстах в 14 показывается вновь, и пройдя версты три в направлении к р. Ику, оканчивается у левого берега его верстах в 5 выше села Троицкого... Там, где вал упирался в лес, местами, по продолжению его, видны просеки и ямы...» [9, с. 58, 59]. Говоря о траектории засечной линии, М.И. Иванин отмечает сочетающиеся прямолинейные и изогнутые отрезки оборонительных валов. На многих участках оборонительной линии имелись земляные выступы, шириной примерно в 6 сажень и высотой полсажени от гребня вала, наподобие редутов. Засака включала в себя от 3 до 6 рядов валов и ещё более рвов [9, с. 60, 76]. Судя по расположению Екатерининской и Троицкой

слобод, до которых простирались укрепления засеки, можно установить, что ширина Старой Закамской линии, включая рвы, валы и лесные массивы, составляла от 10 до 15 км.

Между тем, Г.И. Перетяткович дополняет информацию об элементах Закамской оборонительной линии: «По тарасному валу построены были въ разномъ разстоянии ещё особая небольшие укрепления, которые назывались городками и выводами...». Выводные городки представляли собой малые деревянные крепости с башнями. Размеры таких укреплений составляли в длину и ширину 10 x 10 сажень, в высоту 2 сажени (т. е. в нынешней системе мер 21,6 м x 21,6 м; 4,32 м; согласно косой казённой сажени, равной 216 см). Описывая тарасный вал с выводными городками между Тиинской и Новошешминской крепостями, Г.И. Перетяткович отмечает: «При сооружении вала... он на пространстве 500 сажень сделанъ былъ на польсажени меньше обыкновенного (вместо двухъ сажень вышины тарасный валъ устроенъ былъ лишь въ полторы сажени) для того, что деланы тарасы по старому татарскому валу» [10, с. 145, 156].

Равным образом, археологические исследования территорий Центрального Закамья установили принадлежность отдельных укреплений Закамской черты и её предместий к булгарской эпохе. В частности, бассейны рек Шешмы и Черемшан отличаются наличием системы оборонительных валов (Елховский, Новошешминский, Карамышевский) и городищ (Елховское, Сосновское, Новошешминское, Екатерининскослободинское, Тубулгатаусское, Билярское, Святой ключ, Николаев Баранские I и II, Горкинские I и II, Балынгусское), определяемых как защитные линии и укрепления домонгольской Булгарии [13, с. 74-81; 14, с.76-81]. В целом, в бассейне реки Черемшан, в том числе и южнее Старой Закамской линии, археологически установлены 27 булгаро-татарских укрепленных городищ и 340 неукрепленных поселений. В бассейне р. Шешмы отмечены 8 городищ и 47 селищ, а также 53 селища в бассейне р. Камы. Показательно, что ряд поселений, особенно в районе Балынгусского городища, продолжают существовать и в российский период [13, с. 10; 14, с. 10].

Впоследствии Р.Ф. Галлямов отметил, что протяжённость Закамской черты от Белого Яра до Мензелинска равна 250 км. На протяжённой засечной линии крепостные комплексы преимущественно располагались на возвышенном рельефе. Исключение составляли Белый Яр, находящийся на равнинном месте, и Ерыклинск, размещённый в ложине. По данным историка, непрерывный оборонительный рубеж состоял из земляных валов, рвов, крепостей, лесных засек, надолб и других защитных сооружений [3, с. 111-113]. А.К. Синельник упоминает те же элементы Закамской линии и ко всему прочему добавляет информацию о сооружении деревянных



надолб в семь рядов [11, с. 15].

В начале 1970-х годов военный топограф А.Д. Ермолаев представляет профиль Старой Закамской черты в предместьях Белого Яра (вне зоны затопления Куйбышевским водохранилищем) с указанием высоты вала в 4 м и глубины рва в 2,5 м. Учитывая оседание земляных укреплений с течением столетий, вероятно, в середине XVII в. их высота и глубина была приблизительно в 1,5 раза больше [12].

Ныне на местах почти всех укреплений Старой Закамской черты располагаются либо современные сельские постройки, либо сельскохозяйственные угодья. По результатам натурных обследований автора, исключение составляют два вала в районе Новошешминска и отдельные остатки земляных укреплений в Билярске. Первый Новошешминский вал находится в 3-х км от города с северной стороны. Он берёт своё начало от левой бровки реки Шешмы. Далее, углубляясь юго-западнее, проходит прямолинейной и слабоволнистой траекторией 7 км. Высота вала составляет 2 м, ширина основания 6 м, ширина вершины вала 4 м. С северной стороны вала расположен ров глубиной 2 м и чистое поле. К югу от земляных укреплений расположена пашня. В западной части г. Новошешминска находится второй вал, проходящий слева от реки Шешмы в 2 км. Имеет юго-западную траекторию протяжённостью, как и первый вал, 7 км. По южной линии вала проходит граница энергетической базы, с северной стороны располагается ров глубиной 4 м и поле. Высота земляного укрепления достигает 4 м, ширина у основания вала 8 м, ширина вершины равна 2 м. Наряду с ними, в восточной части Билярска можно наблюдать валы высотой до 4-5 м с шириной в основании до 19 м и рвы глубиной до 3 м.

Таким образом, анализ литературных источников и результатов натурных обследований автора позволяет сделать следующие выводы об архитектурной структуре и элементах Старой Закамской черты середины XVII в:

– Закамская линия представляла собой непрерывный оборонительный рубеж протяжённостью 250 км и шириной 10-15 км с 8 деревянными крепостями (Белый Яр – Ерыклинск – Тиинск – Билярск – Новошешминск – Кичуев – Заинск – Мензелинск), чередующимися с земляными «тарасными» валами (включение деревянных конструкций во внутреннюю структуру валов) в 3 и 6 рядов; рвами, земляными насыпями – выступами наподобие редутов, лесными засеками; выводными городками; караульными башнями; деревянными надолбами в 7 рядов; частоколом; «волчьими» ямами с забитыми кольями; деревянными сваями и рогатками (брус, укрепленный на крестообразно сколоченных кольях) на бродах рек; естественными природными препятствиями в виде рек и оврагов;

– Траектория засеки слабоволнистая с

сочетающимися прямолинейными отрезками;

– Композиционные акценты на протяжённой засечной линии в виде преимущественного расположения крепостных комплексов (фельдшанцев) на возвышенном рельефе, на пересечении засечной линии дорогами, в местах слияния рек и по направлению бровок рек и водоразделов;

– Открытые долины рек, пересекающие линию, перекапывались валами и рвами, т. к. данные места могли служить путями для набегов ногайцев, калмыков, башкир и каракалпаков;

– В структуре оборонительной черты отмечена система валов и городищ, определяемых археологически как защитные линии и укрепления домонгольской Булгарии (в районе Новошешминска, Екатерининской слободы, Билярска и села Карамышево);

– Наличие слобод в предместьях Закамской линии для проживания коренных народов Волго-Камья, образованных на морфологической основе Булгарских городищ и поселений домонгольского и золотоордынского периодов, т. е. начала X – первой трети XV в.

Представленная статья лишь частично коснулась заявленной проблемы. Данная тема предоставляет возможность первичного сравнительного анализа оборонительно-крепостных комплексов Волго-Камья с аналогичными сооружениями России, а также определения их места в истории архитектуры и градостроительства России.

Литература

1. Акты Московского государства (АМГ). Т. II. – СПб., 1894, № 268. – Февраль 1637.
2. Новосельский А.А. Борьба Московского государства с татарами в первой половине XVII в. – М. – Л., 1948. – С. 436.
3. Галлямов Р.Ф. Закамская засечная черта и первые русские поселения в Алексеевском крае. // Алексеевский район. История и современность. – Казань, 2000. – 279 с.
4. Ахмадуллин Ш.А. Буинск: Страницы истории. – Казань, 1991. – С. 7.
5. Мартынов П.Л. Город Симбирск за 250 лет его существования. Систематический сборник исторических сведений о городе Симбирске. – Симбирск, 1898. – С. 14.
6. Гуркин В.А. На берегах Русского Нила. – М., 2005. – 239 с.
7. РГАДА. Ф. 192. Карты Симбирской губернии. – Оп. 1, № 3.
8. Паллас П.С. Путешествие по разным провинциям Российской империи. Ч. 1. – СПб., 1809.
9. Иванин М.И. Описание Закамских линий. // Вестник Императорского русского географического общества на 1851 г. Ч. 1., кн. 1. – СПб., 1888. – 78 с.



10. Перетяткович Г.И. Поволжье в XVII и начале XVIII века. Очерки из истории колонизации края. – Одесса, 1882. – 399 с.
11. Синельник А.К. История градостроительства и заселения Самарского края. – Самара, 2003. – 226 с.
12. ГАУО. Ф. Р. – 4174.
13. Хлебникова Т.А., Казаков Е.П. и др. Археологические памятники Центрального Закамья. – Казань: ИЯЛИ им. Г. Ибрагимова КФАН, 1988. – 97 с.
14. Халиков А.Х., Хузин Ф.Ш. и др. Археологические памятники бассейна р. Черемшан. – Казань: ИЯЛИ им. Ибрагимова КФАН, 1990. – 112 с.
15. Назарова И.В. Роль ландшафта в формировании объёмно-пространственной композиции Волго-Камских засечных черт. // Развитие региональных архитектурно-художественных школ в контексте историко-культурных традиций. Материалы международной научно-методической конференции. – Казань, 2005. – 320 с.
16. РГАДА. Ф. 1209. Оп. 1. Д. 156.



УДК 728.83

И.В. Краснобаев – аспирант, ассистент

Казанский государственный архитектурно-строительный университет (КазГАСУ)

К ВОПРОСУ О СОВРЕМЕННОМ ИСПОЛЬЗОВАНИИ СЕЛЬСКИХ ДВОРЯНСКИХ УСАДЕБ. ОПЫТ ВЕЛИКОБРИТАНИИ

АННОТАЦИЯ

В статье предпринята попытка обобщения авторских переводных материалов по современному использованию английских загородных поместий. Особое внимание уделено такому виду использования, как многоквартирное жилье.

I.V. Krasnobaev – post-graduate student, assistant

Kazan State University of Architecture and Engineering (KSUAE)

TO THE QUESTION OF CONTEMPORARY USAGE OF RURAL NOBLE ESTATES: GREAT BRITAIN EXPERIENCE

ABSTRACT

This article summarizes British sources of information on contemporary usage of rural estates. The particular attention is paid to such type of usage as multifamily housing.

Проблема сохранения и использования сельских дворянских усадеб стоит перед современной архитектурной наукой и практикой, начиная с первой половины XX века, и остается нерешенной. В настоящее время это связано, прежде всего, с несоответствием изменяющихся социально-экономических условий и законодательства, а также профессиональных ориентиров и компетенций специалистов по охране и использованию наследия. В тематике ряда недавних конференций и семинаров по данной теме* с участием как ученых, так и практиков – девелоперов, владельцев усадеб, в качестве основной присутствует тема поиска адекватных средств сохранения усадебного наследия. В этом смысле настоящее исследование опыта использования загородных поместий в Великобритании представляется актуальным.

В России с отменой крепостного права кардинальным образом меняется экономическая сторона усадебной жизни. В ряде случаев дворяне, будучи не в состоянии обеспечить экономическую устойчивость усадеб, вынуждены были их закладывать, продавать или просто покидать. В Великобритании аналогичная ситуация складывается в период сельскохозяйственной депрессии начала 1870-х годов, когда владельцы усадеб сами начинают их разрушать, не имея средств для содержания построек. Процесс разрушения домов их собственниками ускорился во

время первой мировой войны, когда семьи вынуждены были платить налог на наследство каждого погибшего на фронте. Во время второй мировой войны этот налог был отменен, но проблема сохранения и использования сохранялась. С одной стороны, свою роль сыграли военные разрушения. С другой стороны, в связи с сокращением состава семей и снижением рождаемости пропадала потребность в больших домах. При этом, второе обстоятельство оказалось более значительным. Так, из 1116 домов разрушенных между 1875 и 1974 годами 458 было разрушено с 1918 по 1945 годы, а 595 – с 1945 по 1974. Безусловно, разрушение поместья было крайним шагом. Во многих случаях поместья продавались коммерческим и ведомственным структурам либо просто отдавались в ведение благотворительных, медицинских или образовательных учреждений. С 1945 года во многих английских усадьбах расположились школы, тренинговые центры различного профиля, монастыри и семинарии, больницы и дома престарелых, психиатрические и исправительные учреждения. Некоторые из этих учреждений частные, но большинство находятся на государственном обеспечении местных властей. Такие решения являлись оптимальными для зданий с развитыми планами или большими помещениями, трудными для жилья, как, например в случаях Arundel Castle, Sussex; Leeds Castle, Kent; Lamport Hall, Northamptonshire и др. [1, с. 18]. Выбор подобных функции был обусловлен не архитектурными факторами, а выгодностью приобретения полуразрушенных зданий. Так, с 1975 года желающие устроить в поместье благотворительное учреждение получали финансовые компенсации от

* Например: «Новый хозяин в старой усадьбе. Немусейные формы владения» (Москва, 2003), «Русская усадьба на пороге XXI века. Пути выживания» (Хмелита, 2003), «Русская усадьба. Век 21» (Москва, 2006) и др.



государства на покупку. Однако значительность последующих собственных затрат на текущие работы не способствовало распространению благотворительных учреждений.

Использование поместий под ведомственные учреждения также сопровождается рядом трудностей. С одной стороны, существует постоянная необходимость обновления оборудования, особенно в больницах, что зачастую негативно сказывается на состоянии зданий. Кроме того, главный дом неизбежно обрастает вспомогательными постройками, портящими вид, как в Pele Hall, Clovenfords, Borders [1, с. 8] или даже скрывающими его как в Newbold Revel, Warwickshire [1, с. 21]. С другой стороны, ведомства имеют свойство упраздняться или переезжать. В случае продажи имения покупателей может остановить необходимость платить за бараки. О некоторой гарантии надежности сохранения и использования можно говорить в случаях, когда ведомство представляет собой крупную корпорацию и здание используется с целью получения дохода в качестве офисов, управления корпораций, семинарских и конференц-центров, баз отдыха, туристических центров и пр. Использование поместий полностью под офисы и учреждения компаний (корпоративные учебные центры) целесообразно, если объект расположен близко к центрам деловой активности, малоинтересен для публики, но имеет одно-два представительных помещения. Под офисы может использоваться и часть поместья. Очевидно, что спрос на загородные офисы заведомо ниже, чем на городские. Преимуществом сценария является то, что он требует меньших реконструктивных работ, т.к. офисное использование менее регламентировано, чем, например, жилое. Другие виды коммерческого использования площадей, например под хранилища документов, ставят вопрос обеспечения безопасности (пожарной и пр.). Вместе с тем, устройство в помещениях усадьбы, например салона антикварной мебели, как в поместье Winslow Hall, оправдывает затраты [2, с. 107].

Использование поместья под корпоративный или арендный семинарский центр считается многими оптимальным видом использования для поместий среднего и большого размера [5, с. 253]. В качестве примера можно привести поместье Denham Place, Buckinghamshire [1, с. 22]. Планировка дома, типичная для 18 века, включает в себя несколько больших комнат одинакового размера, в которых разместились залы совещаний, дирекция и столовая. Арендные семинарские центры могут организовать сами владельцы поместий. Банки, страховые компании, торгово-промышленные компании местного уровня заинтересованы в краткосрочной аренде загородного комплекса для проведения совещаний руководства. Размещение за городом предоставляет больший комфорт по сравнению с аналогичными функциями в городской среде. Природное окружение способствует

большей концентрации внимания на предмете встречи. Важно отметить, что в условиях реконструкции возможна организация объектов малой и средней мощности. Лорд Марч – владелец поместья Goodwood house, Sussex, сдаваемого им в аренду, – считает, что для эффективного функционирования усадьбы в качестве коммерческого учреждения необходимы следующие условия:

1. Близость к крупным населенным пунктам – источнику клиентуры. В противном случае владельцу необходимо искать специфические рынки, что означает дополнительные затраты на рекламу.

2. Готовность владельца жертвовать некоторой долей приватности жизни.

3. Возможность обеспечить конкурентоспособность учреждения. Во-первых, это высокий уровень персонала, во-вторых, обыгранная «фишка» усадьбы – удобные большие пространства либо аура, домашняя обстановка, возможность общения с владельцем и т.д.

4. В планировке комплекса должно присутствовать достаточное разделение частной и общественной зон, с тем, чтобы, например, ночная активность в одной из зон не мешала спокойствию в другой.

5. Развитость инфраструктуры – гардероб, санузлы, кухня, связь, отопление и др.

6. Продуманные возможности ночевки – на территории усадьбы или в окрестностях.

Обширность необходимых условий приводит к выводу о том, что коммерческие центры не могут быть универсальным вариантом развития усадеб, особенно при сравнении со специализированными новыми комплексами аналогичного назначения [2, с. 103].

Образовательные учреждения, особенно начального и среднего уровня, не оптимальны для зданий с ценными интерьерами. К элементарному детскому вандализму добавляется диссонансная простота школьного оборудования. Также имеет место проблема увеличения площадей и, следовательно, опасность диссонирующих пристроек, особенно в случае школ-пансионов, чего не избежала даже самая известная школа в поместье Stowe, Buckinghamshire [3, с. 51]. Основная проблема для учащихся состоит в необходимости ремонтных работ, а значит более высокой стоимости обучения, не связанной с повышением качества преподавания. С другой стороны, обучение в историческом здании, в природном окружении и при отсутствии шума является более эффективным как в учебном, так и воспитательном плане. Между тем, школы составляют не более 10% от прочих видов использования английских поместий. Существуют случаи преобразования поместий из школ, например, обратно в жилье, как в случае Wardour Castle [5, с. 240-241].

Идеальными, но редкими покупателями поместья для его изначальных владельцев, можно считать тех, кто будет ценить исторические качества дома – реставрационная мастерская, центр изучения ремесел



или образовательный центр. Классический пример – поместье Hawarden, Shropshire, в котором личное собрание книг владельцев превратилось в общественную библиотеку [1, с. 25]. Проблема такого рода заведений состоит в том, что их организация может заинтересовать покупателей только в том случае, если поместье расположено близко к столице или университетскому центру. Поэтому в практическом смысле лучший способ превратить поместье в учебный центр – это начать создавать его самому владельцу. Ditchley, Oxfordshire и Leeds Castle Foundation, Kent появились именно таким образом [1, с. 25].

Устройство в усадьбе отеля является оптимальным выходом для тех случаев, если дома слишком велики для семей, но семьи хотят в них остаться. Отели в исторических домах, как, например сеть Parador в Испании или Relais des Châteaux во Франции, предлагают три характерных отличия от отелей в новых зданиях: историческая архитектура, местная кухня и семейное обслуживание. Отели в поместьях имеют как преимущества, так и недостатки. С одной стороны, большие размеры комнат главного дома работают на имидж отеля, этим же окупаются значительные затраты на обслуживание территории. В Gravetye Manor, Sussex сад даже работает на кухню отеля [1, с. 27]. Хозяйственные постройки поместий также легко могут быть использованы по прямому назначению, т.к. отели нуждаются в кладовых, посудомоечных, прачечных и даже в комнатах для оформления букетов и помещениях для чистки обуви. Кроме того, в случае отелей находит свое применение старая крупногабаритная мебель, с трудом подходящая для семейного использования. С другой стороны, негативное влияние на дома оказывает установка дополнительных ванных комнат. Выделение площадей под дополнительные номера также редко улучшает здание.

Отметим, что перечисленные выше виды общественного использования поместий характеризуются следующими негативными свойствами:

1. Значительный транспортный трафик, в результате которого здание обрастает парковками, лишёнными зелени и портящими вид.

2. Противопожарные мероприятия – несгораемые двери и лестницы, создающие большую опасность порчи интерьеров.

3. Индивидуальный характер проектов. Сложность типизации проектных решений с целью ускорения темпов распространения.

4. Недостаточная экономическая эффективность из-за нестабильного спроса, вынуждающая зависеть от государственных грантов, компенсаций затрат на реставрацию, текущих налоговых льгот и пр.

Все это вынуждает искать более эффективные и системные варианты использования поместий.

Одним из таких вариантов можно считать разделение поместья под жильё для нескольких семей. В данном варианте использования главный дом усадьбы со смежными постройками делится на несколько автономно функционирующих жилых блоков, в ряде случаев с выделением мест общего пользования (холл, лестница). Территория размежевывается между владельцами соответственно размеру квартир и с выделением части общего пользования. Осуществлять операции перепланировки и продажи может девелоперская компания, национальный трест либо изначальные владельцы. В последнем случае владельцы поместий могут использовать их как доходные дома, сдавая отдельные части в долгосрочную аренду под жильё, при этом сами оставаясь в одной из частей поместья. Вариантом многоквартирного использования можно считать строительство летних домиков, которые закрываются и освобождаются от мебели на зиму – 3-4 месяца использования в году приносит, по свидетельству экономиста Джона Батлера, такие же доходы, как круглогодичное сельскохозяйственное производство поместья [2, с. 109].

Оптимальным методом управления многоквартирным комплексом в поместье является внешняя управляющая компания, выступающая как юридическое лицо. В её задачи входит обслуживание общих частей поместья (общих фрагментов крыши, фундамента, инженерных сетей, коммуникаций, парка, оград; фасадные работы), обслуживание по дополнительной договорённости личных частей поместья. Это обеспечивает целостность и единообразие текущего обслуживания объекта.

В 1970-е годы использование поместий в качестве многоквартирного жилья было одним из основных способов их сохранения. В 1979-1987 годах в среднем в 80% всех заявок в местные советы по освоению старинных поместий предлагалась реконструкция под жильё [4, с. 40]. В поместьях Albury Park, Surrey; Danny Park, Essex; Flete, Devon и др. квартиры имели собственные небольшие кухни и ванные, а также общую столовую, в которой готовились обеды на всех жителей. В поместье Middleton Park, Oxfordshire было организовано 16 квартир для престарелых людей. Квартиры были реализованы с 40-процентной скидкой с условием, что после смерти владельцев они будут выкуплены обратно по исходной цене [1, с. 30]. Многочисленные случаи размещения в поместьях домов для состоятельных престарелых. В самом известном и дорогом из них – Tabley house, Cheshire недельное содержание стоит от 500 до 1200 \$ в неделю [5, с. 251].

В целом, разнообразие вариантов разделения комплекса между владельцами, жильцами-арендаторами, общими, музейными и другими помещениями обеспечивает универсальность этого сценария использования. Среди других его преимуществ можно назвать следующие:



- экономическая ликвидность в силу стабильного спроса на жилье;
 - возможность распределения ответственности и расходов между несколькими пользователями;
 - отсутствие потребности в новом строительстве;
 - минимальность изменения внешнего вида зданий и их планировок по сравнению с другими видами альтернативного использования;
 - меньшие затраты на обустройство интерьера.
- Воссоздание исторических интерьеров достаточно только в публичных помещениях.

Единообразие требований к жилью дает возможность систематизации проектных решений по преобразованию поместья в жилой комплекс. В частности, можно выделить следующие общие принципы и условия:

- Входы в отдельные квартиры здания желательно компоновать в одном месте, а стоянки и гаражи должны быть максимально скрыты в целях обеспечения вида из окон как одного из главных коммерческих факторов. В большинстве случаев гаражи могут размещаться в помещениях конюшен и каретников.

- В целях рентабельности комплекса размеры квартир должны быть разными. При этом следует избегать слишком больших квартир, т.к. для их продажи нужно обеспечивать дополнительные уникальные условия – особый вид из окон, повышенная обособленность, наличие большого участка земли.

- Реконструктивное вмешательство (изменение фасадов, значимых интерьеров, структуры несущих стен) должно быть минимальным и при необходимости в ущерб удобству планировки квартир.

- Финансирование реставрационных работ в домах с крыльями целесообразно начинать с крыльев. Во-первых, есть возможность ускорить начало использования здания. Во-вторых, наличие законченного фрагмента является основанием для привлечения дополнительных инвестиций. В-третьих, исключается возможность простоя рабочих бригад разных специальностей. Для домов с компактными планами, где распределительный узел используется рабочими на протяжении всего времени строительства, ускорить оборот капиталовложений не получится.

Настоящее исследование позволило нам вкратце познакомиться с английским опытом сохранения и использования загородных поместий. Рассмотренные примеры показывают, что наиболее эффективной формой сохранения и использования загородных поместий является многоквартирное жилье. Несколько уступают ему по рентабельности семейные отели, арендные и корпоративные семинарские центры. Наименее адекватны размещению в поместьях школы и больницы.

Возникает вопрос о применимости этого опыта в России. В силу многих причин общая степень сохранности усадеб в России ниже, чем в

Великобритании. Тоже можно отнести и к историко-культурной значимости российских усадеб в целом. С одной стороны, это сокращает число отечественных усадеб – претендентов на использование с целью получения дохода, а значит способных привлечь инвесторов и девелоперов. Некоторые из таких усадеб вполне могли бы быть использованы под многоквартирное жилье. Активное строительство элитных загородных жилых поселков подтверждает то, что состоятельные слои населения готовы жить в соседских сообществах. В этом смысле многоквартирный комплекс на базе дворянской усадьбы может являться альтернативой такому поселку. При этом более тесное соседство жильцов могло бы компенсироваться историчностью здания и более обширной прилегающей территорией. Устройство в усадьбах небольших отелей могло бы дать толчок развитию сельского туризма, прежде всего внутреннего. Вместе с семинарскими центрами они могут способствовать социально-экономическому развитию российского села. С другой стороны, необходим поиск более простых методов сохранения усадебного наследия. В отношении зарубежного опыта целесообразно рассмотреть практики реконструкции более скромной загородной архитектуры – ферм и сельских домов. Что касается организационных аспектов, то здесь может быть полезен опыт волонтерских и других некоммерческих проектов.

В целом, опора на западные примеры – возможно единственный путь спасения Русской усадьбы. С одной стороны, как мы смогли увидеть, Великобритания имеет не менее чем полувековой опыт альтернативного использования загородных поместий. С другой стороны, в России уже имеется опыт адаптации западного опыта. В частности, проект реконструкции усадьбы Вяземских Ленинградской области опирается на опыт английского поместья Champneys [6]. Безусловно, любой западный опыт не может быть эффективно реализован сразу. Необходима его адаптация – прежде всего изменение идеологии законодательных и исполнительных властей, заказчиков и проектировщиков. Ошибки простого копирования западных аналогов неизбежны на этом первом и временном этапе спасения Русской усадьбы, на котором можно достичь снижения темпов разрушения и формирования спроса на усадьбы. После этого можно будет прийти к «своему» пути развития «своих» усадеб.

Статья отражает результаты исследования, проводимого в рамках кандидатской диссертации под руководством доктора архитектуры, профессора Г.Н. Айдаровой.



Литература

1. Binney Marcus and Kit Martin. Country house – to be or not to be. London: SAVE Britain's heritage, 1982. – 123 p.
2. Butler John. The economics of historic country houses. London: Policy studies institute, 1980. – 138 p.
3. Cornforth John. Country houses in Britain, can they survive? An independent report. London: Country Life for the British Tourist Authority, 1974. – 130 p.
4. Darley Gillian. A future for farm buildings. London: SAVE Britain's heritage, 1988. – 84 p.
5. Littlejohn David. The fate of the English country house. New York: Oxford University Press, 1997. – 344 p.
6. Инвестиционный проект «Усадьба Вяземских». Осинная роща. Санкт-Петербург // Эндели Лимитед – Бизнес консалтинг, СПА-консалтинг. СПб., 2008. URL: http://www.endeli.ru/doc/vyaz_rus.pdf (дата обращения 10.12.2007).



УДК 721.021/022

Н.М. Шавалиева – доцент

Казанский государственный архитектурно-строительный университет (КазГАСУ)

МЕТОДИКА ПРОЕКТИРОВАНИЯ КУЛЬТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ В РАМКАХ УЧЕБНОГО ПРОЦЕССА ПО СПЕЦИАЛЬНОСТИ 270114

АННОТАЦИЯ

В процессе проектирования культового сооружения создается определенный ряд композиционных моделей, отражающих функциональное, образное и тектоническое содержание. Поиск объемно-планировочного решения – это творческий процесс, который должен быть подчинен общему архитектурному замыслу и осуществляться при условии одновременной проработки объемно-планировочной, конструктивной, экономической и архитектурно-художественной сторон.

N.M. Shavaliyeva – associate professor

Kazan State University of Architecture and Engineering (KSUA)

METHODOLOGY OF CULT BUILDING DESIGNING WITHIN THE EDUCATIONAL PROCESS ON SPECIALITY №270114

ABSTRACT

During cult building modeling the certain number of composite models, which reflect the functional and figurative maintenance, is created. The search of decision is a creative process, which should be subordinated to general architectural plan and be carried out due to consideration of space-planning, constructive, economic and architectural-art features.

Эволюция строительства культовых сооружений прошла путь от поляны под открытым небом до современных многофункциональных религиозных центров. Храмовая архитектура зачастую представляет собой лучшие достижения строительного искусства. Этим обусловлен интерес к этой теме при организации образовательного процесса для инженеров-архитекторов.

В период подготовки к архитектурно-конструктивному проектированию культового объекта (на стадии предпроектного исследования) студент выбирает тип сооружения, исходя из конфессиональных убеждений, если таковые имеются, или симпатий и интереса, опираясь на систему собственных ассоциаций. Подготовительный этап дает начальный толчок к созданию мыслительного архитектурно-художественного образа проектируемого здания. По мере накопления информации образ приобретает определенные черты и направляет творческую мысль студента на поиск архитектурно-конструктивного решения и образно-выразительной композиции проектируемого культового здания. Храмостроительство в наши дни предполагает современное видение, и надо отразить современное отношение человека к религиозным сооружениям, не нарушая определенных канонов. Образ должен выражать типологические черты конкретного здания, взаимосвязи с исходными данными. На этой стадии,

помимо выполнения клаузуры, эффективно исполнение рабочих макетов для поиска соответствующих образу тектонических систем. В процессе моделирования культового сооружения создается определенный ряд композиционно-конструктивных моделей, отражающих функциональное и образное содержание. В связи с этим необходимо обратить внимание на «творческие муки» студентов при создании мыслительного конструктивного образа. Инженеры-архитекторы должны обладать развитым образно-выразительным мышлением, стремясь объединить при формообразовании форму, материю и усилия. Изучив задание на проектирование и информацию, полученную в период подготовительного этапа, а также используя предшествующий собственный опыт, студент в состоянии представить образ здания, проект которого он должен разработать. Архитектурно-конструктивная разработка проекта – это процесс проектирования, включающий в себя разработку объемно-планировочного, конструктивного решений и создание образно-выразительной композиции с обязательным учетом на всех уровнях меры экономической (социально-экономической или социальной) целесообразности. В результате материализуется модель объекта, его художественный образ. Модель контролируется как художественным замыслом, так и функциональными требованиями.



Творческие действия на каждом этапе и этапы в целом взаимосвязаны и взаимообусловлены как в процессе мыслительных, так и реальных построений.

Необходимо всесторонне и тщательно изучить функциональный процесс, для осуществления которого проектируется храм, причем не только его современное состояние, но и тенденции развития. Состав помещений, их параметры и взаимосвязь определяют функциональный процесс, который, следовательно, является решающим фактором, влияющим на формирование объемно-планировочного решения здания. Поэтому изучение процесса является обязательным и, кстати, определяет научную, творческую основу проектирования. В результате изучения функционального процесса получают информацию о составе помещений, их геометрических параметрах, о необходимом оборудовании храмового сооружения (кафедра, минбар, сидения и т.п.), направлении людских потоков, о характеристиках физической среды в помещениях, о требованиях к инженерному оборудованию и конструкциям. Результаты изучения функционального процесса обычно сводят в таблицу, где закладывается состав помещений с основными требованиями и характеристиками среды. После изучения функционального или технологического процесса (при проектировании многофункционального культового комплекса), определения меры влияния факторов, перечня и параметров всех помещений приступают к поиску объемно-планировочного решения. Функциональный процесс, в зависимости от конфессии и размера объекта, в большинстве случаев требует различного количества помещений. Поэтому, чтобы облегчить поиск объемно-планировочного решения, целесообразно предварительно построить функциональную схему и схему функциональных связей помещений или их групп, не забывая при этом основополагающую и формообразующую позицию несущей конструкции.

Надо помнить, что для нормального осуществления основного функционального процесса необходимы как вспомогательные, так и подсобные процессы, которые непосредственно с осуществлением основного процесса не связаны, но необходимы для комфортных условий пребывания людей, для создания соответствующих санитарно-гигиенических или других условий.

Следующий этап – создание схемы функциональных связей помещений – это графическое изображение помещений или групп, предназначенных для осуществления соответствующих элементов функционального процесса. На них в виде простых геометрических фигур, чаще всего прямоугольников, изображают с соблюдением масштабности помещения, а стрелками – взаимосвязь между помещениями или их группами (сплошными линиями – обязательные, пунктирными – желательные связи). Схема связей может

быть вертикальной, горизонтальной, трехмерной.

Перечень помещений в учебном проектировании указывается в методических указаниях или принимается по нормам, например, для православных культовых сооружений существует СП 31-103-99 (Свод правил по проектированию и строительству зданий, сооружений и комплексов православных храмов). Прежде чем построить схему связей, необходимо все помещения объединить в группы по их функциональному признаку, так называемый метод «функциональной группировки помещений». Обычно помещения объединяют в четыре группы: основные – помещения, предназначенные для осуществления элементов основного функционального процесса; вспомогательные – помещения, предназначенные для осуществления вспомогательных функций, в том числе коммуникационных для обеспечения связи отдельных помещений или их групп по горизонтали и вертикали; подсобные – помещения для осуществления подсобных функций; технические.

Необходимо стремиться к обеспечению минимальной протяженности функциональных связей, особенно в зданиях многофункционального культового содержания, в которых протяженность путей движения влияет не только на размеры здания, но и на образ. Функциональный процесс является ведущим, часто решающим фактором, но не единственным. Природно-климатические условия района строительства имеют немалое значение при выборе объемно-планировочного решения здания. В таких районах, как наш, где достаточно протяженная зима, характерны и предпочтительны компактные объемно-планировочные решения объемов здания. Градостроительные факторы – размеры, конфигурация и положение отведенного для застройки земельного участка. Имеет значение роль проектируемого культового здания в организации архитектурного ансамбля, этажность и назначение окружающей застройки. Также необходимо учитывать временной фактор, потому что в связи с научно-техническим и социальным прогрессом развиваются и меняются религиозные представления людей. После построения функциональной схемы, уточнения состава помещений, их параметров, характеристики среды и других данных, основываясь на построенном мыслительном архитектурно-художественном образе, приступают к поиску объемно-планировочного решения здания. Поиск объемно-планировочного решения обычно начинают с преобразования схемы функциональных связей помещений в композиционную схему помещений, которая, по существу, есть горизонтальная проекция объемно-пространственных построений, какими всегда являются поэтажные планы здания. Предварительно необходимо начертить в определенном масштабе возможные конфигурации планов основных помещений согласно установленному перечню. Размеры пролетов и шагов надо стремиться

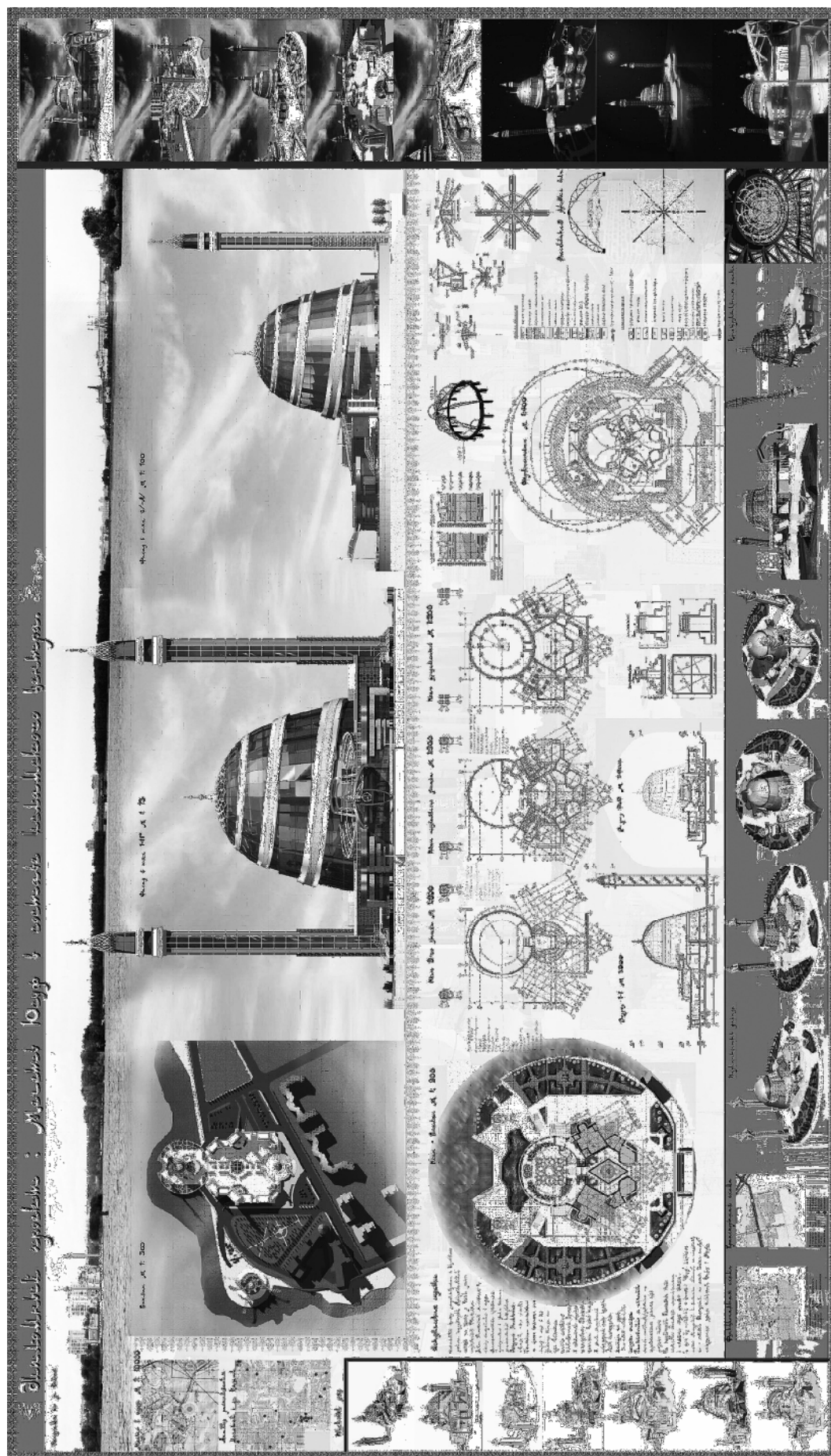


Рис. Дипломный проект «Мечеть Юсуф» в составе Исламского центра». Автор: Муслиев А.А. Руководитель: Шавалиева Н.М.
Диплом РААСН на II Всероссийском смотре конкурсе лучших дипломных проектов специальности 270114, 2006 год



принимать в соответствии с требованиями модульной координации размеров в строительстве, что дает возможность сопоставить отдельные помещения друг с другом и составить представление о действительных их размерах и размерах здания в целом – без этого грамотно проектировать очень трудно, если вообще возможно.

Практикой выработаны общие принципиальные композиционные схемы помещений культовых сооружений, которые используют при проектировании зданий молитвенного назначения различных конфессий. Это анфиладные, центрические, дифференцированные и смешанные композиции. В анфиладной композиции помещения, расположенные друг за другом, связаны в одно целое проходами или пролетами. Для центрической композиции характерно то, что вокруг большого основного помещения группируют меньшие вспомогательные. Частным случаем центрической является зальная композиция, когда все функции осуществляются в едином помещении. Первый прием используют при проектировании зданий храмов с небольшим набором функций, а второй – для часовен, капелл и т.п. При дифференцированной композиции – помещения, имеющие единое функциональное назначение, образуют отдельные здания, связанные переходами или расположенные на единой территории. Такой прием используют при проектировании монастырей, культовых комплексов, в составе которых могут быть, помимо молитвенного объема, лечебные учреждения, приюты, учебные заведения, гостиницы, здания спортивного назначения и т.д. Различные сочетания рассмотренных приемов в одном здании образуют смешанные композиции. Например, в многофункциональных культовых сооружениях, в которых молитвенная часть решается по центрической композиции, а остальная – с использованием коридорного приема. Выбор композиционной схемы помещений культового сооружения должен быть подчинен общему архитектурному замыслу и осуществляться при условии одновременной проработки объемно-планировочной, конструктивной, экономической и архитектурно-художественной сторон. Необходимо уделять серьезное внимание выбору количества коммуникационных связей и их нагрузкам. Требования к эвакуационным путям и время эвакуации определяются в соответствии с НПБ 108-96 «Культовые сооружения. Противопожарные требования».

На этом этапе проектирования, исходя из назначения здания, функций его отдельных помещений, их объемно-пространственной взаимосвязи, строят планировочную схему здания, используя один или несколько принципиальных приемов построения композиционных схем помещений и предварительно вычерченные габаритные схемы помещений. Необходимо работать не только над планировочной схемой-планом, но и одновременно прорабатывать (на начальной стадии мысленно) разрезы и фасады, постоянно их взаимоувязывая. Зная архитектурно-композиционные возможности различных конструктивных систем, инженер-архитектор определяет оптимальное конструктивное решение здания с учетом условий его эксплуатации и во взаимосвязи с архитектурно-художественной выразительностью сооружения. Результатом этой работы будет получение эскизов планировок и соответствующих эскизов разреза и фасада. Поскольку проектирование является творческим процессом, то его результаты в большой мере зависят от уровня профессиональной подготовки и проектного опыта участников-исполнителей, от их культуры, творческой направленности и интуиции. В качестве результата изложенного методического опыта прилагается экспозиционный материал дипломного проекта Алмаза Муглиева «Мечеть Юсуф в составе Исламского центра», отмеченного дипломом РААСН на II Всероссийском смотре-конкурсе лучших дипломных проектов специальности 270114 (рис.).

Литература

1. Адамович В.В., Бархин Б.Г., Варезкин В.А. и др. Архитектурное проектирование общественных зданий и сооружений. – М., 1984. – 280 с.
2. Зодчество мира. Ежеквартальный научно-практический и культурно-просветительский журнал. – М.: Изд-во «Архитектура и строительство России», 1999, № 3.
3. Божко Ю.Г. Архитектоника и комбинаторика формообразования. – Киев: Высшая школа, 1991. – 147 с.
4. Michael J. Crosbie, Architecture for the Gods. Australia: Graphic Image Studio Pty Ltd Mulgrave, 1999. – 192 с.
5. APX. Архитектурный журнал. – М.: ООО «Индустриал», 2006-2007.



УДК 624.012.35/45

И.С. Абдрахманов – кандидат технических наук, доцент**Казанский государственный архитектурно-строительный университет (КазГАСУ)****ВЫНОСЛИВОСТЬ ДЕРЕВОЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ
БЕЗ УЧЕТА ПОДАТЛИВОСТИ СОЕДИНЕНИЯ****АННОТАЦИЯ**

При реконструкции зданий установлено, что деревянные балки перекрытий сохранили несущую способность. На их основе были созданы деревожелезобетонные конструкции, соответствующие требованиям международных хартий о подлинности архитектурных памятников, однако расчеты выполнялись по методу расчета железобетонных конструкций. Решение: экспериментальным и теоретическим путем разработать методы расчета прочности, малоцикловой выносливости деревожелезобетонных изгибаемых элементов при реальных условиях их деформирования. Расчетная модель разрабатывалась на основе аналитических диаграмм деформирования бетона и древесины с учетом нелинейных свойств материалов. Использованы предпосылки, характерные для диаграмм « $s - e$ » материалов, трансформированных для учета влияния циклического нагружения. Расчетная модель построена без учета податливости соединения слоев. Внутренние усилия определены по напряжениям s_e , s_s и s_d .

I.S. Abdrahmanov – candidate of technical sciences, associate professor**Kazan State University of Architecture and Engineering (KSUAE)****ENDURANCE OF TIMBER-CONCRETE FLEXURAL MEMBERS DISCOUNTING
THE JOINT COMPLIANCE****ABSTRACT**

During the building reconstruction it was established that ribbons had kept the carrying capacity. On their basis the timber-concrete structures were constructed, according to International Charter of landmark identity, but calculations were made by concrete structure design method. Solution: By experimental and theoretical approaches to work out the methods of calculation of strength, of low-cycle fatigue of the timber-concrete flexural members under real conditions of their straining. The calculation model was developed on the basis of analytic diagram of concrete and timber straining according to nonlinear properties of materials. There were used the prerequisites typical to diagram of « $s - e$ » materials, transformed for consideration of cyclic loading influence. The calculation model was built without regard to layer interconnection flexibility. The inner forces according to voltage s_e , s_s and s_d were determined.

При реконструкции зданий, возведенных до 50-х годов XX столетия, установлено, что деревянные балки перекрытий, как правило, не потеряли несущей способности, что позволило на их основе составить деревожелезобетонные конструкции. При этом сохранены авторские решения, как требование «международных хартий», исключена «зыбкость» перекрытий. В то же время следует отметить, что работы выполнялись без достаточного научного обоснования, были применены методы расчета железобетонных конструкций.

Задача: на основе экспериментальных и теоретических исследований разработать методы расчета прочности, малоцикловой выносливости деревожелезобетонных изгибаемых элементов при реальных условиях деформирования бетона, стали и древесины.

Расчетная модель для расчета выносливости нормальных сечений деревожелезобетонных стержневых изгибаемых элементов разрабатывалась на

основе аналитических диаграмм деформирования бетона и древесины [1]. Такой подход позволяет с единых позиций рассчитывать конструктивные элементы на выносливость, с учетом нелинейных свойств материалов при различных режимах нагружения.

При разработке расчетной модели использованы следующие предпосылки:

- рассматриваются сечения, нормальные к продольной оси элемента;
- в качестве расчетных значений приняты нормальные напряжения в монолитном бетоне плиты и в деревянной балке;
- связь между осевыми напряжениями и относительными деформациями бетона и стальных арматурных стержней представляется в виде диаграмм « $s - e$ » (рис.1), трансформированных для учета влияния циклического нагружения;
- связь между осевыми напряжениями и деформациями древесины принимается в виде

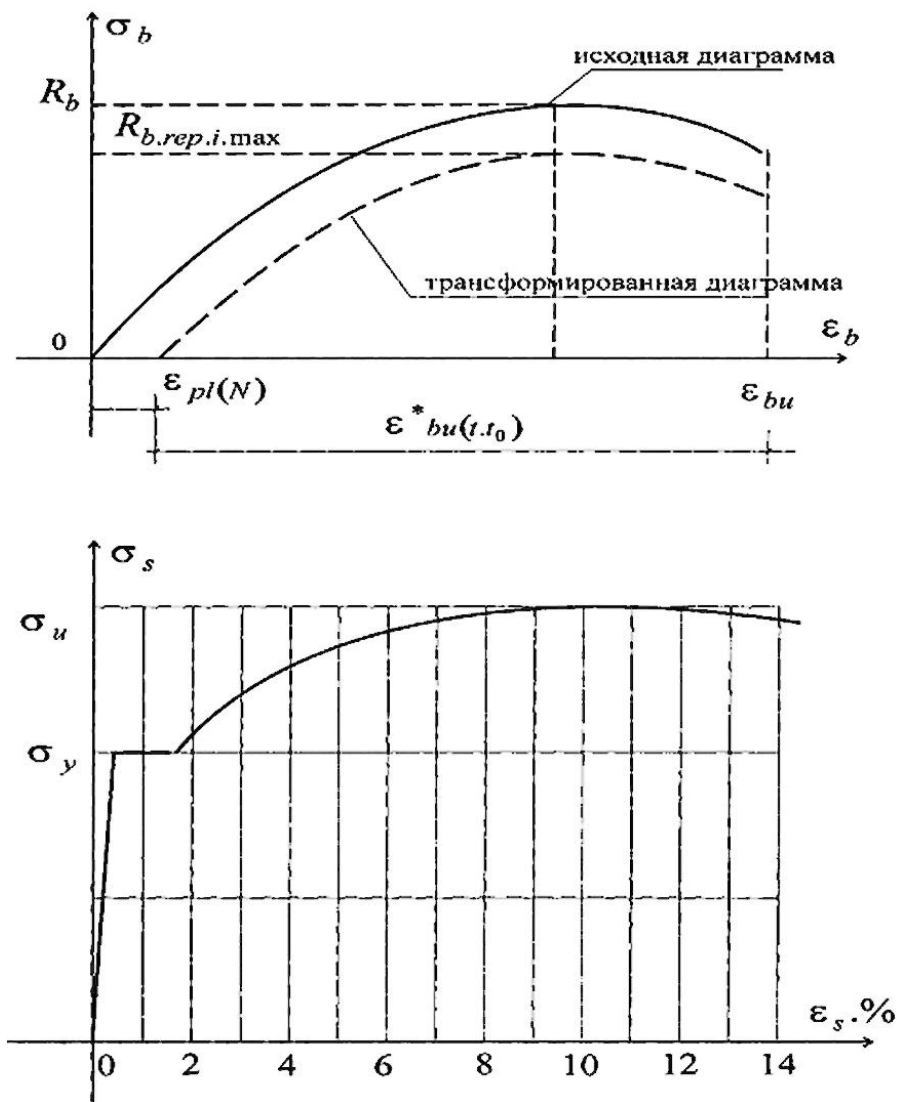


Рис. 1. Диаграмма деформирования материалов: бетона и стали

диаграммы, показанной на рис. 2 и трансформированной для учета влияния циклического нагружения;

– коэффициенты асимметрии цикла напряжений

r_{bt} и r_{dt} определяются по текущим напряжениям в бетоне и древесине растянутой зоны;

– для составного сечения имеет место отклонение распределения деформаций по высоте от линейного закона;

– в пределах железобетонной плиты и отдельно деревянной балки справедлива гипотеза плоских сечений.

Исходя из гипотезы плоских сечений и трансформированных диаграмм « $s_e - e_e$ », « $s_s - e_s$ » [2] и « $s_o - e_o$ », по соответствующим деформациям определяются напряжения в бетоне монолитной плиты и в древесине балки.

По напряжениям в бетоне s_e , в арматуре s_s и в

древесине s_o определяются внутренние усилия в сечении для любого рассматриваемого уровня и режима нагружения, исходя из условий равновесия (рис. 4):

$$N_x = \int_0^{h_n} s_b [e_b(x)] b dx + s'_d (e'_d) A'_d - \quad (1)$$

$$- s_d (e_d) A_d + s'_s (e'_s) A'_s + s_s (e_s) A_s = 0;$$

$$M^{\max} = \int_0^{h_n} s_b [e_b(x)] b (x_i - h_m q) dx + s'_d (e'_d) A'_d z_4 + \quad (2)$$

$$+ s_d (e_d) A_d z_5 + s'_s (e'_s) A'_s z_2 + s_s (e_s) A_s z_3$$

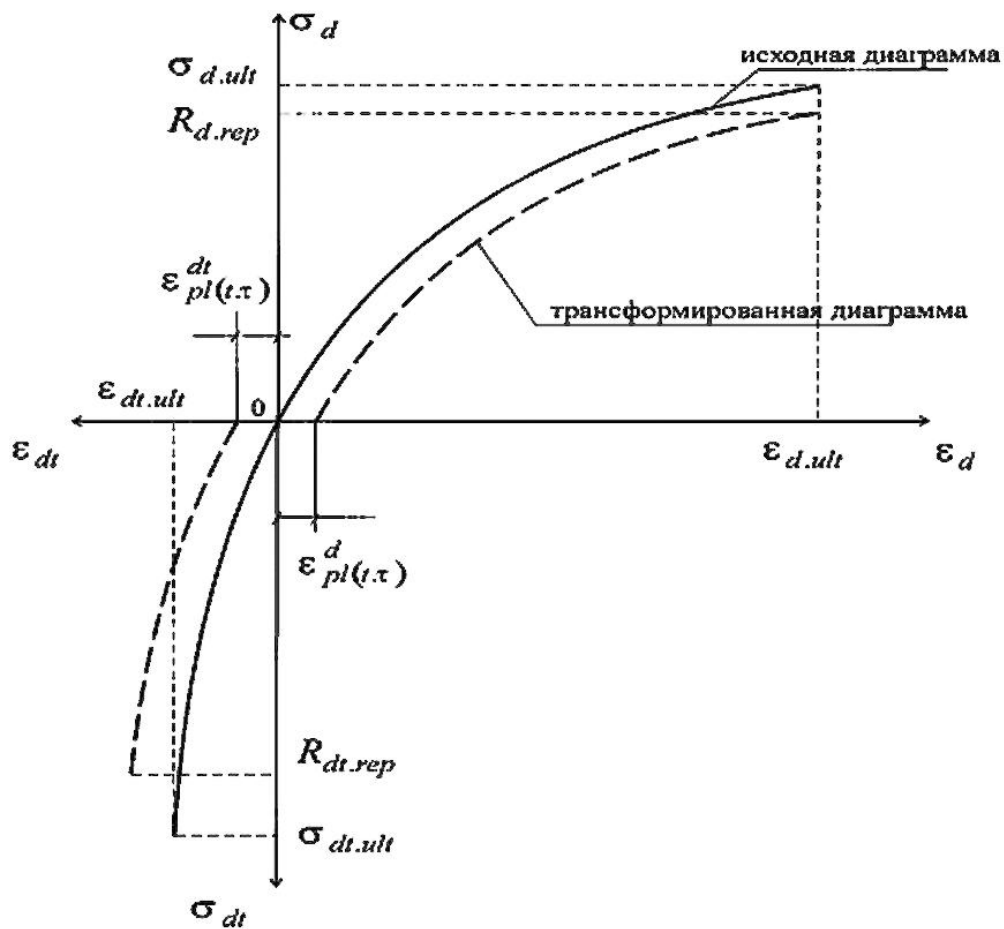


Рис. 2. Диаграмма деформирования древесины

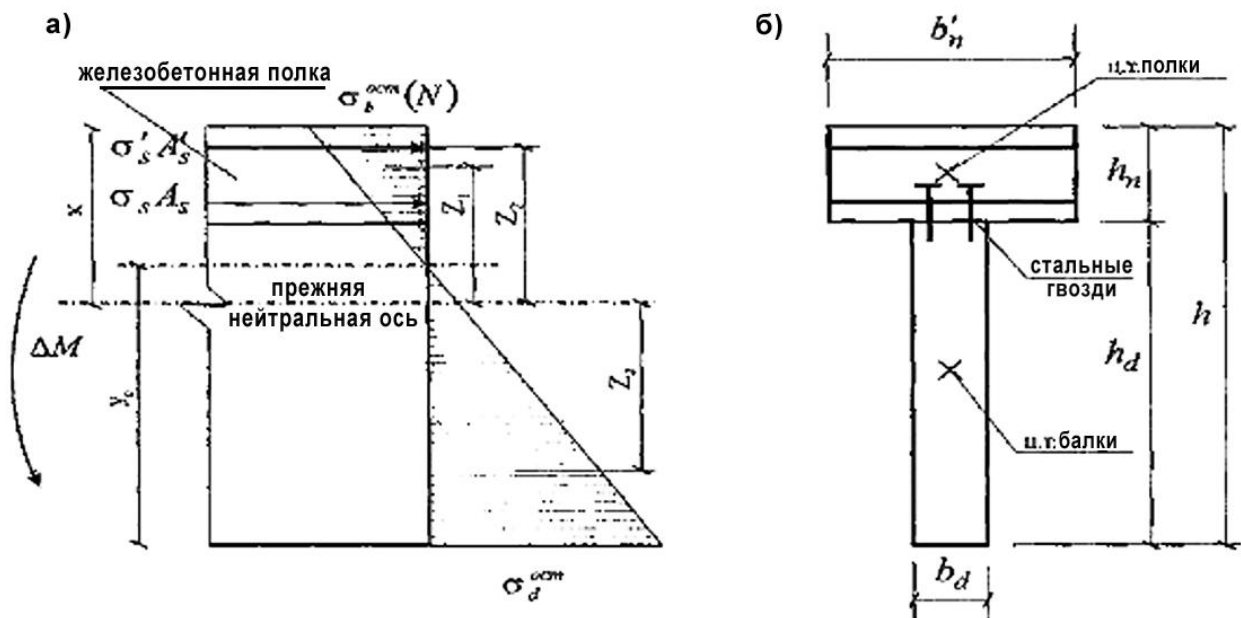


Рис. 3. Расчетная схема усилий, эпюры напряжений при расчете дополнительных моментов

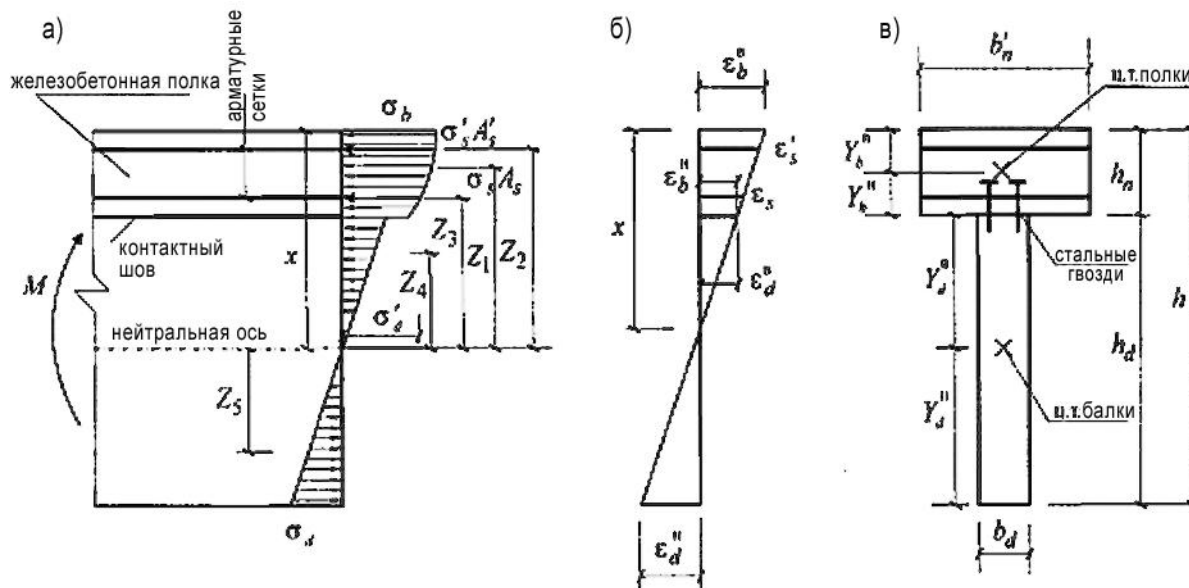


Рис. 4. Расчетная схема усилий, эпюры напряжений и деформаций при расчете выносливости нормальных сечений деревожелезобетонных изгибаемых элементов без учета податливости связей сдвига:
а) расчетная схема усилий и эпюра напряжений; б) эпюра деформаций; в) поперечное сечение

Выносливость деревожелезобетонных конструкций на всех стадиях нагружения оценивают исходя из условия:

$$M^{\max} + \Delta M_b + \Delta M_d \leq M_z, \quad (3)$$

где $M^{\max}$ – изгибающий момент от максимальной нагрузки цикла, определяемый согласно [4];

$$\Delta M_b = [s_b^{\partial on}(t) + s_b^{\partial on}(t)] \cdot 0.5 \cdot b'_n \cdot h_n \cdot Z_1 + s'_s \cdot A'_s \cdot Z_2 \quad (4)$$

– дополнительный изгибающий момент вследствие возникновения и развития остаточных деформаций в бетоне полки (рис.3);

$$\Delta M_d = s_d^{\partial on}(t) \cdot y_0 \cdot 0.5 \cdot b_d \cdot Z_4 + s_d^{\partial on}(t) \cdot (h_{cm} - y_0) \cdot 0.5 \cdot b_d \cdot Z_3 \quad (5)$$

– дополнительный изгибающий момент вследствие возникновения и развития [3] остаточных деформаций в древесине балки (рис. 3).

Текущие значения коэффициентов асимметрии цикла напряжений в бетоне сжатой зоны полки r_{bt} и древесине балки r_{dt} в рассматриваемый момент времени t представляются в виде:

$$r_{bt} = \frac{M_{\max} \cdot r_M + \Delta M_b}{M_{\max} + \Delta M_b}; \quad (6)$$

$$r_{dt} = \frac{M_{\max} \cdot r_M + \Delta M_d}{M_{\max} + \Delta M_d}, \quad (7)$$

где $r_M = M_{\min} / M_{\max}$.

Уравнения (1), (2), (3) справедливы для всех стадий напряженно-деформированного состояния элемента, включая и стадию усталостного разрушения. Выносливость нормального сечения считается обеспеченной при удовлетворении условия (3).

Литература

1. Абдрахманов И.С. Прочность нормальных сечений деревожелезобетонных изгибаемых элементов. Дис. ... канд.техн.наук. – Казань, 2000. – 198 с.
2. Карпенко Н.И., Мухамедиев Т.А., Петров А.Н. Исходные и трансформированные диаграммы деформирования бетона и арматуры // Напряженно-деформированное состояние бетонных и железобетонных конструкций. – М.: НИИЖБ, 1986. – С. 7-25.
3. СНиП II-25-80. Строительные нормы и правила. Нормы проектирования. Деревянные конструкции. – М.: Стройиздат, 1983. – 31 с.
4. Сафин Д.Р. Малоцикловая выносливость нормальных сечений деревожелезобетонных изгибаемых элементов. Дис. ... канд. техн. наук. 05.23.01. – Казань, 2004. – 207 с.



УДК 624.012

Ф.Х. Ахметзянов – кандидат технических наук, доцент**О.В. Радайкин** – аспирант

Казанский государственный архитектурно-строительный университет (КазГАСУ)

К ОПРЕДЕЛЕНИЮ ЗАВИСИМОСТЕЙ ПАРАМЕТРОВ ПОВЕРХНОСТНЫХ ТРЕЩИН В БЕТОННЫХ И СЛАБОАРМИРОВАННЫХ СТЕНОВЫХ ПАНЕЛЯХ ПРИ ОДНОКРАТНОМ СТАТИЧЕСКОМ НАГРУЖЕНИИ

АННОТАЦИЯ

Установлены зависимости между параметрами несквозной нормальной трещины в стеновой панели методом «взаимно перпендикулярных пластин». Определены остаточная несущая способность панели и размер зоны предразрушения в вершине трещины. Полученные зависимости и предложенный метод расчета стеновых панелей составляют научную новизну.

F.H. Ahmetzjanov – candidate of technical sciences, associate professor**O.V. Radaikin** – post-graduate student

Kazan State University of Architecture and Engineering (KSUE)

TO DEFINITION OF DEPENDENCE OF SURFACE CRACKS IN CONCRETE AND UNDER-REINFORCED WALL PANELS UNDER SINGLE STATIC LOADING

ABSTRACT

The dependence between the parameters of non-cutting normal cracks in wall panels by method of «mutually perpendicular plates» is defined. Residual load capacity of panels and size of process zone at the top of the crack are determined. The resulting dependence and the proposed method of wall panels' calculation constitute a scientific novelty.

В настоящее время в России наблюдается интенсификация строительства жилья, благодаря повышению потребительской способности населения страны за последние годы. Однако спрос на жильё настолько велик, что стоимость его квадратного метра неуклонно возрастает.

Поэтому возникает проблема снижения эксплуатационных затрат на ремонт и обслуживание зданий, а также проблема увеличения срока службы как уже существующего фонда домов, так и вновь возводимого.

Отметим, что наибольшему воздействию неблагоприятных факторов в домах подвержены наружные ограждающие конструкции. Так, уже новые смонтированные стеновые панели здания обладают начальной системой усадочных трещин и прочих дефектов, которые с течением времени развиваются, снижая эксплуатационные качества стен.

Для решения вышеуказанных проблем необходима разработка оптимальных приемов ремонта элементов здания (заделка трещин в бетоне, усиление железобетонных конструкций). Указанные приемы требуют знания параметров трещин: их длины, ширины раскрытия и заглубления.

Ранее в статье [1] было подтверждено наличие определённой зависимости между вышеуказанными

величинами. Авторы работы [2] подчеркивают необходимость установления соотношений между параметрами трещины.

Таким образом, целью данной работы является установление зависимостей между длиной l_{crc} , шириной раскрытия a_{crc} и заглублением h_{crc} трещины в бетонной стеновой панели.

Рассматриваемая панель представляет собой однопролетную однослойную несущую балку-стенку (соотношение сторон $2 \leq L/H < 4$) с конструктивным армированием, которое требуется для восприятия нагрузок лишь во время транспортировки и монтажа. Экспериментами многих авторов установлено слабое влияние конструктивного армирования на деформативность железобетонных элементов.

Для достижения поставленной цели решаются следующие задачи:

- формируется расчетная схема стеновой панели с трещиной (рис.1);
- вычисляется коэффициент интенсивности напряжений K_I (КИН) по известным формулам [7];
- разрабатывается методика определения критической длины трещины при переходе её из несквозной в сквозную;

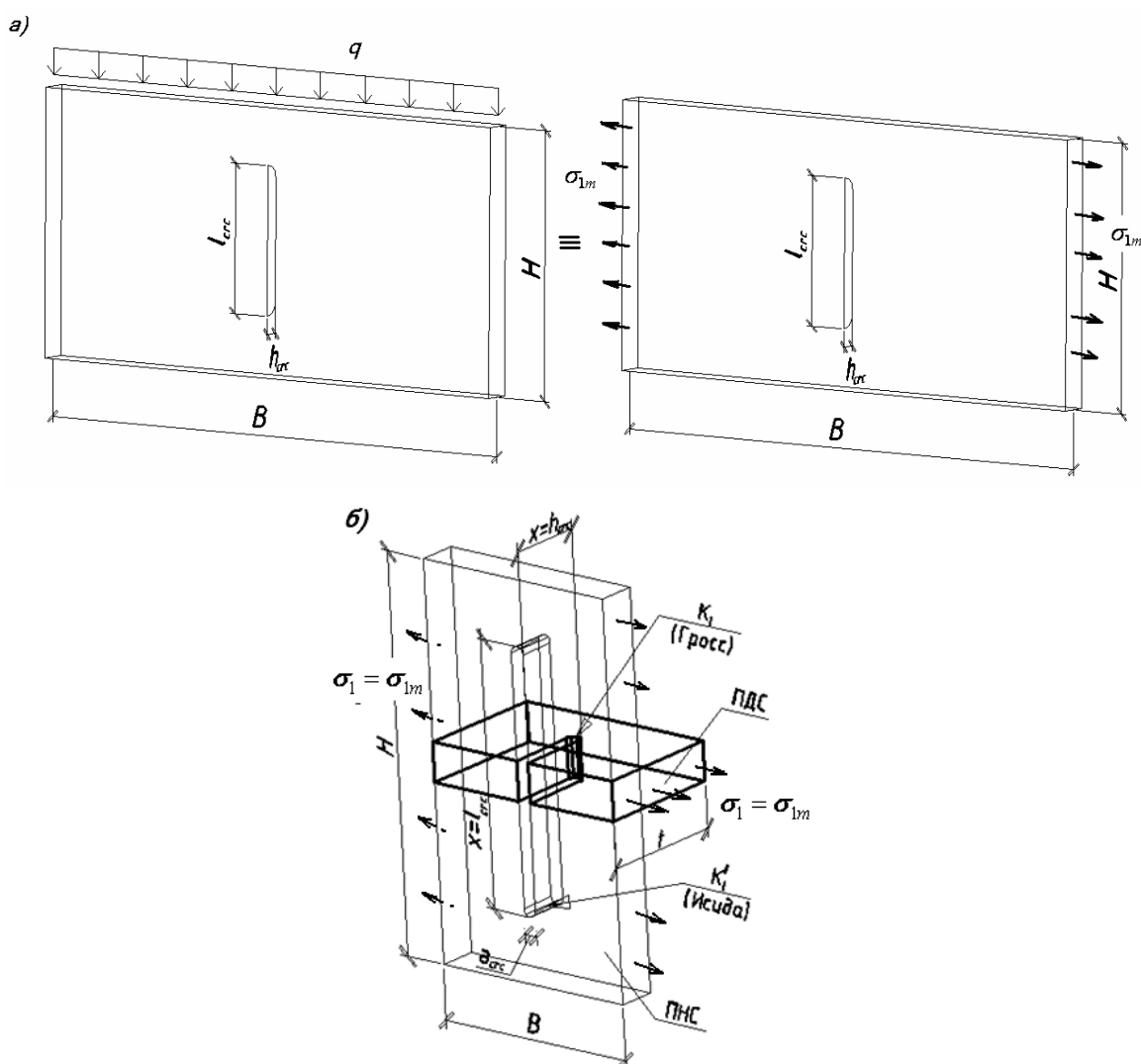


Рис. 1. Моделирование стеновой панели с трещиной методом ВПП: а – схема нагружения; б – схема заменяющих взаимно перпендикулярных пластин

- дается оценка остаточной несущей способности (ОНС) панели;
- устанавливаются зависимости между параметрами несквозной нормальной трещины;
- полученные результаты сопоставляются с данными натурных исследований.

Задача определения длины трещины при её переходе из несквозной в сквозную решается предложенным авторами методом взаимно перпендикулярных пластин (ВПП), суть которого изложена ниже.

Допущения, принятые в данной работе:

а) материал панели – бетон, вне зоны предразрушения (что возникает у вершины трещины) он является упругим изотропным и характеризуется модулем упругости E_b и коэффициентом Пуассона ν , конструктивное армирование при необходимости

учитывается через приведенный модуль упругости;

б) бетон – квазихрупкий материал [3], характерный линейный размер зоны псевдопластичности (микрорастрескивания или предразрушения) в вершине трещины не превышает 20% от её длины, что показали исследования [4], поэтому в данной работе использован аппарат линейной механики квазихрупкого разрушения;

в) размер зоны предразрушения в вершине трещины оценивается поправкой Ирвина на пластичность, при непревышении напряжений $1,16R_{bl,ser}$ нормативной прочности бетона на растяжение [4];

г) макротрещина в панели является изначально заданной и зарождение её вследствие слияния множественных зародышевых микротрещин в рассмотрение не входит, бетон с трещиной деформируется упруго;



д) предполагается, что трещина по мере своего развития одновременно как удлиняется, так и заглубляется, что следует из равнопрочности бетона во взаимно перпендикулярных направлениях (следствием этого является равенство КИН по этим направлениям);

е) динамические эффекты и возможность ветвления макротрещины тоже не учитываются;

ж) длина трещины l_{crc} и размер сечения панели намного превышают характерный размер отдельных элементов структуры бетона l_{ch} , при этом он считается однородным и на определение коэффициентов интенсивности напряжений масштабный фактор не влияет [5];

з) рассматривается только однократное кратковременное вертикальное нагружение панели (балки-стенки) равномерно распределенной статической нагрузкой q , а сложнапряженное состояние приводится к однородному осреднением главных растягивающих напряжений величиной s_{1m} , действующей перпендикулярно нагрузке q .

Последнее допущение основывается на том, что трещины в бетоне главным образом развиваются от действия растягивающих напряжений, поскольку прочность материала на растяжение в 8-10 раз ниже, чем на сжатие, и в 2-3 раза ниже, чем при сдвиге [6]. Кроме того, во время технических обследований крупнопанельных домов на предмет их физического износа выявляется множество стеновых панелей с вертикальными прямолинейными трещинами, причиной возникновения которых, очевидно, являются напряжения s_{1m} . В дальнейшем потребуется уточнить это положение и рассмотреть неоднородное НДС, возникающее при действии как вертикальных сил от собственного веса, так и горизонтального напора ветра.

Описание метода взаимно перпендикулярных пластин ВПП:

Стеновая панель размерами $B \times H \times t$ (см. рис.1) с поверхностной макротрещиной длиной l_{crc} и заглублением h_{crc} представляется в виде двух взаимно перпендикулярных пластин.

Одна пластина толщиной t совмещается с фронтальной поверхностью панели, на которой лежит трещина. Эта пластина моделирует поверхностный слой (плосконапряженное состояние – ПНС). Значения K_I и a_{crc} для этой пластины с разрезом длиной l_{crc} вычисляются по формулам Исида [7]:

$$K_I^{Ic}(x) = s_1 \sqrt{px} F_I^{Ic}(x) \\ F_I^{Ic}(x) = \sqrt{\sec\left(\frac{px}{2B}\right)}, \quad (1)$$

$$a_{crc}(x) = \frac{2s_1 x}{E_b t} V_I(x),$$

$$V_I(x) = 1 + 0,065 \left(\frac{2x}{H}\right) - 0,241 \left(\frac{2x}{H}\right)^2 + 3,76 \left(\frac{2x}{H}\right)^3 - \\ - 6,63 \left(\frac{2x}{H}\right)^4 + 4,93 \left(\frac{2x}{H}\right)^5, \quad (2)$$

При $H \gg l_{crc}$ $F_I(l_{crc}) \rightarrow 1$ формула (1) вырождается в формулу Гриффитца для бесконечной плоскости с разрезом: $K_I(x) = s_1 \sqrt{px}$. Она справедлива, например, для монолитных несущих стен, возводимых на всю высоту здания.

Другая пластина единичной толщины моделирует внутренние слои тела (плоско-деформированное состояние – ПДС) и располагается перпендикулярно первой. В рассматриваемой пластине K_I определяется уже по формуле Гросса [7], как для пластины с боковым надрезом длиной h_{crc} :

$$K_I^{Ip}(x) = \frac{s_1}{1-n^2} \sqrt{px} F_I^{Ip}(x)$$

$$F_I^{Ip}(x) = 1,12 - 0,231 \left(\frac{x}{t}\right) + 10,55 \left(\frac{x}{t}\right)^2 - \\ - 21,72 \left(\frac{x}{t}\right)^3 + 30,39 \left(\frac{x}{t}\right)^4 \quad (3)$$

Здесь x – длина разреза в пластине для случая ПНС или длина надреза пластины при ПДС, s_1 – главные растягивающие напряжения.

Заметим, что заданная поверхностная трещина станет сквозной, если пластина из внутреннего слоя разрушится, то есть когда длина её надреза достигнет половины толщины панели $h_{crc} = 0,5t$. Это утверждение можно обосновать так: сечение пластины, в которую заглубляется трещина, разобьем на N площадок. Пусть для каждой площадки известна прочность на разрыв $R_{bt,i}$ и закон её распределения – нормальный. Тогда для того чтобы эта пластина разрушилась, необходимо, чтобы истинные растягивающие напряжения (с учетом уменьшающейся площади сечения) достигли средней прочности бетона площадок: R_{btm} . В этом случае выключится из работы ровно 50% всех элементарных площадок [8] – это эквивалентно тому, что надрез достигнет половины высоты сечения пластины.

Очевидно, что в процессе развития заданной трещины увеличиваются одновременно её длина l_{crc}

и заглубление h_{crc} . Условием этого в изотропном материале будет равенство:

$$K_I^{Ic}(x) = K_I^{Ip}(x) \quad (4)$$

И из уравнения $K_I^{Ic}(x) = K_I^{Ip}(t/2)$ можно определить критическую длину трещины $l_{cr} = 2x$ в момент, когда она перейдет из несквозной в сквозную (x – корень уравнения).

Значение x можно также определить, как показано на примере ниже, по графикам функций (1) и (3), представленным на рисунке 2. Откуда искомое соотношение l_{cr}/h_{crc} или $l_{cr}/0,5t$, легко устанавливается. Зная это и определив a_{crc} по формуле (2), устанавливаются соотношения l_{cr}/a_{crc} , h_{crc}/a_{crc} .

Для оценки погрешности и области применимости предлагаемого метода можно воспользоваться данными [7]. Так, погрешность при вычислении КИН по формуле (1) составляет $\pm 0,3$ при $l_{cr}/H \leq 0,7$ и $\pm 1,0$ при $l_{cr}/H = 0,8$. А по формуле (3) соответственно $\pm 0,3$ при $h_{cr}/H \leq 0,6$. Для ширины раскрытия по формуле (2) погрешность составляет $\pm 1,0$ при $l_{cr}/H \leq 0,7$.

Числовой пример определения искомых зависимостей в бетонной стеновой панели рассмотрен на рисунке 1.

Дано: бетонная однослойная глухая стеновая панель (конструктивное армирование не учитываем) размерами $B \times H \times t = 6000 \times 3000 \times 300$ мм имеет вертикальную трещину длиной l_{cr} ($0 < l_{cr} \leq H$) и

заглублением h_{crc} ($0 < h_{crc} \leq \frac{t}{2}$), направленную перпендикулярно главным растягивающим однородным напряжениям $s_1 = s_{1m} = 0,1 \text{ МПа}$ (возникают в поперечном направлении относительно вертикальной сжимающей нагрузки). Материал панели – тяжелый бетон класса В27,5 со следующими показателями прочности и трещиностойкости [9]: $R_{bt,ser} = 1,02 \text{ МПа}$, $E_b = 30200 \text{ МПа}$, $K_{IC} = 0,405 \text{ МПа} \cdot \sqrt{\text{м}}$ – нормативная прочность при растяжении, модуль упругости и коэффициент вязкости разрушения.

Найти: зависимости l_{cr}/h_{crc} , l_{cr}/a_{crc} , h_{crc}/a_{crc} .

Решение: расчетная схема панели согласно методу ВПП показана на рисунке 1б.

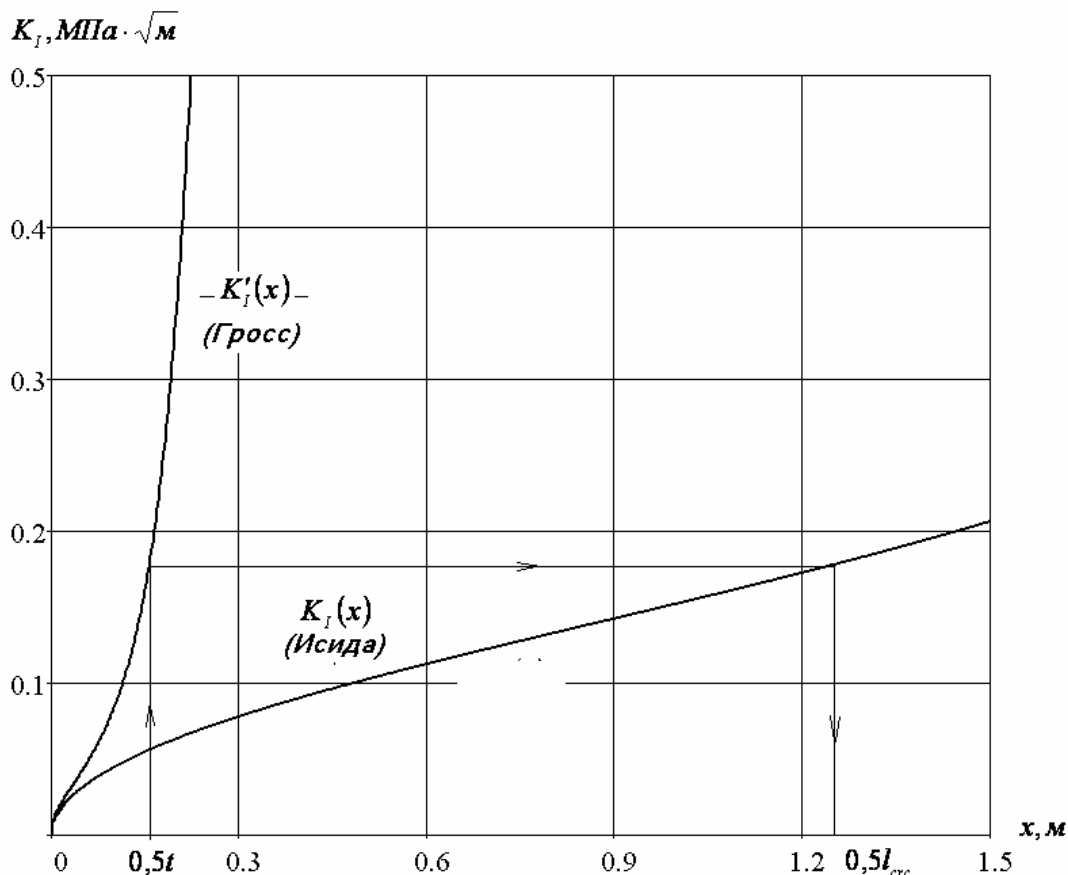


Рис. 2. Графическое определение зависимости полудлины трещины $0,5l_{crc}$ от её заглубления $h_{crc} = 0,5t$ по коэффициентам интенсивности напряжений



1. Определение l_{crc}/h_{crc}

Значение КІ для двух типов пластин определяется по формулам (1), (3) или по графикам рис. 2.

По рис. 2 при заглублении $h_{crc} = x_1 = 0,5t$ определяем критическую длину трещины

$$l_{crc} = l_{cr} = 2x_2 = 2,186м. \text{ Тогда } \frac{l_{crc}}{h_{crc}} = \frac{2,186}{0,15} = 14,573. \text{ Или}$$

с учетом погрешности вычислений $\pm 1,5\%$ будем иметь

$$\frac{l_{crc}}{h_{crc}} = 14,573 \pm 0,218. \text{ Заметим, что при меньших}$$

$$\text{заглублениях } h_{crc} < 0,5t \text{ соотношение } \frac{l_{crc}}{h_{crc}} \rightarrow 1.$$

Из вычислений l_{cr} для панелей с различными граничными условиями установлено, что последнее соотношение не зависит от напряжений s_1 и, в конечном счете, от вязкости разрушения материала K_{IC} , однако при решении уравнения (4) необходимо

$$\text{соблюсти условие } K_I^{\Gamma p} \left(\frac{t}{2} \right) \leq K_{IC}, \text{ иначе трещина заведомо будет сквозной. В нашем случае}$$

$$K_I^{\Gamma p} \left(\frac{t}{2} \right) = 0,162 \pm 0,001 МПа \cdot \sqrt{м} < K_{IC} = 0,405 МПа \cdot \sqrt{м}.$$

Расчеты показали, что при $H \gg l_{crc}$ $l_{cr} \rightarrow 2,6м$, а

$$\frac{l_{crc}}{h_{crc}} \rightarrow 17,336 \pm 0,260 \text{ (длина критической трещины}$$

сопоставима с высотой этажа 3,0 м), причем это отношение остаётся постоянным независимо не только от напряжений s_1 , но и от толщины стены t .

2. Определение l_{crc}/a_{crc} и h_{crc}/a_{crc}

Как видно из формул Исиды (2), ширина раскрытия трещины зависит от напряженного состояния и свойств материала. Поэтому в предельном состоянии, помимо того, что $x = l_{cr} = 2,186м$, примем главные напряжения равными критическим

$$s_{cr} = s_1 \frac{K_{IC}}{K_I^{\Gamma p} \left(\frac{t}{2} \right)} = 0,1 \frac{0,405}{0,162} = 0,25 МПа \text{ (исходя из}$$

$$\text{пропорции } \frac{s_{cr}}{s_1} \Rightarrow \frac{K_{IC}}{K_I^{\Gamma p} \left(\frac{t}{2} \right)}). \text{ Иначе напряжения}$$

$$s_{cr} = 0,25 \pm 0,004 МПа < R_{bt,ser} = 1,02 МПа \text{ называют}$$

остаточной прочностью или остаточной несущей способностью (ОНС). Если до этого говорилось, что при $l_{crc} > l_{cr}$ трещина будет сквозной, то теперь

$$\text{выполнение условия } s_1 > s_{cr} \left(K_I^{\Gamma p} \left(\frac{t}{2} \right) = K_I^{Mc} \left(\frac{l_{cr}}{2} \right) > K_{IC} \right)$$

означает, что рассматриваемая панель может полностью разрушиться, разделившись на части от магистральной трещины. Это произойдет, если трещина накопит достаточно упругой энергии для своего спонтанного роста, в противном случае её развитие остановится (например, когда трещина попадет в сжатый силовой поток, либо упрется кончиком в жесткое включение – арматуру или крупный заполнитель). В нашем примере $s_1 = 0,1 МПа < s_{cr} = 0,25 \pm 0,004 МПа$.

Итак, согласно (2) получим

$$a_{crc}(l_{cr}) = \frac{2s_{cr}l_{cr}}{E_b t} V_I(l_{cr}) = 1,424 \pm 0,014 мм. \text{ Тогда}$$

$$\frac{l_{crc}}{a_{crc}} = \frac{2186}{1,424} = 1535, \quad \frac{h_{crc}}{a_{crc}} = \frac{150}{1,424} = 105. \text{ Погрешность}$$

$$\text{при этом составляет } \pm 2,5: \quad \frac{l_{crc}}{a_{crc}} = 1535 \pm 38,$$

$$\frac{h_{crc}}{a_{crc}} = 105 \pm 3. \text{ Отметим, что при напряжениях}$$

$$s_1 = 0,1 МПа \quad \frac{l_{crc}}{a_{crc}} = 1535 \frac{s_{cr}}{s_1} = 3070 \pm 92,$$

$$\frac{h_{crc}}{a_{crc}} = 105 \frac{s_{cr}}{s_1} = 210 \pm 6. \text{ Необходимо также отметить,}$$

что при возрастании напряжений s_1 нельзя говорить о том, что l_{crc} или h_{crc} будут уменьшаться, т.к. входящая в полученные соотношения a_{crc} есть неубывающая функция от s_1 .

3. Наконец, определим размер зоны предразрушения в вершине трещины [4]:

$$d = \frac{K_{IC}^2}{3p(1,16R_{bt,ser})^2} = \frac{0,405^2}{3p(1,16 \cdot 1,02)^2} = 12,4 мм.$$

Выводы

- заглубление несквозной макротрещины в стеновой

$$\text{панели составляет } h_{crc} = (14,573 \dots 17,336)^{-1} l_{crc} \leq \frac{t}{2}$$

(в зависимости от высоты панели или рассматриваемого участка стены);



- если длина трещины $l_{crc} > l_{cr} = (7,287...8,668)t$, то она будет сквозной;

- если ширина раскрытия $a_{crc} > \left(1535 \frac{s_{cr}}{s_1}\right)^{-1} l_{crc}$

(в зависимости от свойств материала), то возможен спонтанный рост макротрещины, вследствие чего произойдет разрушение панели или участка стены;

- заглубление трещины в бетон можно определить по известной ширине раскрытия из соотношения

$$h_{crc} = 105 \frac{s_{cr}}{s_1} a_{crc} \text{ (в зависимости от свойств материала);}$$

- размер зоны предразрушения в вершине трещины лежит в пределах $4\text{ мм} < d = 12,4\text{ мм} < 75\text{ мм}$ (нижний предел для цементного камня, верхний – для тяжелого бетона [5]). $d = 12,4\text{ мм} \ll l_{cr} = 2186\text{ мм}$, что подтверждает выше принятые предпосылки о применимости линейной механики квазихрупкого разрушения в рассматриваемой задаче.

Результаты рассмотренного примера сопоставлены с натурными наблюдениями [1, 10, 11], в которых приведена интервальная оценка искомых соотношений. Так, в [1] для тяжелого бетона

$$\frac{h_{crc}}{a_{crc}} = 100...300, \text{ что соответствует полученному}$$

$$\text{выше значению } \frac{h_{crc}}{a_{crc}} = 105...210 \left(h_{crc} = 105 \frac{s_{cr}}{s_1} a_{crc} \right).$$

Для трёхслойной стеновой панели с наружным слоем из тяжелого бетона [10] $a_{crc} = (1600...10200)^{-1} l_{crc}$ и в среднем $a_{crc} = 3190^{-1} l_{crc}$, в данной работе получено -

$$a_{crc} = (1535...3070)^{-1} l_{crc}.$$

Таким образом, установленные соотношения параметров трещины, размер зоны предразрушения подтверждаются опытными данными [1, 5, 10, 11] и вместе с предложенным методом взаимно перпендикулярных пластин имеют научную новизну.

Литература

1. Ахметзянов Ф.Х., Арсентьев Е.З. О соотношении заглубления трещин в бетоне к ширине их раскрытия на поверхности бетонных и железобетонных конструкций // Тезисы докладов 2-й Всероссийской конференции «Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции НАСКР-99». – Чебоксары: Изд-во Чуваш. ун-та, 1999. – С. 26-28.
2. Орехов В.Г., Зерцалов М.Г. Механика разрушений инженерных сооружений и горных массивов. Уч. пособие. – М.: Изд. АСВ, 1999. – 330 с.
3. Ахметзянов Ф.Х. К особенностям деформирования, повреждаемости, изменения физико-механических характеристик бетона в конструкциях. // Изв. вузов, Строительство, 1993, №8. – С. 150-155.
4. Ахметзянов Ф.Х., Радайкин О.В. К оценке зоны предразрушения магистральных трещин в повреждаемых железобетонных стеновых панелях. // Известия КазГАСУ, 2007, №1(7). – С. 46-48.
5. Зайцев Ю.В. Механика разрушения для строителей. – М.: Высшая школа, 1991. – 288 с.
6. Бондаренко В.М., Бакиров Р.О., Назаренко В.Г., Римшин В.И. Железобетонные и каменные конструкции: Учебник для строительных специальных вузов. – М: Высшая школа, 2007. – 887 с.
7. Мураками Ю. Справочник по коэффициентам интенсивности напряжений. Т. 1, 2. – М.: Изд-во «МИР», 1990. – 448, 566 с.
8. Радайкин О.В. Влияние асимметричности распределения прочности материала на трещиностойкость. // Материалы 56-ой республ. науч. конф. – Казань: КГАСА, 2005. – С. 7-9.
9. Пирадов К.А. Теоретические и экспериментальные основы механики разрушения бетона и железобетона. – Тбилиси: Изд-во «Энергия», 1998. – 355 с.
10. Ахметзянов Ф.Х., Арсентьев Е.З., Мухаметзянов И.А. К закономерностям развития макротрещин в наружных стенах из монолитного керамзитобетона в жилых домах при эксплуатации. // Тезисы докладов 3-й Всероссийской конференции «Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции НАСКР-2001». Ч. I. – Чебоксары: Изд-во Чуваш. ун-та, 2001. – С. 160-165.
11. Ахметзянов Ф.Х., Арсентьев Е.З., Радайкин О.В., Лизунова Н.С. Параметры трещин в наружных стеновых панелях жилых зданий при продолжительности эксплуатации до 1 года и при возведении монолитных перекрытий. // Тезисы докладов 3-й Всероссийской конференции «Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции НАСКР-2007». – Чебоксары: Изд-во Чуваш. ун-та, 2008. – С. 23-26.



УДК 624.016:620.174

Ф.С. Замалиев – кандидат технических наук, доцент**Р.И. Шаймарданов** – инженер**Казанский государственный архитектурно-строительный университет (КазГАСУ)**

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА КРУПНОМАСШТАБНЫХ МОДЕЛЯХ

АННОТАЦИЯ

Данная работа посвящена проведению комплекса экспериментальных исследований нормальных сечений сталежелезобетонных (СЖБ) изгибаемых элементов гражданских зданий с учётом нелинейности бетона и стали, а также податливости контакта “сталь-бетон” между железобетонной полкой и стальной балкой СЖБ сечения при однократном кратковременном статическом нагружении.

F.S. Zamaliev – candidate of technical sciences, associate professor**R.I. Shaimardanov** - engineer**Kazan State University of Architecture and Engineering (KSUAE)**

EXPERIMENTAL RESEARCH OF STEEL-FERROCONCRETE STRUCTURES ON LARGE SCALE MODELS

ABSTRACT

This paper is devoted to experimental research of normal section of steel-ferroconcrete structures with flexible elements for civil buildings. The research considers the non-linear properties of concrete and steel along with pliability of “steel-concrete” contact between ferroconcrete shelf and steel-beam of steel-ferroconcrete section under single short static load.

Сталежелезобетонные (СЖБ) балки, отдельно и в составе перекрытия, как составные конструкции, у которых рационально используются прочностные свойства бетона и стали, достаточно широко применяются в зарубежной практике [1, 2]. Однако, в отечественной практике они не нашли должного распространения, особенно в гражданском строительстве. Вероятно, такое состояние объясняется малой изученностью СЖБ конструкций.

Экспериментальные исследования дают наиболее обширные и фактические данные о напряженно-деформированном состоянии конструкций. Исследования были проведены на опытных СЖБ балках, стальная часть которых изготавливалась из прокатной двутавровой балки №12 ГОСТ 8239-89 длиной 2000 мм; бетонная часть имела размеры: длина – 2000 мм, ширина – 400 мм, высота – 50 мм. Армирование бетонной части производилось арматурными сетками из проволоки Ø4 Вр-I. Совместная работа плиты и стальной балки достигалась устройством в зоне контакта анкерных связей. Исходя из конструкции анкерной связи и ее шага, происходило деление образцов на серии.

Всего было изготовлено 10 серий СЖБ балок по 3 образца в каждой серии.

Фрагмент сталежелезобетонного (СЖБ)

перекрытия имел следующие параметры: стальная часть – три прокатные двутавровые балки №12 ГОСТ 8239-89 длиной 2000 мм, расположенные с шагом 800 мм; бетонная часть – ширина 1664 мм, длина 2000 мм, высота 50 мм. Совместность работы стальной и бетонной частей конструкции достигалась за счет двух рядов вертикальных анкерных стержней (2 Ø6 А-III), приваренных по всей длине к верхнему поясу стальных балок с шагом 150 мм в середине пролета, 100 мм – по концам.

Испытания СЖБ балок и фрагмента перекрытия проводились на базе лаборатории КазГАСУ. СЖБ балки испытывались по схеме свободно-опертой балки, нагруженной в средней части пролета двумя сосредоточенными силами, отстоящими от вертикальной оси балки на 250 мм. Расчетный пролет балки – 1900 мм. Нагрузка посредством гидравлического домкрата (полезное усилие – 3000 кг; свободный ход – 26 см) через рычажную установку передавалась на изгибаемую СЖБ балку с помощью металлической траверсы в двух точках: в одной – через подвижный стальной каток диаметром 50 мм, а в другой – через неподвижный стальной каток того же диаметра. Для исключения закручивания балки во время испытания между металлической траверсой и рычагом испытательной установки был установлен полусферический шарнир.



Таблица 1

Параметры серий образцов СЖБ балок и результаты их испытаний

Серия образцов	Тип анкера	Шаг анкера: опора / центр, мм	Кубиковая прочность бетона R_b , кг/см ²	Изгиб. момент, при котором впервые в нижн. поясе стальн. балки появл. деф-ции $\varepsilon_s=0,2\%$, т*м	Изгиб. момент, при котором по длине зоны чистого изгиба нижнего пояса стальн. балки достиг. деф-ции $\varepsilon_s=0,2\%$, т*м	Изгиб. момент, при котором в средн. части по высоте стальн. балки достиг. деф-ции $\varepsilon_s=0,2\%$, т*м	Разруш. изгиб. момент, т*м
СБ-1	⌞ Ø 5 Вр-I	100/150	195	2,347	2,356	3,261	3,406
СБ-2	⌞ Ø 6 А-III	100/150	256	2,272	2,415	3,325	3,710
СБ-3	⌞ Ø 8 А-I	100/150	195	2,240	2,520	3,263	3,710
СБ-4	⌞ Ø 8 А-III	50/100	256	2,319	2,532	3,273	3,827
СБ-5	⌞ Ø 10 А-I	100/150	256	2,311	2,491	3,273	3,780
СБ-6	⌞ Ø 10 А-III	100/150	195	2,356	2,275	3,299	3,780
СБ-7	П Ø 4 Вр-I	100/150	235	2,190	2,281	3,030	3,243
СБ-8	П Ø 6 А-I	100/150	235	2,294	2,474	3,290	3,733
СБ-9	— 25x4	100/150	235	2,251	2,617	3,348	3,874
СБ-10	⌞ 20 ÷ 4	100/150	235	2,307	2,600	3,290	3,570

Фрагмент СЖБ перекрытия испытывали статической кратковременной нагрузкой посредством гидравлического домкрата ДГ-100-2. Величина задаваемой нагрузки фиксировалась и контролировалась при помощи манометра ручной насосной станции, предварительно оттарированного на испытательной машине УММ-200 лаборатории. Распределение нагрузок для моделирования равномерно распределенной нагрузки производилось в двадцати точках по площади фрагмента через пятиуровневую систему траверс, работающих по разрезной схеме.

Геометрические параметры образцов балок в сериях и результаты их испытаний приведены в таблице 1.

Опытные образцы СЖБ балок испытывали однократной кратковременной статической нагрузкой до физического разрушения с целью установления характера разрушения и закономерностей развития прогибов, деформаций бетона и стали при их совместном деформировании в составе единой конструкции, а также деформаций абсолютного сдвига на границе контакта «сталь-бетон».

Во всех случаях опытные образцы СЖБ балок разрушались по нормальному сечению в зоне чистого изгиба из-за местного раздробления бетона сжатой зоны плиты и вследствие развития пластических деформаций в нижней части стальной балки. При этом в образцах с наиболее податливыми анкерными связями (серии СБ-1, СБ-7) происходил срез анкеров в

приопорной части СЖБ балки и, соответственно, отрыв бетонной полки от стальной балки, что в ряде образцов приводило к дальнейшей потере устойчивости стальной части.

На рисунке 1 приведены эпюры распределения средних деформаций по высоте сечения СЖБ балок на различных этапах нагружения для трех наиболее характерных серий.

Фрагмент СЖБ перекрытия разрушился по нормальному сечению в зоне чистого изгиба балок из-за местного раздробления бетона сжатой зоны центральной части плиты и практически сразу плиты над крайними балками вследствие развития пластических деформаций в стальных балках фрагмента перекрытия и, соответственно, при быстром росте прогибов. При этом в момент разрушения максимальный изгибающий момент достигал значения: в сечении по средней стальной балке – 4,5 т*м; в сечении по крайним стальным балкам – 1,969 т*м; в средней части пролета монолитной плиты – 0,281 т*м.

Трещинообразование верхней грани железобетонной полки фрагмента имело следующий характер. Первые продольные трещины (до $0,03 \div 0,05$ мм) появились над крайними балками у торца железобетонной плиты длиной $5 \div 10$ см при максимальном изгибающем моменте в СЖБ сечении по крайней балке 1,772 т*м, и, практически одновременно, в средней части пролета у торца плиты

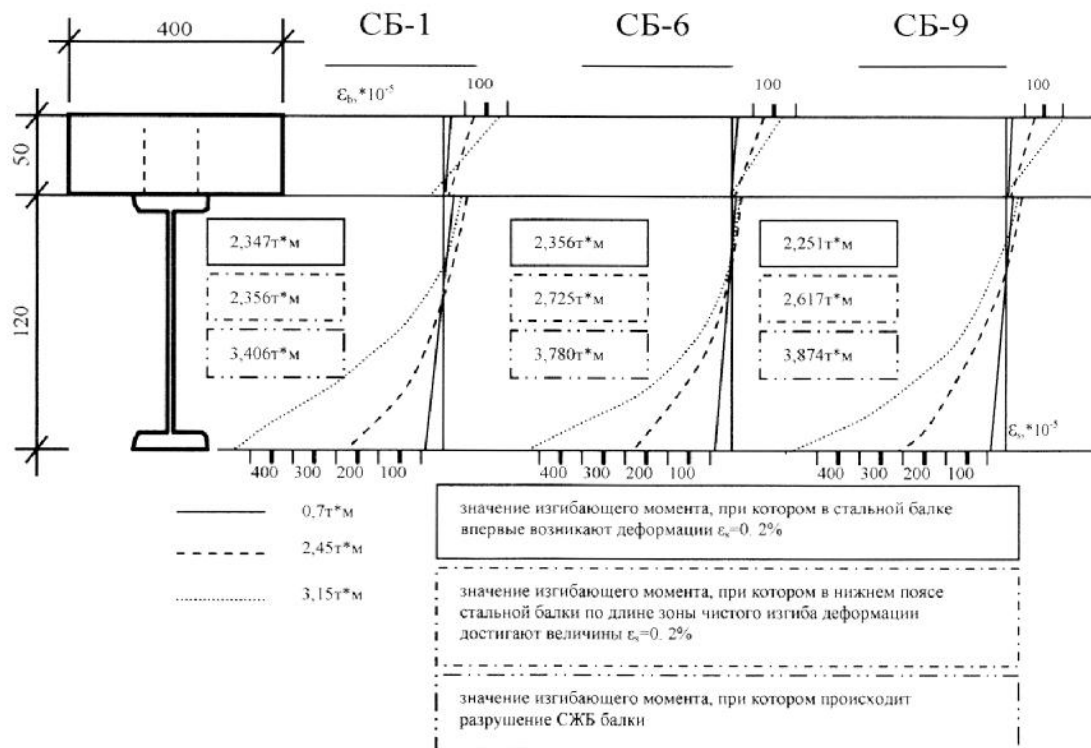


Рис.1. Эпюры деформаций по высоте сечения СЖБ балок

при изгибающем моменте – 0,253 т·м. С дальнейшим увеличением уровня нагружения появлялись слабые, прерывистые трещины (до 0,05 мм) по всей длине плиты над средней балкой при изгибающем моменте, соответствующем значению 4,275 т·м. При этом ранее появившиеся трещины в железобетонной полке получали дополнительное незначительное развитие по ширине (до 0,1 мм) и длине (10 ÷ 15 см). В момент достижения изгибающим моментом максимального значения – перед разрушением – продольные трещины раскрывались до 0,1 мм – над средней стальной балкой, до 0,2 мм – над крайними балками и в пролете железобетонной плиты.

Развитие деформаций бетона железобетонной плиты, перпендикулярно направленных по отношению к балкам, происходило по классической схеме с достижением максимальных значений в сечении над стальными балками и, соответственно, минимальных значений – в середине пролета железобетонной полки и завершилось местным раздроблением бетона сжатой зоны в момент физического разрушения. Основное развитие трещин происходило после достижения нагрузкой максимального значения в момент, когда величина нагрузки падала, но СЖБ конструкция продолжала еще воспринимать определенную долю нагрузки, и, соответственно, началось интенсивное развитие: 1) пластических деформаций стальных балок; 2) деформаций абсолютного сдвига на границе «сталь–бетон».

Результаты экспериментальных исследований

фрагмента СЖБ перекрытия приведем ниже в виде эпюр и графиков, показанных на рисунках 2, 3.

Из рисунка 2 видно, что уже при упругой работе СЖБ конструкции существует разница деформаций (напряжений) на границе контакта «сталь–бетон», хотя и незначительная. По мере нагружения и вхождения элементов СЖБ конструкции в зону пластических деформаций разница деформаций (напряжений) становится более существенна, и ею нельзя пренебрегать, особенно при практических расчетах.

Из анализа графиков, приведенных на рисунке 3, следует, что ввиду различной несущей способности СЖБ сечения крайних и средней балок, деформирование крайних балок происходит менее интенсивно. Причем в зоне упругой работы всех СЖБ балок фрагмента деформирование происходит практически по линейному закону.

Изучение деформаций бетона полки СЖБ балки показало, что величина продольных деформаций сжатия бетона в верхней части полки в момент разрушения СЖБ балки достигает значений в среднем $\epsilon_{в}=0,16 \div 0,2 \%$, а в нижней части бетонной полки значения деформаций (сжатия и растяжения) колеблются около значения $\epsilon_{в}=0$, то есть распределение деформаций по высоте бетонной полки СЖБ балки происходит практически по треугольному закону.

Анализ продольных деформаций стальной части СЖБ балок показывает, что на начальных этапах

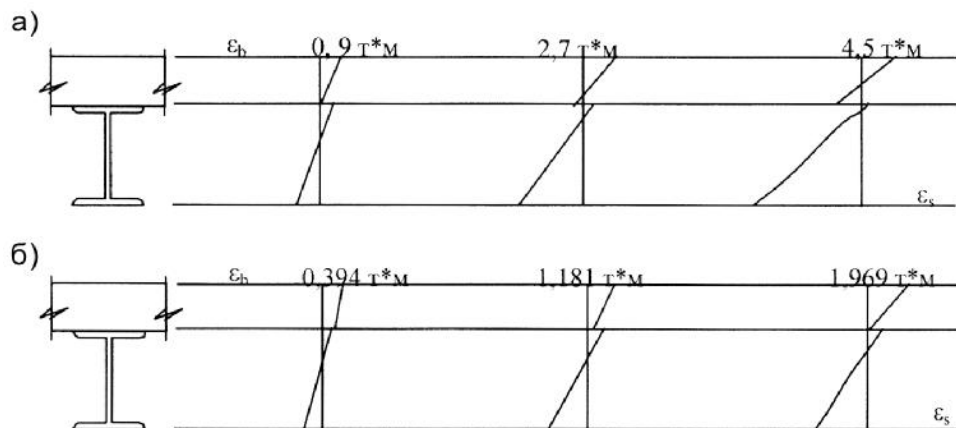


Рис. 2. Эпюры развития продольных деформаций по высоте СЖБ перекрытия:
а) по крайним балкам; б) по средней балке

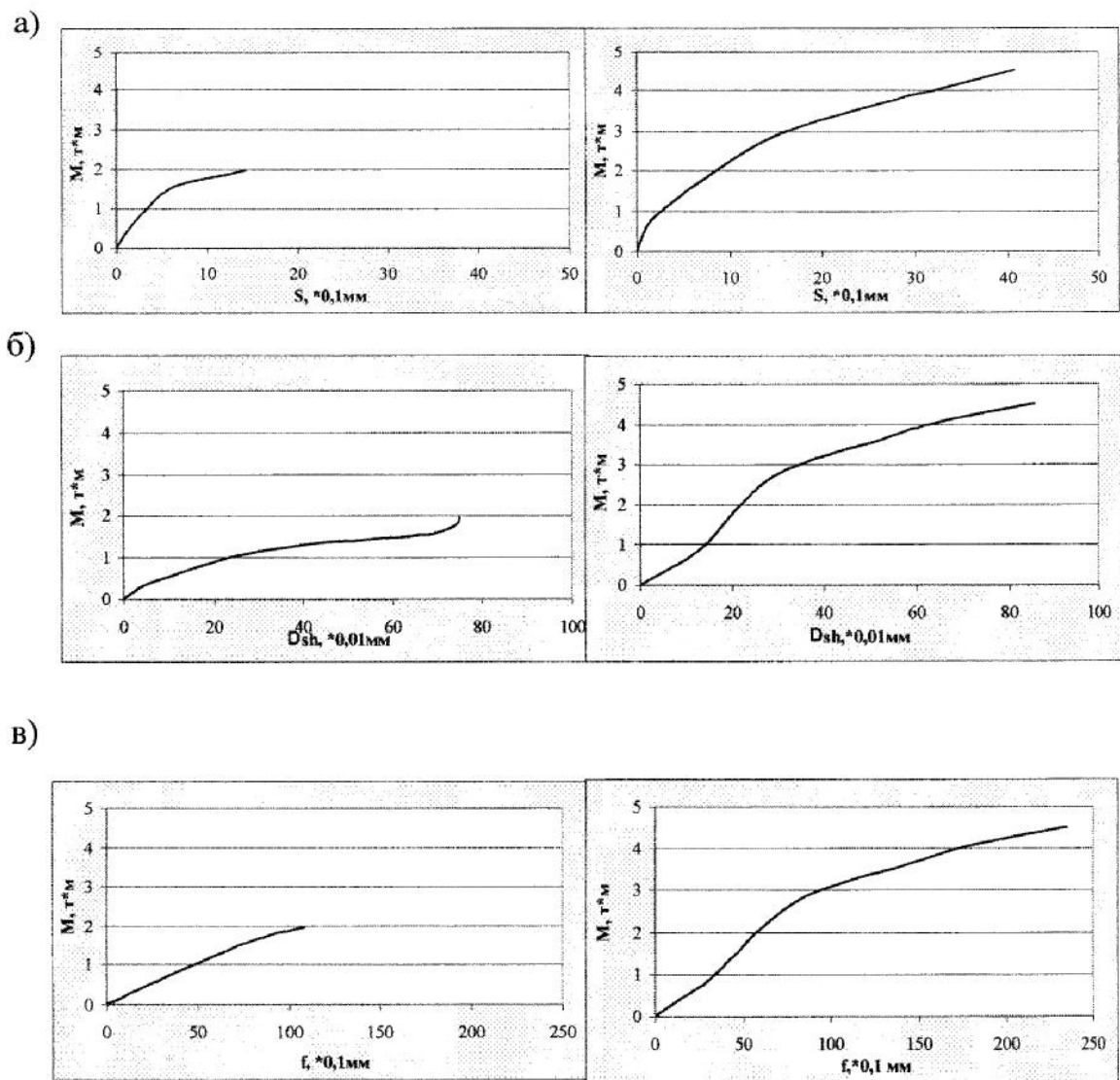


Рис. 3. Графики основных деформаций в сечении крайних и средних балок СЖБ фрагмента, соответственно:
а) графики деформирования нижнего пояса стальных балок в зоне чистого изгиба;
б) графики сдвига по контакту «сталь – бетон» на торцах;
в) графики максимальных прогибов



нагружения СЖБ балок распределение продольных деформаций в стальной части подчиняется линейному закону. Такое распределение деформации продолжается практически до достижения в нижнем поясе стальной балки предельно допускаемых нормами деформаций $\varepsilon_{s,lim}=0,2\%$. В дальнейшем с интенсивным развитием пластических деформаций в нижнем поясе стальной балки эпюра деформаций приобретает криволинейный вид, а величина максимальных деформаций перед физическим разрушением СЖБ балки достигает в среднем значения $\varepsilon_s=1\%$. Как видно из таблицы 1, достижение сталью нижнего пояса нормируемых предельных деформаций $\varepsilon_{s,lim}=0,2\%$ незначительно зависит от класса прочности монолитного бетона и вида анкерных связей (или податливости шва контакта «сталь–бетон»). Податливость анкерных связей оказывает существенное влияние на величину нагрузки, при которой продольные деформации в стальной части СЖБ балки достигают значения $\varepsilon_{s,lim}=0,2\%$ как вдоль зоны чистого изгиба, так и по высоте сечения стальной балки.

Анализ закономерностей развития продольных деформаций по высоте сечения СЖБ балки показывает, что до достижения деформации стали нижнего пояса стальной балки значений $\varepsilon_{s,lim}=0,2\%$ наблюдается совместная работа бетона и стали СЖБ балки по линейному закону, то есть с одной нейтральной осью, при этом в бетоне достигаются деформации сжатия в среднем равные $\varepsilon_b=0,08 \div 0,1\%$. С дальнейшим увеличением уровня нагружения в зависимости от степени податливости контакта «сталь–бетон» наблюдается плавное искривление эпюры продольных деформаций по высоте сечения СЖБ балки, причем в стальной части балки это искривление происходит более резко в силу характера работы стали. Необходимо отметить, что на границе контакта «сталь–бетон» всегда наблюдается скачок деформаций, то есть деформации стали ε_s^k и бетона ε_b^k на границе контакта различны ($\varepsilon_b^k \neq \varepsilon_s^k$) на величину $\Delta\varepsilon^k = \varepsilon_s^k - \varepsilon_b^k$. Очевидно, что чем больше деформативность контактного шва, тем

больше величина $\Delta\varepsilon^k$ (табл. 2). Этот вывод следует не только при увеличении площади поперечного сечения анкерной связи, но и с учащением шага анкеров (серия СБ-4). В некоторый момент времени практически перед достижением разрушающей нагрузки по высоте составного сечения СЖБ балки появляются две нейтральные оси – в бетонной плите и в стальной балке, и, соответственно, две сжатые и две растянутые зоны. Однако при этом полного нарушения совместной работы бетона и стали СЖБ балки не происходит вплоть до ее разрушения.

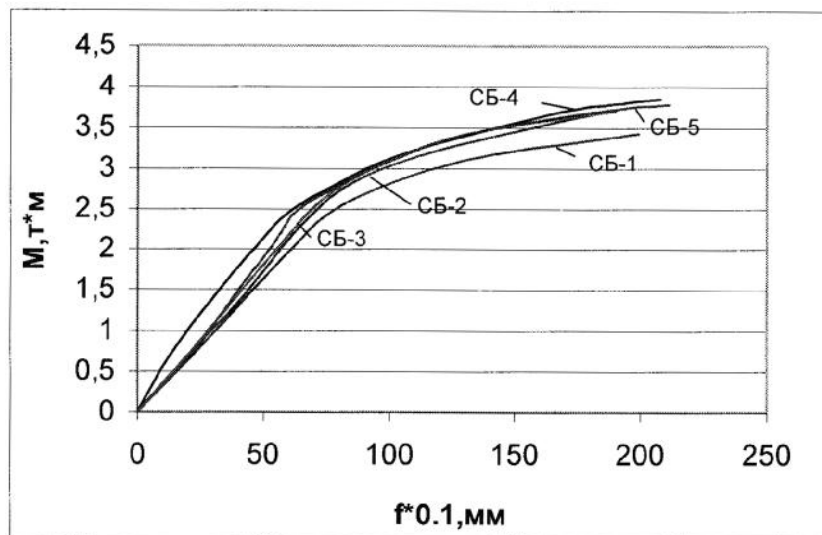
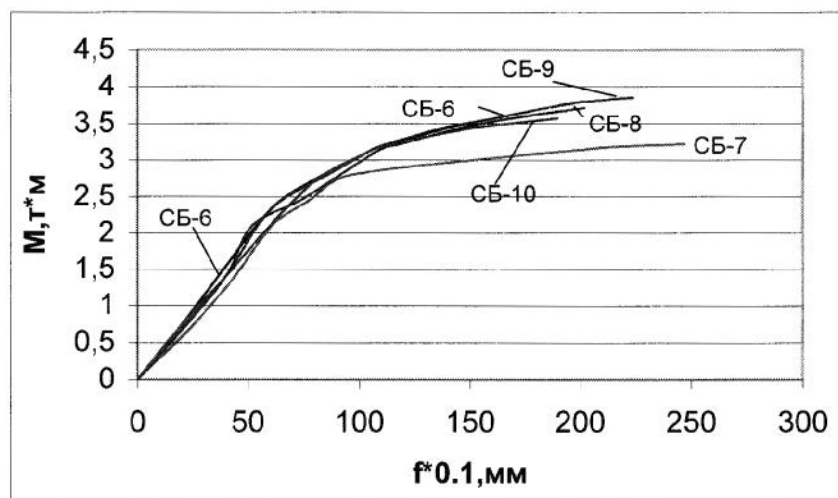
Испытания также показали, что с удалением поперечных сечений СЖБ балки от центральной части линейный закон распределения деформаций по высоте СЖБ сечения сохраняется вплоть до разрушения балок. Причем с приближением поперечных сечений к опорам СЖБ балки продольные деформации стали и бетона стремятся к нулю.

Закономерности развития прогибов опытных образцов СЖБ балок также зависели от степени податливости шва контакта «сталь–бетон». Во всех испытанных образцах происходило увеличение прогибов при возрастании уровня нагружения, причем интенсивность их развития была различной на разных этапах и зависела как от типа анкерной связи, так и от его шага по длине балки. На рисунках 4, 5 приведены графики развития прогибов СЖБ балок в зависимости от уровня нагружения. Как видно из приведенного графика, при начальных этапах загрузки наблюдается практически прямая пропорциональность между изгибающим моментом и прогибами, а затем, с увеличением податливости контакта шва и изменением эпюры деформаций по высоте СЖБ сечения, происходит интенсивный рост прогибов при незначительном увеличении нагружения, т.е. излом графика прогибов. Так, например, для образцов серии СБ-7 с наибольшей податливостью анкерной связи при значениях изгибающего момента $M=3,15 \text{ т*м}$ средний прогиб составляет $f=20,4 \text{ мм}$, в то время как для образцов с наименее податливыми анкерными связями

Таблица 2

Разница величин продольных деформаций $\Delta\varepsilon^k$ на границе контакта «сталь–бетон» при различных уровнях загрузки

	СБ-1	СБ-2	СБ-3	СБ-4	СБ-5	СБ-6	СБ-7	СБ-8	СБ-9	СБ-10
$\Delta\varepsilon^k \cdot 10^{-5}$, при $M=0,7 \text{ т*м}$	-16,53	-18,7	-15,1	-0,25	-16,3	-10,6	-15,47	-12,55	-17,25	-12,3
$\Delta\varepsilon^k \cdot 10^{-5}$, при $M=2,45 \text{ т*м}$	-36,8	-32,2	-27,7	-1,25	-26,2	-15,0	-27,03	-20,3	-26,25	-22,5

Рис. 4. Графики развития прогибов в координатах «М- f » для СЖБ балок серий СБ-1 ÷ СБ-5Рис. 5. Графики развития прогибов в координатах «М- f » для СЖБ балок серий СБ-6 ÷ СБ-10.

СБ-6 и СБ-10 средний прогиб составляет, соответственно, $f = 10,7$ мм и $f = 10,65$ мм.

Разрушение фрагмента СЖБ перекрытия происходило за счет появления и увеличения растянутой зоны железобетонной полки и постепенного её «выключения» из работы. В дальнейшем, с увеличением уровня нагружения, происходило появление двух нейтральных осей и перераспределение усилий, приходящихся на составные элементы композиционного сечения.

Интересно отметить, что несущая способность средней несущей балки фрагмента СЖБ перекрытия по нормальному сечению была в 1,21 раз больше несущей способности отдельно исследуемых СЖБ балок серии СБ-2 с такими же конструктивными параметрами и большей прочностью бетона у балок серии СБ-2. Аналогичная картина складывается и при развитии прогибов. На начальном этапе нагружения при

одинаковом изгибающем моменте наблюдаются практически одинаковые значения прогибов. С увеличением уровня нагружения прогибы в отдельных балках серий СБ-2 развиваются быстрее, чем в средних несущих балках фрагмента, что показывает на пространственную работу фрагмента перекрытия и подтверждает необходимость испытания и продолжения изучения не только отдельных балок перекрытия, но и фрагментов СЖБ перекрытия.

Литература

1. Стрелецкий Н.Н. Сталежелезобетонные пролетные строения мостов. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Транспорт, 1981. – 360 с.
2. Salmon Ch.G. Handbook of composite construction Engineering. Ch.2: Composite steel-concrete construction., New York, 1982, p.41-79.



УДК 624.014.072

А.З. Манапов – кандидат технических наук, доцент

Казанский государственный архитектурно-строительный университет (КазГАСУ)

ПОВЕРОЧНЫЙ РАСЧЕТ СТАЛЬНОЙ СТРОПИЛЬНОЙ ФЕРМЫ ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ СТАТИСТИЧЕСКИМ ИМИТАЦИОННЫМ МЕТОДОМ

АННОТАЦИЯ

Статистический имитационный метод – метод расчета конструкции с использованием в качестве исходных параметров интервальных оценок параметров нагрузок, прочностных качеств конструкционных материалов, интервальных оценок расчетного перехода от нагрузок к напряжениям в элементах. Результаты расчета конструкции содержат дополнительную информацию о частоте возможных отказов отдельных элементов конструкции.

A.Z. Manapov – candidate of technical science, associate professor

Kazan State University of Architecture and Engineering (KSUAE)

TESTING CALCULATION OF STEEL TRUSS FRAMES OF INDUSTRIAL BUILDING BY STATISTICAL SIMULATION METHOD

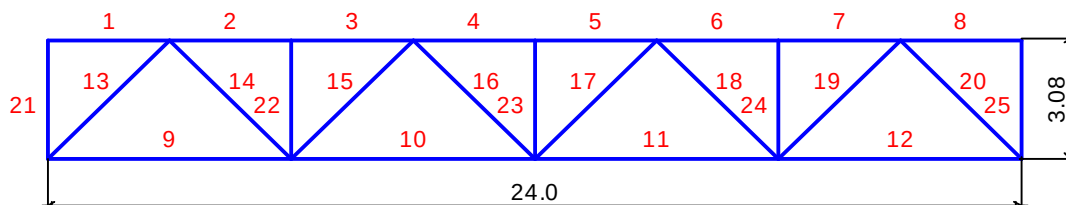
ABSTRACT

Statistical simulation method of design calculation using interval estimations of loading parameters and settlement transition from loadings to pressure in elements, strength qualities of constructional materials as initial parameters is considered. Results of design calculation contain the additional information on frequency of possible refusals of construction separate elements.

При выполнении обследования и проверочных расчетов стропильных стальных ферм производственного здания с использованием действующих норм [1] получились результаты, свидетельствующие о недостаточной несущей способности их элементов для восприятия скорректированных (увеличенных) последними дополнениями расчетных снеговых нагрузок. Рассматриваемое здание эксплуатировалось уже 35 лет, физический износ его несущих конструкций был незначительным, признаки перегрузки конструкций отсутствовали, поэтому напрашивающиеся выводы о необходимости разборки покрытия оказались бы не логичными. В связи с возникшими противоречиями было принято решение разработать статистический имитационный метод расчета надежности конкретно для рассматриваемого случая с дальнейшим использованием его результатов для принятия решений.

Расчет стропильной фермы производственного здания, ориентированной на действующие нормы проектирования стальных конструкций, показал следующие результаты:

- пролет фермы $L = 24,0$ м;
- высота фермы $H = 3,08$ м;
- раскрепления из плоскости: узлы верхнего пояса – все; узлы нижнего пояса – крайние и посередине пролета;
- сечение верхнего пояса – уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L120x12;
- сечение нижнего пояса – уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L80x12;
- сечение раскосов – уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L80x12;
- сечение стоек – уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L70x4;
- сечение опорных раскосов – уголок равнополочный по ГОСТ 8509-93 L120x12;





– сталь: С245 – лист 2-20 мм;
– расчетное сопротивление стали $R_y = 2,45 \text{ Т/см}^2$;
– коэффициент надежности по назначению 0,95;
– коэффициенты условий работы: поясов, опорных раскосов, растянутых элементов решетки, сжатых элементов решетки крестового сечения – 0,95; сжатых элементов решетки таврового сечения при гибкости их больше 60 – 0,8.

Загрузка 2 – постоянное, пояс, верхний



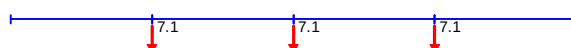
Среднее арифметическое – 5270 кгс,
коэффициент вариации – 0,1

Загрузка 1 – снеговое, пояс верхний



Среднее арифметическое – 2700 кгс,
коэффициент вариации – 0,3

Загрузка 3 – крановое, пояс нижний



Равномерное распределение от 6530 кгс до 7100 кгс

Усилия в элементах фермы
(значения усилий приведены в тоннах)

№ эл.	Комбинации		Загрузки		
	$N_{\min}$	$N_{\max}$	1	2	3
Верхний пояс					
1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2	-75,229	-51,911	-24,545	-33,896	-20,747
3	-75,229	-51,911	-24,545	-33,896	-20,747
4	-100,305	-69,214	-32,727	-45,195	-27,662
5	-100,305	-69,214	-32,727	-45,195	-27,662
6	-75,229	-51,911	-24,545	-33,896	-20,747
7	-75,229	-51,911	-24,545	-33,896	-20,747
8	-1,67825e-15	1,81862e-15	-3,68092e-15	-1,10529e-15	3,01963e-15
Нижний пояс					
9	28,639	42,241	14,318	19,773	10,373
10	63,246	92,394	30,682	42,37	24,205
11	63,246	92,394	30,682	42,37	24,205
12	28,639	42,241	14,318	19,773	10,373
Раскосы					
13	-60,54	-41,045	-20,521	-28,338	-14,867
14	33,353	47,278	14,658	20,242	14,867
15	-24,6	-16,246	-8,795	-12,145	-4,956
16	8,554	11,339	2,932	4,048	4,956
17	8,554	11,339	2,932	4,048	4,956
18	-24,6	-16,246	-8,795	-12,145	-4,956
19	33,353	47,278	14,658	20,242	14,867
20	-60,54	-41,045	-20,521	-28,338	-14,867
Стойки					
21	-4,75	-2,755	-2,1	-2,9	0,0
22	-9,5	-5,51	-4,2	-5,8	0,0
23	-9,5	-5,51	-4,2	-5,8	0,0
24	-9,5	-5,51	-4,2	-5,8	0,0
25	-4,75	-2,755	-2,1	-2,9	0,0



Результаты расчета

Проверено по СНиП	Фактор	Коэффициент использования
п. 5.1	прочность верхнего пояса	0,782
п. 5.3	устойчивость верхнего пояса в плоскости фермы	1,163
п. 5.3	устойчивость верхнего пояса из плоскости фермы	0,948
пп. 6.1-6.4, 6.15	гибкость верхнего пояса	0,681
п. 5.1	прочность нижнего пояса	1,11
пп. 6.1-6.4, 6.16	гибкость нижнего пояса	0,626
п. 5.1	прочность раскосов	0,568
п. 5.3	устойчивость раскосов в плоскости фермы	1,171
п. 5.3	устойчивость раскосов из плоскости фермы	0,749
пп. 6.1-6.4, 6.15	гибкость раскосов	0,845
п. 5.1	прочность стоек	0,33
п. 5.3	устойчивость стоек в плоскости фермы	0,862
п. 5.3	устойчивость стоек из плоскости фермы	0,704
пп. 6.1-6.4, 6.15	гибкость стоек	0,965
п. 5.1	прочность опорных раскосов	0,472
п. 5.3	устойчивость опорных раскосов в плоскости фермы	1,084
п. 5.3	устойчивость опорных раскосов из плоскости фермы	0,673
пп. 6.1-6.4, 6.15	гибкость опорных раскосов	0,976
	жесткость фермы	0,445

Расчет с использованием действующих норм [1, 2, 3] дал результаты, свидетельствующие о наличии перегрузки верхнего пояса, опорного и рядовых раскосов по устойчивости в плоскости фермы, нижнего пояса по прочности.

Для расчета стропильной фермы производственного здания статистическим имитационным методом воспользуемся информацией по статистическим характеристикам веса снегового покрова, конструкций, крановой нагрузки и удельного сопротивления конструкционных сталей, содержащейся в пособии [3].

Снеговой район по [1]	Среднее значение веса снегового покрова на 1 м ² горизонтальной поверхности $\bar{S}_0$, Па (кгс/м ²)	Коэффициент вариации u_f
IV	1470 (150)	0,30

Нагрузки	Коэффициент вариации u_f
Стальные конструкции	0,025
Асбестоцементные листы, железобетонные плиты	0,05
Подвижные нагрузки	Равномерное распределение
Крановая нагрузка	0,92 – 1,00

Марка стали и вид проката	Толщина листа или полки профиля, мм	Среднее значение предела текучести $\bar{s}_y$, МПа (кгс/мм ²)	Коэффициент вариации u_m
ВСтЗсп, фасон	4-6	293 (29,9)	0,080
	8-10	292 (29,8)	0,080
	12-16	282 (28,7)	0,051



Определим коэффициенты перехода от нагрузок к усилиям и коэффициенты перехода от усилий к напряжениям в стержневых элементах рассматриваемой стропильной фермы.

Элемент фермы	Нагрузка (т)	Усилие (т)	Коэффициент перехода от нагрузки к усилию, точечная оценка	Коэффициент перехода от нагрузки к усилию, интервальная оценка
Верхний пояс	Постоянная = 5,8	-45,19	-7,79	(от -7,01 до -7,79)
	Снеговая = 4,2	-32,73	-7,79	(от -7,01 до -7,79)
	Крановая = 7,1	-27,67	-3,90	(от -3,51 до -3,90)
Нижний пояс	Постоянная = 5,8	42,37	7,30	(от 6,57 до 7,30)
	Снеговая = 4,2	30,68	7,30	(от 6,57 до 7,30)
	Крановая = 7,1	24,20	3,41	(от 3,07 до 3,41)
Опорный раскос	Постоянная = 5,8	-28,34	-4,89	(от -4,40 до -4,89)
	Снеговая = 4,2	-20,52	-4,89	(от -4,40 до -4,89)
	Крановая = 7,1	-14,87	-2,09	(от -1,88 до -2,09)
Раскос первый сжатый	Постоянная = 5,8	-12,14	-2,09	(от -1,88 до -2,09)
	Снеговая = 4,2	-8,79	-2,09	(от -1,88 до -2,09)
	Крановая = 7,1	-4,96	-0,70	(от -0,63 до -0,70)

Элемент фермы	Формула перехода от усилий к напряжениям и коэффициент в точечной оценке ($1/\text{см}^2$)	Коэффициент перехода от усилий к напряжениям в интервальной оценке ($1/\text{см}^2$)
Верхний пояс	$1/jA=0,0269 \quad l=82 \quad j=0,671$ $A=55,2 \text{ см}^2$	От 0,0261 до 0,0269
Нижний пояс	$1/A=0,0279$ $A=35,8 \text{ см}^2$	От 0,0271 до 0,0279
Опорный раскос	$1/jA=0,0408 \quad l=116 \quad j=0,443$ $A=55,2 \text{ см}^2$	От 0,0395 до 0,0408
Раскос первый сжатый	$1/jA=0,0909 \quad l=142 \quad j=0,307$ $A=35,8 \text{ см}^2$	От 0,0881 до 0,0909

Используя генератор случайных чисел, получим для каждого из расчетных параметров: нагрузок и коэффициентов перехода – по 10000 случайных реализаций, соответствующих их функциям распределений. Используя коэффициенты перехода от нагрузок к усилиям и от усилий к напряжениям, получим по 10000 значений напряжений в расчетном элементе стропильной фермы и сравним каждое из 10000 значений напряжения с каждым из 10000 значений удельного сопротивления стали (предела текучести).

Каждый случай превышения напряжения в элементе стропильной фермы соответствующего значения предела текучести будет определяться как случай перегрузки этого элемента.

Числовые значения реализаций, полученных с помощью генератора случайных чисел (первые 30 значений для верхнего пояса стропильной фермы), приведены ниже.



Постоянная нагрузка (кгс)	Снеговая нагрузка (кгс)	Крановая нагрузка (кгс)	Коэфф-т перехода от постоянной и снеговой нагрузок к усилию	Коэфф-т перехода от крановой нагрузки к усилию	Коэфф-т перехода от усилий к напряжениям (1/см ²)	Напряжения (кгс/см ²)	Удельное сопротивление стали (кгс/см ²)
1	2	3	4	5	6	7	8
5102	1215	6730	7,7384	3,7557	0,0268	1986	3029
4652	2616	6888	7,0990	3,7041	0,0263	2026	2558
5124	2182	6837	7,0103	3,6970	0,0263	2011	2718
4900	2318	6900	7,0112	3,5252	0,0267	1999	2768
5319	2576	6570	7,5517	3,7311	0,0263	2216	2731
4947	2950	6644	7,7864	3,7819	0,0268	2321	2753
4606	3290	6651	7,0482	3,7686	0,0263	2123	2961
4876	1773	6969	7,1916	3,7819	0,0265	1963	2812
4769	647	6737	7,4032	3,6251	0,0266	1718	2726
5033	1987	6589	7,1279	3,6717	0,0264	1960	2963
5107	3272	7027	7,4312	3,8125	0,0265	2358	2865
5048	2454	6827	7,5923	3,7646	0,0264	2183	2923
5365	2230	6755	7,3370	3,6212	0,0266	2130	2566
4883	2483	6937	7,6264	3,7692	0,0262	2155	2959
5304	2251	6694	7,1771	3,8979	0,0269	2160	2847
4706	2423	6750	7,5696	3,5917	0,0263	2058	2751
5092	4185	7027	7,1846	3,7508	0,0262	2435	2866
5019	1826	7027	7,1135	3,7955	0,0265	1999	2872
4477	2826	6850	7,1606	3,6587	0,0261	2022	2838
5157	2880	6945	7,7396	3,8741	0,0266	2373	2940
4850	3922	6619	7,4658	3,8382	0,0263	2389	2993
4422	2504	6931	7,4568	3,7927	0,0262	2039	2860
5112	1741	6661	7,4896	3,8409	0,0268	2064	2865
4416	1494	6914	7,4186	3,8518	0,0267	1883	2890
4957	2592	6634	7,0235	3,8745	0,0266	2098	3079
4993	-24	7057	7,3212	3,8282	0,0263	1665	3071
5564	3101	6535	7,4774	3,5334	0,0265	2332	2931

По результатам расчетов верхнего пояса методом статистического моделирования на 10000 реализаций получено 3 случая перегрузки на 168 кгс/см²; 10 кгс/см² и 2 кгс/см², что соответствует коэффициентам использования несущей способности 1,68; 1,004 и 1,0008, расчет классическим методом дал результат 1,163.

Результаты расчета и числовые значения реализаций, полученных с помощью генератора случайных чисел, для нижнего пояса стропильной фермы приведены в следующей таблице.



Постоянная нагрузка (кгс)	Снеговая нагрузка (кгс)	Крановая нагрузка (кгс)	Коэфф-т перехода от постоянной и снеговой нагрузок к усилию	Коэфф-т перехода от крановой нагрузки к усилию	Коэфф-т перехода от усилий к напряжениям (1/см ²)	Напряжения (кгс/см ²)	Удельное сопротивление стали (кгс/см ²)
1	2	3	4	5	6	7	8
5065	3919	6768	6,7153	3,1532	0,0272	2224	2902
5439	1724	6615	6,6268	3,1082	0,0272	1849	3077
5319	-1	7008	6,6163	3,3953	0,0275	1621	2800
5471	305	7071	7,1198	3,0845	0,0277	1745	2769
4478	3112	6576	7,0847	3,2564	0,0278	2089	2932
4823	4811	6990	6,8660	3,2011	0,0275	2436	2940
4845	1360	6680	6,7742	3,1986	0,0279	1766	2907
5659	2109	6813	6,7880	3,3018	0,0276	2079	3183
5082	2708	7066	6,6527	3,0826	0,0273	2011	2968
4593	1864	6985	6,6911	3,1861	0,0273	1784	2787
5869	2781	6705	7,0712	3,1774	0,0274	2259	3127
5295	3237	6586	6,6328	3,1506	0,0274	2120	2778
5126	2535	6850	6,9421	3,3822	0,0274	2093	2800
5567	3354	6968	6,8261	3,1068	0,0274	2264	3062
4972	2059	6831	6,6117	3,2872	0,0277	1912	2871
5115	3166	6594	6,6072	3,3545	0,0275	2115	2787
5868	2085	6696	7,1718	3,1018	0,0276	2147	2941
5865	1798	7061	6,9061	3,2777	0,0279	2120	2794
5349	1998	6550	6,9518	3,1310	0,0273	1956	2802
5588	3929	6790	6,8655	3,2966	0,0272	2389	2755
4731	2872	6586	6,6468	3,2273	0,0276	1983	2890
5549	2849	6908	7,1569	3,1687	0,0273	2236	2808
4875	2937	6717	6,7853	3,3067	0,0278	2093	2871
5505	2748	6665	7,0058	3,3093	0,0273	2178	2775
4785	988	6733	6,7569	3,3537	0,0278	1710	2821
6027	2493	6705	6,8715	3,4073	0,0276	2244	3110
3933	2904	6828	6,9718	3,1845	0,0273	1893	3012

По результатам расчетов на 10000 реализаций получен 1 случай перегрузки на 43 кгс/см², что соответствует коэффициентам использования несущей способности 1,015, расчет классическим методом дал результат 1,110.

Результаты расчета и числовые значения реализаций, полученных с помощью генератора случайных чисел, для опорного раскоса стропильной фермы приведены ниже.



Постоянная нагрузка (кгс)	Снеговая нагрузка (кгс)	Крановая нагрузка (кгс)	Коэфф-т перехода от постоянной и снеговой нагрузок к усилию	Коэфф-т перехода от крановой нагрузки к усилию	Коэфф-т перехода от усилий к напряжениям (1/см ²)	Напряжения (кгс/см ²)	Удельное сопротивление стали (кгс/см ²)
1	2	3	4	5	6	7	8
4901	2629	6836	4,8602	1,9424	0,0401	1997	2708
4407	1885	7050	4,7395	1,9907	0,0402	1764	2817
5452	1416	6801	4,8442	1,9728	0,0406	1895	2887
4792	4675	6761	4,6829	1,9989	0,0405	2341	2676
4700	1648	6641	4,8518	1,8887	0,0406	1758	2874
5234	1675	6697	4,6155	1,9226	0,0402	1797	2852
5073	2605	6811	4,8231	1,8944	0,0400	1998	2854
4541	3448	6648	4,5293	2,0047	0,0402	1988	2745
4885	2469	6647	4,7619	2,0120	0,0401	1940	2881
5926	2453	6554	4,7501	1,9329	0,0399	2094	3078
5593	3161	6968	4,7944	1,8840	0,0401	2210	3022
5777	1786	6630	4,5592	2,0581	0,0404	1943	2826
6444	1377	6988	4,5742	1,9532	0,0397	1964	2852
5625	1094	6559	4,4484	1,9326	0,0400	1701	3081
5197	3137	6735	4,4207	2,0355	0,0405	2048	3256
5970	3917	6787	4,4755	2,0825	0,0396	2311	2742
5885	3174	6606	4,4517	2,0611	0,0396	2136	2741
5089	2842	6932	4,6703	1,8812	0,0403	2016	2895
5667	594	6620	4,5601	2,0754	0,0401	1695	2857
4898	2518	6935	4,4566	2,0884	0,0407	1935	2955
5079	2888	6872	4,6665	1,9007	0,0407	2043	2858
4778	3253	7075	4,8737	1,8808	0,0398	2089	2702
5333	4077	6702	4,7919	2,0522	0,0400	2356	2909
5199	2510	6561	4,8004	2,0202	0,0407	2043	3040
5635	1013	7019	4,5227	1,8924	0,0400	1734	2744
4721	2352	6808	4,8359	1,9027	0,0400	1884	2873
5262	2257	6704	4,6292	2,0277	0,0406	1963	2784

На 10000 реализаций не получено ни одного случая перегрузки, максимальный коэффициент использования несущей способности равен 0,938, расчет классическим методом дал результат 1,084.

Выводы:

1. Применение статистического имитационного метода расчета конструкции позволяет в качестве исходных параметров использовать интервальные оценки параметров нагрузок, прочностных качеств конструкционных материалов, учитывать интервальные оценки расчетного перехода от нагрузок к напряжениям в элементах.

2. Результаты статистического имитационного метода расчета конструкции содержат дополнительную информацию о частоте возможных отказов отдельных элементов конструкции.

Литература

1. СНИП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 2003. – 36 с.
2. ГОСТ 27751-88 (с изм. 1.1999) Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету. – 8 с.
3. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНИП II-23-81* «Стальные конструкции»). // ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 148 с.



УДК 624.012.35/45

И.Т. Мирсаяпов – доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой оснований и фундаментов, динамики сооружений и инженерной геологии

И.С. Абдрахманов – кандидат технических наук, доцент

Казанский государственный архитектурно-строительный университет (КазГАСУ)

УЧЕТ ПОДАТЛИВОСТИ СВЯЗЕЙ СДВИГА В РАСЧЕТАХ МАЛОЦИКЛОВОЙ ВЫНОСЛИВОСТИ НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ ДЕРЕВОЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ СТЕРЖНЕВЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

АННОТАЦИЯ

Расчетная модель разрабатывалась на основе аналитических диаграмм деформирования материалов с учетом физической нелинейности материалов, податливости соединения слоев, деформативности деревожелезобетонных конструкций. Используются предпосылки, характерные для диаграмм материалов, трансформированных для учета влияния циклического нагружения. Расчетная модель построена с учетом податливости соединения слоев. Величина относительных деформаций сдвига между железобетонной полкой и деревянной балкой определяется с учетом количества циклов. Сдвигающее усилие в плоскости контакта определяется при абсолютно жестких связях сдвига и соблюдении условия совместности деформаций на уровне контактной поверхности.

I.T. Mirsayapov – doctor of the technical sciences, professor, head of bases, foundations, dynamics of buildings and engineering geology department

I.S. Abdrahmanov – candidate of technical sciences, associate professor

Kazan State University of Architecture and Engineering (KSUAE)

CONSIDERATION OF TIE SHIFT FLEXIBILITY IN THE CALCULATIONS OF LOW-CYCLE FATIGUE OF NORMAL SECTION OF TIMBER-CONCRETE AXIAL ELEMENTS BENDING

ABSTRACT

Calculation model was developed on the basis of analytic diagram of material straining according to material physical nonlinearity, layer interconnection flexibility, deformability of timber-concrete constructions. There were used prerequisites typical to diagram materials, transformed for cyclic loading influence. Calculation model was created with regard to layer interconnection flexibility. The shear strain value between concrete shelf and timber beam subject to cycling is specified. Shearing force in contact plane is specified by absolutely rigid connection and under condition of compatibility of deformations on contact surface level.

Расчетная модель разрабатывалась на основе аналитических диаграмм деформирования материалов [1], что позволило рассчитывать конструктивные элементы на малоцикловую выносливость с учетом физической нелинейности бетона и древесины, податливости соединения железобетонной полки с деревянной балкой, деформативности деревожелезобетонных конструкций.

Предпосылки, примененные при разработке расчетной модели:

- рассматриваются сечения, нормальные к продольной оси элемента;
- в качестве расчетных значений приняты нормальные напряжения в монолитном бетоне плиты и в деревянной балке;
- связь между осевыми напряжениями и относительными деформациями бетона и стальных арматурных стержней представляется в виде диаграмм « $\sigma - \epsilon$ », трансформированных для учета влияния циклического нагружения;

– связь между осевыми напряжениями и деформациями древесины принимается в виде диаграммы, трансформированной для учета влияния циклического нагружения;

– коэффициенты асимметрии цикла напряжений

r_{bt} и r_{dt} определяются по текущим напряжениям в бетоне и древесине растянутой зоны;

– для составного сечения происходит отклонение распределения деформаций по высоте линейного закона;

– в пределах железобетонной плиты и отдельно деревянной балки справедлива гипотеза плоских сечений.

Определяется величина относительных деформаций сдвига [1] между железобетонной полкой и деревянной балкой:

$$\epsilon_{sh} \frac{Y(t)}{l} \cdot 0.75 \sqrt{\frac{l_{an}^2}{S \cdot d} \cdot m}, \quad (1)$$



где $m = \frac{0.79}{1 - 0.01 \cdot \lg(N_i) \cdot \frac{M_{\max}}{M_{\text{раз}}}}$; (2)

N_i – количество циклов;

$M_{\text{раз}}$ – разрушающий момент при статическом нагружении;

$M_{\max}$ – максимальная нагрузка цикла.

Сдвигающее усилие $T_{c1}(t)$, действующее в плоскости контакта железобетонной полки и деревянной балки, определяется при абсолютно жестких связях сдвига:

$$T(t) = T_m(t) \cdot y(t) = T_m(t) \cdot \left[\left(\frac{chl(t)c}{chl(t)l_0} - 1 \right) \cdot b \cdot u(t) \right]; \quad (3)$$

$$l(t) = \sqrt{E_{cd}(t) \cdot g(t)}. \quad (4)$$

При вычислении в формуле (4) коэффициент жесткости соединения E_{cd} принимается равным модулю упругости древесины балки.

Условие совместности деформаций в уровне контактной поверхности (рис. 1):

$$e_{sh} = e_{d, \text{дон}}^e + e_{b, \text{дон}}^h, \quad (5)$$

где $e_{d, \text{дон}}^e$, $e_{b, \text{дон}}^h$ – дополнительные относительные деформации бетона и древесины в

плоскости контакта при проявлении деформаций сдвига.

Из равенства кривизны полки и балки следует:

$$e_{b, \text{дон}}^h \cdot Y_d^e = e_{d, \text{дон}}^e \cdot Y_b^h, \quad (6)$$

что позволяет определить относительные

деформации $e_{d, \text{дон}}^e$ верхних волокон балки и $e_{b, \text{дон}}^h$ нижних волокон железобетонной полки:

$$e_{d, \text{дон}}^e = \frac{e_{sh} Y_b^h}{Y_d^e + Y_b^h}, \quad (7)$$

$$e_{b, \text{дон}}^h = \frac{e_{sh} Y_d^e}{Y_b^h + Y_d^e}. \quad (8)$$

При справедливости гипотезы плоских сечений дополнительные относительные деформации нижних волокон балки $e_{d, \text{дон}}^h$ и верхних фибр железобетонной полки $e_{b, \text{дон}}^e$:

$$e_{d, \text{дон}}^h = \frac{e_{sh} Y_d^h}{Y_d^e + Y_b^h}, \quad (9)$$

$$e_{b, \text{дон}}^e = \frac{e_{sh} Y_b^e}{Y_b^h + Y_d^e}. \quad (10)$$

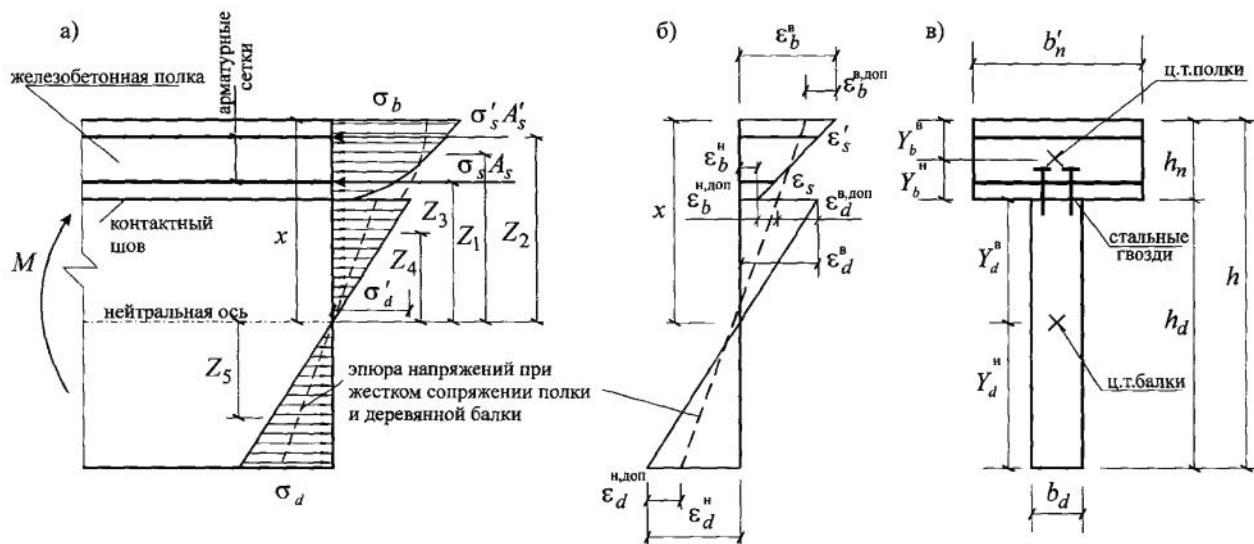


Рис. 1. Расчетная схема усилий, эпюры напряжений и деформаций при расчете и малоциклового выносливости нормальных сечений деревожелезобетонных изгибаемых элементов с учетом податливости связей сдвига:

а) расчетная схема усилий и эпюра напряжений; б) эпюра деформаций; в) поперечное сечение

Тогда относительные деформации в характерных уровнях высоты сечения (рис. 1):

$$\begin{aligned} e_b^B &= e_{b0}(x) + e_{b,\partial on}^B; e_b^H = e_{b0}(x) - e_{b,\partial on}^H; \\ e_\partial^B &= e_{\partial 0}(x) + e_{\partial,\partial on}^B; e_\partial^H = e_{\partial 0}(x) + e_{\partial,\partial on}^H. \end{aligned} \quad (11)$$

После трансформирования графика распределения относительных деформаций по высоте сечения [2] и гипотезы плоских сечений в пределах каждого слоя (рис. 1), и диаграмм деформирования материалов « $s_b - e_b$ », « $s_s - e_s$ », « $s_\partial - e_\partial$ » по деформациям определяется напряжение в бетоне и арматуре железобетонной полки и в деревянной балке. По напряжениям в бетоне s_b , в арматуре s_s и напряжениям в древесине s_∂ определяются внутренние усилия в сечении для любого рассматриваемого цикла:

$$\begin{aligned} N_x &= \int_0^{h_n} s_b[e_{bT}(x)]b'_n \cdot dx + s'_s(e'_{sT})A'_s + s_s(e_{sT})A_s + \\ &+ s'_\partial[e'_{\partial T}(x)]A'_{\partial,rep} - s_\partial[e_{\partial T}(x)]A_{\partial,rep} = 0; \end{aligned} \quad (12)$$

$$\begin{aligned} M_z &= \int_0^{h_n} s_b[e_{bT}(x)]b'_n Z_1 dx + s'_s(e'_{sT})A'_s Z_2 + s_s(e_{sT})A_s Z_3 + \\ &+ s'_\partial[e'_{\partial T}(x)]A'_{\partial,rep} Z_4 + s_\partial[e_{\partial T}(x)]A_{\partial,rep} Z_5, \end{aligned} \quad (13)$$

где $s_b(e_{bT}), s'_b(e'_{bT}), s_s(e_{sT}), s'_s(e'_{sT}), s_\partial(e_{\partial T}), s'_\partial(e'_{\partial T})$ – зависимости «напряжения-деформации» бетона, стали и древесины;

$e_{bT}(x), e_{sT}, e'_{sT}, e_{\partial T}(x), e'_{\partial T}(x)$ – деформации материалов по высоте сечения.

Вычисление внутренних усилий (12), (13) выполняется методом последовательного приближения, при условии: $|\Delta N_x| \leq d$, где d – заданная точность вычислений.

Выносливость нормальных сечений на всех стадиях нагружения [4] оценивается исходя из условия:

$$M_{\max} + \Delta M_b + \Delta M_d \leq M_z, \quad (14)$$

где $M_{\max}$ – изгибающий момент от максимальной нагрузки цикла,

ΔM_b – дополнительный изгибающий момент вследствие возникновения и развития остаточных деформаций в бетоне полки (рис. 2),

$$\Delta M_b = [s_b^{\partial on}(t) + s'_b{}^{\partial on}(t)] \cdot 0.5 \cdot b'_n \cdot h_n \cdot Z_1 + s'_s \cdot A'_s \cdot Z_2; \quad (15)$$

ΔM_d – дополнительный изгибающий момент вследствие возникновения и развития остаточных деформаций [3] в деревянной части балки (рис.2.),

$$\begin{aligned} \Delta M_d &= s_d^{\partial on}(t) \cdot y_0 \cdot 0.5 \cdot b_d \cdot Z_4 + \\ &+ s'_d{}^{\partial on}(t) \cdot (h_d - y_0) \cdot 0.5 \cdot b_d \cdot Z_3. \end{aligned} \quad (16)$$

Текущие значения коэффициентов асимметрии цикла напряжений в бетоне сжатой зоны r_{bt} и

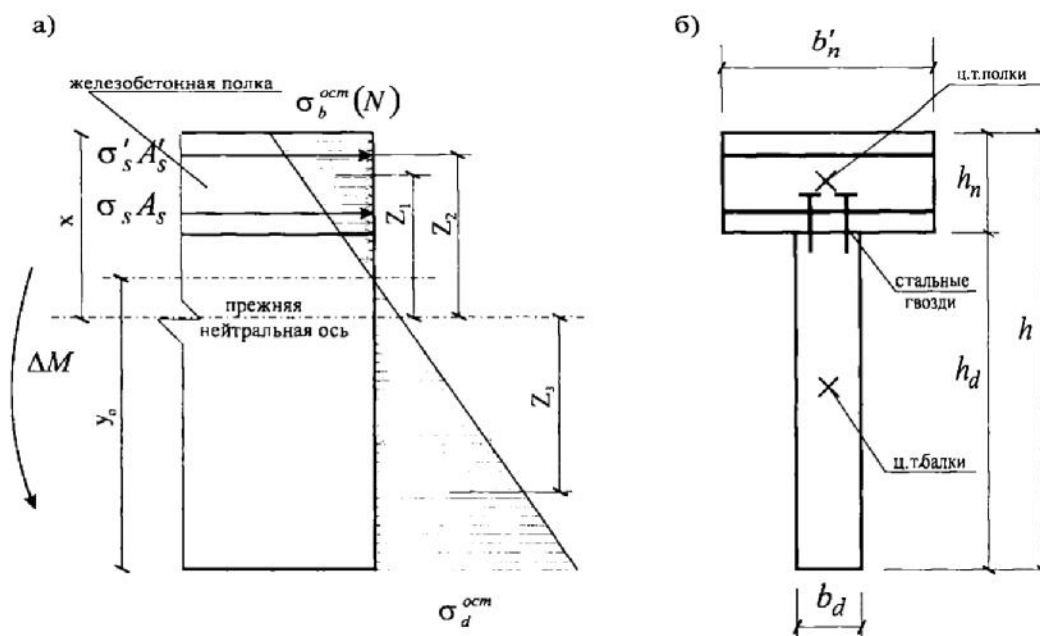


Рис. 2. Расчетная схема усилий, эпюры напряжений при расчете дополнительных моментов



древесине балки r_{dt} в рассматриваемый момент времени t представляются в виде:

$$r_{bt} = \frac{M_{\max} \cdot r_M + \Delta M_b}{M_{\max} + \Delta M_b}; \quad (17)$$

$$r_{dt} = \frac{M_{\max} \cdot r_M + \Delta M_d}{M_{\max} + \Delta M_d}, \quad (18)$$

где $r_M = \frac{M_{\min}}{M_{\max}}$.

Уравнения (12), (13), (14) справедливы для всех стадий напряженно-деформированного состояния элемента, включая стадию усталостного разрушения. Выносливость нормального сечения считается обеспеченной при удовлетворении условия (14).

Литература

1. Абдрахманов И.С. Прочность нормальных сечений деревожелезобетонных изгибаемых элементов. Дис. ... канд. техн. наук. – Казань, 2000. – 198 с.
2. Карпенко Н.И., Мухамедиев Т.А., Петров А.Н. Исходные и трансформированные диаграммы деформирования бетона и арматуры. // Напряженно-деформированное состояние бетонных и железобетонных конструкций. – М.: НИИЖБ, 1986. – С. 7-25.
3. СНиП II-25-80. Строительные нормы и правила. Нормы проектирования. Деревянные конструкции. – М.: Стройиздат, 1983. – 31 с.
4. Сафин Д.Р. Малоцикловая выносливость нормальных сечений деревожелезобетонных изгибаемых элементов. Дис. ... канд. техн. наук. 05.23.01. – Казань, 2004. – 207 с.



УДК 539.415

А.Н. Драновский – кандидат технических наук, профессор**Казанский государственный архитектурно-строительный университет (КазГАСУ)****А.И. Латыпов** – ассистент**Казанский государственный университет (КГУ)**

АВТОКОЛЕБАНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ГРУНТОВЫХ АНКЕРОВ

АННОТАЦИЯ

В работе рассматривается проблема интерпретации результатов испытаний грунтовых анкеров в тех случаях, когда обнаруживается неоднозначная зависимость между перемещением оголовка анкера и усилием натяжения в тяге. Предложен подход к объяснению изменения напряженно-деформированного состояния грунтового анкера с точки зрения возникновения автоколебательного процесса.

A.N. Dranovskiy – candidate of the technical sciences, professor**Kazan State University of Architecture and Engineering (KSUAE)****A.I. Latypov** – assistant**Kazan State University (KSU)**

SELF-OSCILLATIONS OF INTENSE-DEFORMED CONDITION OF SOIL ANCHORS

ABSTRACT

In current paper the problem of results' interpretation in testing of soil anchors, when there is ambiguous dependence between moving the head of anchor and effort of tension in draft, is considered. The explanation of the change of intense-deformed condition of soil anchor according to occurrence of self-oscillatory process is discussed.

В условиях современного строительства все более актуальной становится проблема расчета и подбора грунтовых анкеров, широко используемых для целого ряда задач: укрепления откосов, склонов, устройства подпорных стенок, ограждений и т.п.

Наиболее достоверным способом определения несущей способности анкеров являются полевые испытания статической нагрузкой. При этом для анкеров, несущая способность которых создается за счет сопротивления грунта по боковой поверхности корня, нередко возникают проблемы интерпретации получаемых данных, связанные с обнаружением неоднозначной зависимости между перемещением оголовка анкера и усилием натяжения в тяге. Например, в [1] показано, что при неуклонном перемещении точки крепления анкера к ограждению котлована усилие в тяге может периодически снижаться, а затем возрастать. Исходя из статических расчетов, объяснения этому явлению найти трудно.

Есть основания предполагать, что периодическое изменение НДС грунтового анкера может быть связано с автоколебательным процессом, возникающим при сдвиге корня анкера относительно грунтового массива. Явление автоколебаний при прямом срезе грунтов впервые исследовано в работах [2] и [3].

Позиционная характеристика несущей способности инъекционного анкера без уширения тела корня по грунту основания F , зависящая от сдвигового перемещения корня d , показана на рис.1.

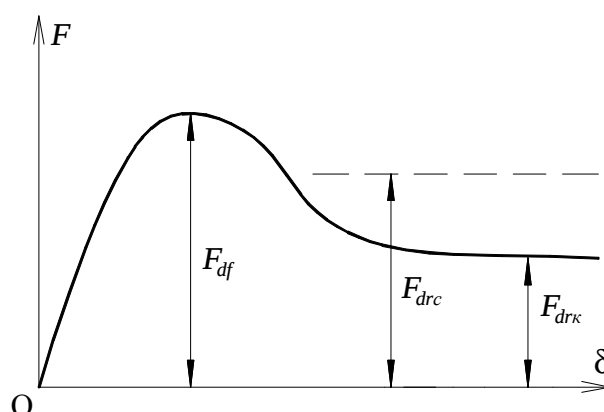


Рис. 1

Здесь F_{df} – предельное пиковое усилие сопротивления грунта по боковой поверхности корня анкера, F_{drk} и F_{drc} – остаточное кинетическое и статическое усилия сопротивления грунта по боковой

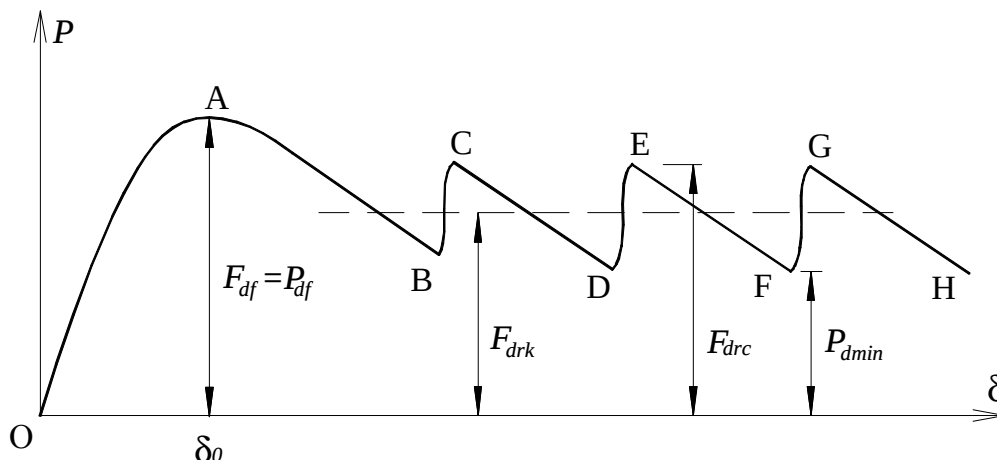


Рис. 2

поверхности анкера, соответственно. Кинетическим названо сопротивление при проскальзывании, а статическим – при остановках после некоторого проскальзывания.

При испытаниях анкеров не менее двух из них доводят до предельной несущей способности F_{df} [4]. Запредельный участок деформирования в соответствии с нормативными требованиями не исследуют. Расчетную рабочую нагрузку на анкер P_w в соответствии с нормативными требованиями ВСН Минмонтажспецстроя СССР «Проектирование и устройство грунтовых анкеров» задают вне зависимости от значений F_{drk} и F_{drc} . Однако значение F_{drk} характеризует длительную прочность, и, по нашему мнению, оно должно определяющим образом влиять на назначаемое значение P_w , в особенности для постоянных анкеров. В частности, для анкеров, применяемых в противооползневых конструкциях.

Эта проблема требует специального рассмотрения. Существующие теоретические методы определения несущей способности анкеров не учитывают прогрессирующего характера разрушения и не имеют серьезного обоснования. Поэтому пробные, контрольные и приемочные полевые испытания анкеров обязательны и предельная несущая способность анкеров может определяться с достаточной степенью надежности. В то же время давление на ограждение и усилия, передаваемые на анкера, определяются весьма приближенно. Вследствие этого выдергивающие усилия могут достигать и превышать значение F_{df} .

В этом случае возможны два вида запредельного деформирования анкера – статический и динамический – автоколебательный. Соответственно, возможны два типа деформирования и разрушения ограждающей или противооползневой системы. При неблагоприятных отклонениях от расчетных параметров процесс деформирования может происходить медленно, постепенно, квазистатически, то есть без возникновения значительных ускорений,

инерционных сил и кинетической энергии. В этом случае деформирование и разрушение являются длительным процессом, и сигналы от «отказе» системы – трещины, дефекты и деформации – «предупреждают» о возможности разрушения и необходимости принятия соответствующих мер.

Наиболее опасен динамический – автоколебательный процесс деформирования анкеров, который может привести к глобальному коллапсу всей системы ограждающих или противооползневых конструкций.

При статическом процессе деформирования несущая способность анкера не может быть меньше значения F_{drk} , при автоколебательном деформировании – существенно меньше значения F_{drk} .

При статическом деформировании в результате горизонтальных перемещений оголовка анкера давление грунта на локальный участок ограждения будет уменьшаться в соответствии с зависимостью, показанной на рис. 1.

При автоколебательном деформировании, показанном на рис. 2, происходит непрерывный скачкообразный процесс, состоящий из динамических и статических участков или этапов.

На этапах AB, CD, EF и т.д. происходит мгновенное перемещение корня анкера и падение усилия натяжения анкера до значения P_{dmin} . На этапах BC, DE, FG и т.д. усилие натяжения статически возрастает до значения F_{drc} . Падение усилия натяжения происходит мгновенно – в доли секунды. Давление грунта на ограждение при этом не успевает измениться. Однако за счет падения усилия натяжения анкера мгновенно возрастают внутренние усилия в конструкции ограждения и возможно мгновенное разрушение ограждения вследствие перегрузки. Опасность разрушения возрастает с каждым циклом автоколебаний, так как постоянно нарастает горизонтальное перемещение ограждения.

Пластическое запредельное перемещение оголовка анкера, закрепленного на ограждении, определяется по формуле:



$$d_a = (d - d_0) + \frac{\Delta P_d}{AE} l_{ff}, \quad (1)$$

где d_0 – перемещение корня анкера при $P_{df} = F_{df}$; ΔP_d – изменение усилия натяжения в любой момент времени относительно значения P_{df} ; A – сечение тяги; E – модуль упругости тяги; l_{ff} – эффективная свободная длина анкерной тяги, определяемая по специальной методике, изложенной, например, в [4]; d – абсолютная величина запредельного перемещения корня анкера в любой момент времени.

При проектировании ограждений по прочности чрезвычайно важно, что усилие натяжения анкера в точках В, D, F, Н и т.д. при автоколебательном процессе оказывается существенно меньше, чем значение F_{drk} , характеризующее минимальное кинетическое сопротивление корня анкера при статическом процессе равномерного скольжения. Например, в точке В

$$P_{d \min, B} = 2F_{drk} - F_{df}, \quad (2)$$

в точке D

$$P_{d \min, D} = 2F_{drk} - F_{drc}. \quad (3)$$

При большой разнице между статическим сопротивлением в точке А и кинетическим сопротивлением F_{drk} , значение $P_{d \min, B}$ может приближаться к нулю.

Поэтому Д.Д. Баркан [5], испытывая сопротивление сваи на выдергивание, выдвинул гипотезу о существовании «сверхнизкого» трения. В действительности, «сверхнизкого» трения не существует. Ошибочное предположение Д.Д. Баркана основано на статической интерпретации динамического процесса. Резкое и значительное снижение натяжения анкера вызывается динамическим перемещением корня, который сначала скользит ускоренно, а затем, в точках В, D, F, Н, замедляется и на мгновение останавливается. Изменение усилия натяжения анкера обусловлено инерционными силами. В процессе автоколебаний корень анкера перемещается скачкообразно в одном направлении, что ведет к неизбежному разрушению ограждающей конструкции. Поэтому возникновение автоколебаний должно быть полностью исключено.

Раньше в основном применялись достаточно жесткие тяги из стержневой арматуры классов А-II, А-III, А-IV, А-V, с упрочненной вытяжкой. При таких тягах возникновение автоколебаний менее вероятно.

В наиболее совершенных конструкциях анкеров НИИОСПа, фирм «Бауэр» (Германия), «Солетанш», «Баши» (Франция), «Суисборинг» (Швейцария), «Родио» (Италия) и др. используются анкерные тяги из высокопрочной проволоочной, прядевой, канатной арматуры [4]. При существенном снижении стоимости металла в 3-5 раз снижается жесткость тяг, пропорциональная величине их поперечного сечения.

Поэтому опасность возникновения автоколебаний

резко возрастает. Для тяг из высокопрочного металла не рекомендуется задавать рабочее натяжение P_w , превышающее остаточное сопротивление корня. Это позволит исключить возможность возникновения автоколебаний.

В работах [6] и [7] показано, что критерий самовозбуждения колебаний определяется соотношением жесткости упругой части системы и резкости спада позиционной характеристики силы пластического сопротивления деформированию.

Критерием самовозбуждения колебаний являются условия

$$P_d > F_{df}; \quad (4)$$

$$K_\Sigma < -\frac{dF}{dd} \quad (5)$$

Условие (4) не требует разъяснений. Условие (5) имеет следующий смысл: упруго-пластическая деформация системы, подвергающейся воздействию нерелаксирующей нагрузки, развивается автоколебательно, если при малом приращении пластической деформации скорость снижения усилия в упругой части системы меньше скорости падения пластического сопротивления разрушению.

Выводы:

1. Для установления предельной несущей способности по грунту основания анкеров при их пробных испытаниях с целью исключения получения неоднозначных результатов рекомендуется существенно увеличивать сечения тяг.
2. При пробных испытаниях необходимо исследовать зависимость несущей способности анкеров по грунту основания в запредельной стадии деформирования.
3. Проектирование ограждений и противооползневых систем рекомендуется производить с выполнением поверочных расчетов на возможность возникновения автоколебаний.
4. При возникновении автоколебаний разрушение ограждений и противооползневых конструкций может происходить мгновенно, без «предупреждающих» сигналов.

Литература

1. Климов В.Т. и др. Технический отчет о строительстве подземного гаража в Москве способом «стена в грунте». – М.: Главспецпроектстрой, ЦБНТИ Минмонтажспецстроя СССР, 1977. – 22 с.
2. Драновский А.Н. Динамические параметры прочности песков. // Сб. научных трудов «Материалы 49-й Республиканской научной конференции». – Казань: КГАСА, 1998. – С. 186-191.
3. Драновский А.Н. Явление автоколебаний при испытании грунтов на прямой срез при кинематическом режиме нагружения. // Сб. трудов



- международной конференции по механике грунтов и фундаментостроению «Геотехника Поволжья-99». – Йошкар-Ола: Салика, 1999. – С. 22-27.
4. Драновский А.Н., Фадеев А.Б. Подземные сооружения в промышленном и гражданском строительстве. – Казань: Изд-во КГУ, 1993. – 355 с.
 5. Баркан Д.Д. Динамика оснований и фундаментов. – М.: Стройвоенмориздат, 1948.
 6. Драновский А.Н. Влияние жесткости зданий и сооружений на кинетику разрушения оснований фундаментов. // Сб. 4-й Украинской научно-практической конференции «Механіка ґрунтів та фундаментобудування». Вып. 53, книга 1. – Київ: НДІБК, 2000. – С.102-107.
 7. Драновский А.Н. О механизме дискретного деформирования грунтов. // Сб. трудов международной научно-технической конференции «Современные проблемы фундаментостроения», часть 3,4. – Волгоград, 2001. – С. 34-37.
 8. Драновский А.Н., Латыпов А.И. Автоколебательное разрушение изделий и конструкций при статическом разрушении. // Известия КазГАСУ, 2005, №1 (3). – С. 35-37.
 9. Драновский А.Н., Латыпов А.И. К интерпретации результатов испытаний грунтовых анкеров противооползневых конструкций. // Материалы всероссийской научно-практической конференции «Современные научно-технические проблемы транспортного строительства». – Казань, 2007. – С. 138-141.



УДК 624.154.001.8

И.Т. Мирсаяпов – доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой оснований и фундаментов, динамики сооружений и инженерной геологии

Д.А. Артемьев – аспирант, ассистент

Казанский государственный архитектурно-строительный университет (КазГАСУ)

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ МОДЕЛЕЙ СВАЙНО-ПЛИТНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

АННОТАЦИЯ

Свайно-плитный фундамент представляет собой комбинацию двух типичных фундаментов, широко используемых в строительстве, – плиты и свай. В отличие от обычных свайных фундаментов, где почти вся нагрузка передаётся грунту через сваи, в комбинированном свайно-плитном фундаменте обе составляющие воспринимают значительную долю действующей нагрузки. Свайно-плитные фундаменты являются частным случаем комбинации свай с фундаментом на естественном основании. Другие такие комбинации – это, например, усиление существующих ленточных (или плитных) фундаментов буроинъекционными или задавливаемыми сваями для предотвращения недопустимых неравномерных осадок [1].

I.T. Mirsayapov – doctor of technical sciences, professor, head of bases, foundations, dynamics of buildings and engineering geology department

D.A. Artemyev – post-graduate student, assistant

Kazan State University of Architecture and Engineering (KSUAE)

THEORETICAL AND EXPERIMENTAL STUDIES OF MODELS OF PILE-SLAB FOUNDATIONS

ABSTRACT

The studied foundation is a combination of two widespread types of foundations - pile foundation and slab one. Unlike typical pile foundations, where almost all load is transferred to a ground by piles, both pile and slab receive a significant load in pile-slab foundation.

В настоящее время при строительстве массивных многоэтажных зданий устройство обычного плитного фундамента может оказаться невозможным из-за недопустимых деформаций основания. С другой стороны, проектирование согласно СНиП с применением обычных свайных ростверков часто становится нерациональным из-за необходимости применения очень длинных свай стоек или большого количества свай трения. При этом отказ от расчетной схемы свайного ростверка и размещение свай по условию обеспечения безопасных деформаций плитно-свайного фундамента позволяет полнее использовать работу плиты и грунта, существенно снизив расчетное количество свай. При этом остро встает вопрос о необходимости учета взаимодействия между элементами комбинированного свайно-плитного фундамента и грунтом [2].

В настоящей работе авторами исследуется напряженно-деформированное состояние плитно-свайного фундамента и развитие напряжений в межсвайном массиве грунта.

Экспериментальные исследования проводились в лабораторном лотке со следующими размерами 1,0x1,0x1,0 м.

В качестве ростверка модели фундамента использовалась железобетонная плита 400x400x40 мм, армированная проволоочной арматурой Вр-I Ø3 мм.

Сваи представляли собой полые пластиковые трубки Ø7мм с толщиной стенки 1 мм длиной 400 мм. Деформации свай определялись с помощью наклеенных по длине тензорезисторов на высоте 50, 200 и 350 мм от подошвы ростверка.

Установка свай устраивалась путем послойной отсыпки грунта между армирующими элементами с послойным уплотнением трамбовкой прямоугольного сечения массой 5кг [3].

Грунтом основания являлась супесь полутвердая (модуль деформации 5,01 МПа, угол внутреннего трения 18°, удельное сцепление 4,1 кПа, плотность 1,78 т/м³). Давление в грунтовом массиве определялось с помощью датчиков давления в грунте.

Схема плитно-свайного фундамента и его



нагрузки, а также схема расположения тензорезисторов в сваях и датчиков давления в грунте приведены на рисунке 1.

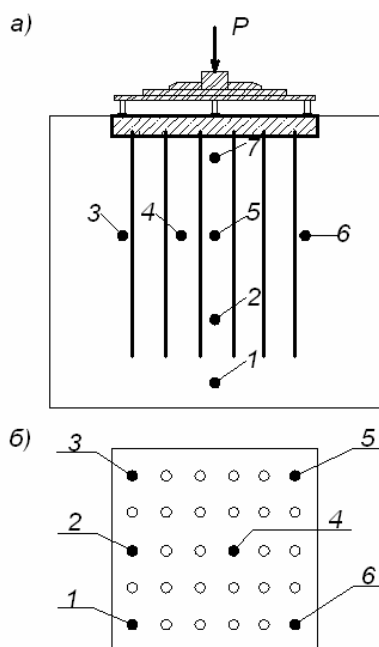


Рис.1. Схема расположения тензорезисторов в сваях (б) и датчиков давления в грунте (а)

При проведении экспериментальных исследований фиксировались перемещения плиты фундамента, вертикальные и горизонтальные перемещения армирующих элементов, деформации в армированном грунтовом основании, в армирующих элементах и деформации арматуры плиты фундамента.

На первом этапе нагружения (до 200 кг) происходит незначительное равномерное уплотнение массива грунта по всей глубине сжимаемой толщи, о чем свидетельствуют все датчики давления в грунте, расположенные в различных точках массива межсвайного грунта (рис. 2). На графиках мы видим практически ровные участки приблизительно до нагрузки в 200 кг, т.е. изменения деформаций минимальные.

На данном этапе наблюдается активное включение всех свай в работу, пока не подразделяясь на центральные, угловые и средние (рис. 3). По всем графикам видны резкие скачки деформаций с самого начала нагружения модели, в отличие от ровных участков на графиках изменения деформаций в грунте.

На втором этапе нагружения (от 200 до 500 кг) начинается поэтапное образование уплотненной пирамиды сверху, при увеличении нагрузки в нижней части возникает противодействующая пирамида, вызывающая перераспределение усилий между центральными, угловыми и крайними сваями.

Верхняя и нижняя пирамиды в ходе дальнейших

нагрузений объединяются с образованием фигуры из двух усеченных пирамид. Об образовании верхних и нижних уплотненных зон свидетельствуют датчики давления в грунте и последующие анализы проб грунта при его раскопке (рис. 5). Плотность грунта между центральными сваями в точке № 1 достигла величины 2,04 т/м³, в точке № 2 – 1,81 т/м³, в точке № 3 – 1,98 т/м³, в точке № 4 – 1,99 т/м³, в точке № 5 – 1,83 т/м³. Плотность грунта между крайними рядами свай практически не изменилась.

В процессе образования двух уплотненных пирамид с входящими друг в друга вершинами рост деформаций в центральных сваях значительно замедляется (рис. 3 г), так как они попадают в сильно уплотненную зону.

На данном этапе происходит образование трещин по всему периметру плитного ростверка на расстоянии около 4 см от него, на расстоянии около 10-15 см наблюдается небольшой выпор грунта, что свидетельствует об образовании уплотненной пирамиды.

На третьем этапе нагружения (от 500-1000 кг) наблюдается практически полное прекращение роста деформаций в центральных сваях. На рисунке 4 г видно, что изменения деформаций практически остановились, очевидно, вследствие восприятия всей нагрузки уплотненным грунтом, о чем свидетельствует резкое увеличение деформаций в грунте (рис. 3 а, б, в, д, ж). Однако деформации в крайних и угловых сваях продолжают также интенсивно нарастать (рис. 4, а, б, в, д, е), особенно в середине длины свай. Точное подтверждение тому даёт картина деформирования свай при откопке лотка после эксперимента.

Грани пирамиды начинают образовываться с некоторой высоты, вследствие чего верхние и нижние части угловых и крайних свай попадают в зону повышенной плотности (рис. 7).

Крайние и угловые свай являются значительно перегруженными [4], в силу того, что они не попадают в уплотненную зону и их несущая способность значительно ниже.

Расчет несущей способности свайно-плитного фундамента

Основываясь на результатах серии проведенных экспериментов, можно принять расчетную схему комбинированного свайно-плитного фундамента (рис. 8).

Исходя из выдвинутой гипотезы об образовании уплотненных зон и, следовательно, концепции распределения нагрузок, в комбинированном свайно-плитном фундаменте отпор грунта по подошве ростверка имеет форму пирамиды, основание которой отстает от граней плиты ростверка на один шаг свай (A_1), а свайное поле целесообразно условно разделить на 3 зоны (рис. 9).

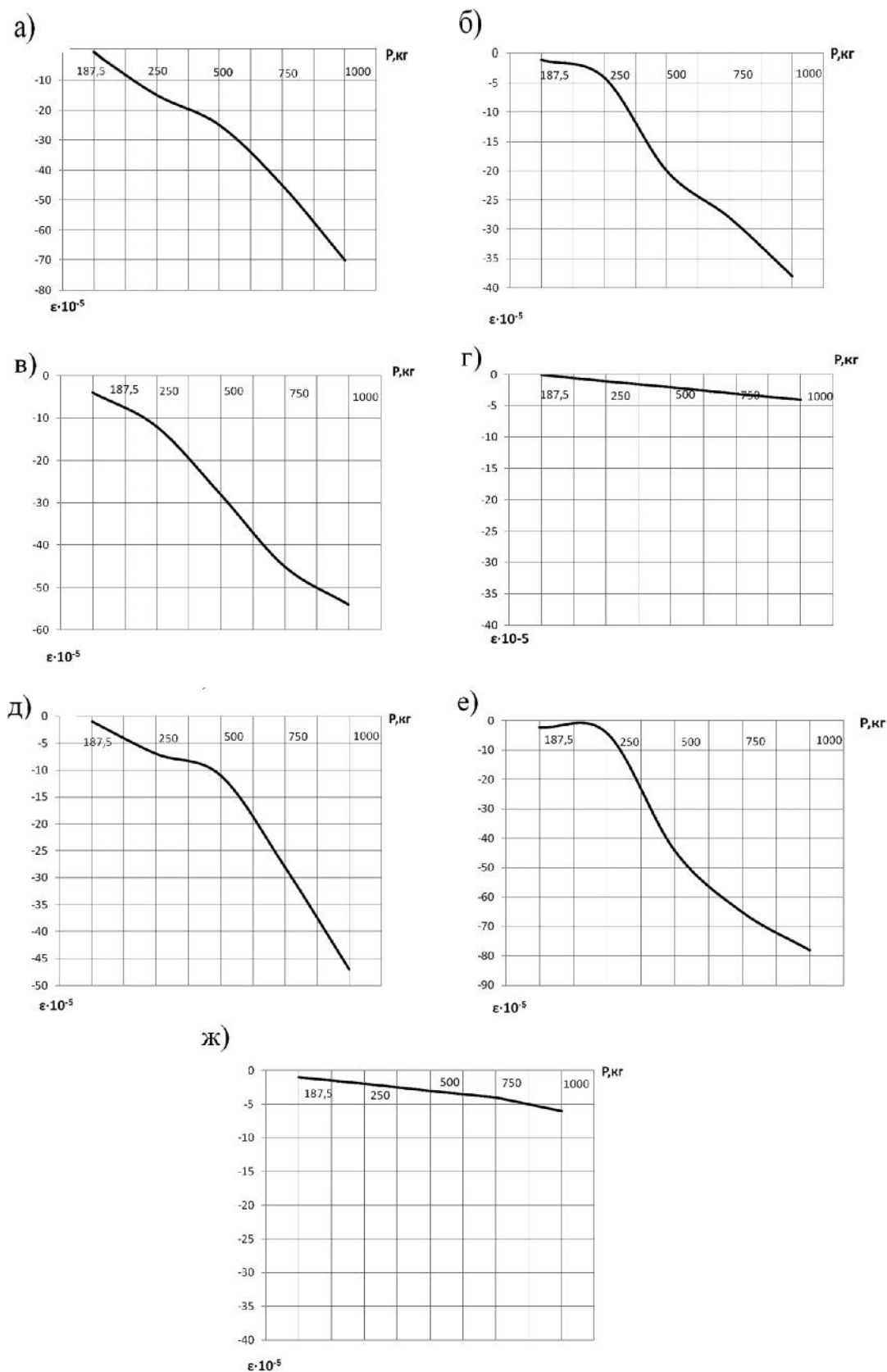


Рис. 2 . Графики изменения деформаций в межсвайном массиве грунта:

а) изменение деформаций в датчике №1, б) изменение деформаций в датчике №2, в) изменение деформаций в датчике №4, г) изменение деформаций в датчике №3, д) изменение деформаций в датчике №5, е) изменение деформаций в датчике №6, ж) изменение деформаций в датчике №7

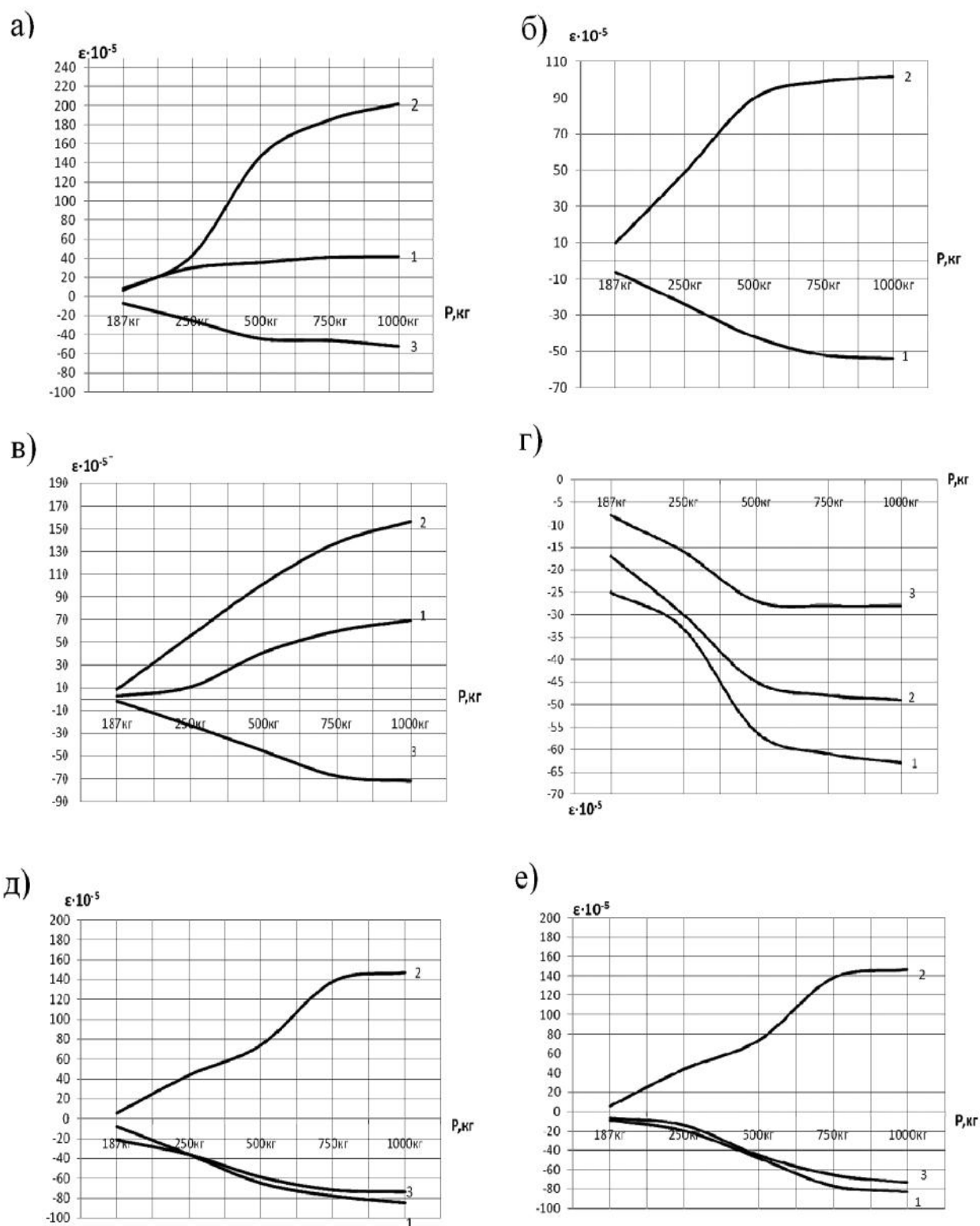


Рис. 3. Графики изменения деформаций в сваях:

а) изменение деформаций в свае №1, б) изменение деформаций в свае №2, в) изменение деформаций в свае №3, г) изменение деформаций в свае №4, д) изменение деформаций в свае №5, е) изменение деформаций в свае №6

ряд 1 – показания на расстоянии 5 см от подошвы ростверка, ряд 2 – 20 см, ряд 3 – 35 см



Рис. 4. График зависимости “нагрузка-осадка”

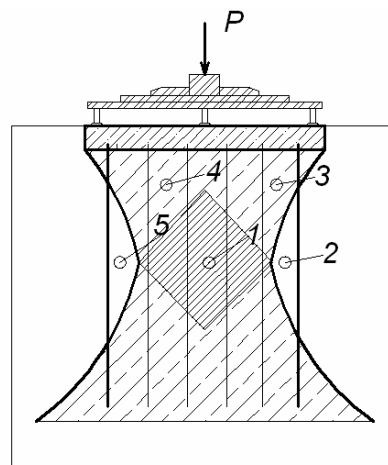


Рис.5. Места определения плотности методом режущих колец после проведения эксперимента

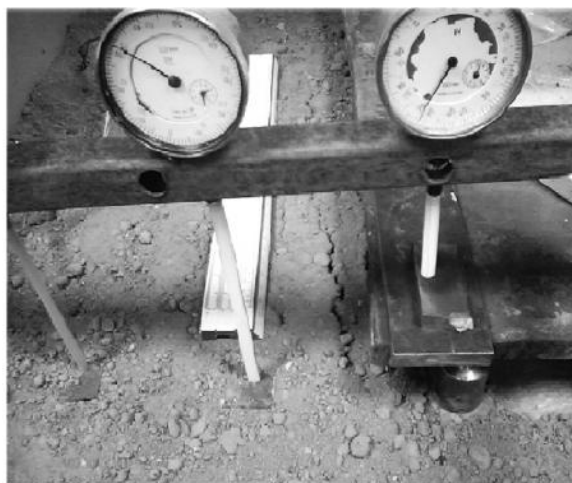
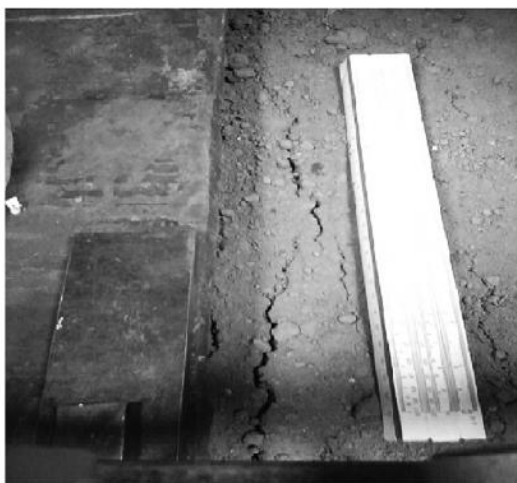


Рис. 6. Фотографии трещин, образовавшихся по периметру плиты ростверка

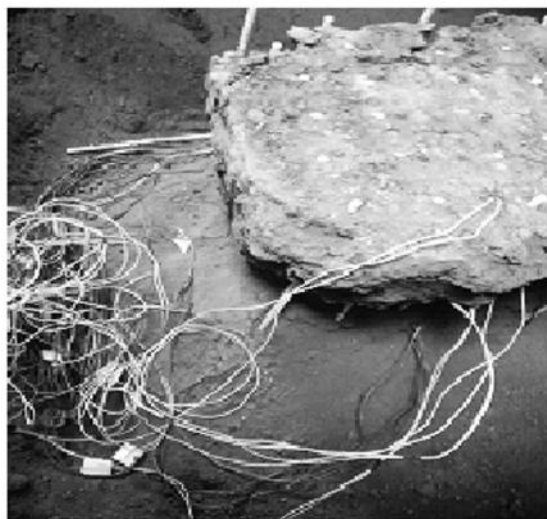


Рис. 7. Фотографии образовавшейся фигуры после проведения эксперимента

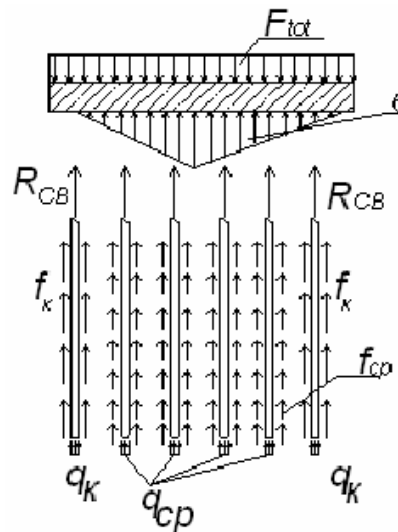


Рис. 8. Расчетная схема свайно-плитного фундамента

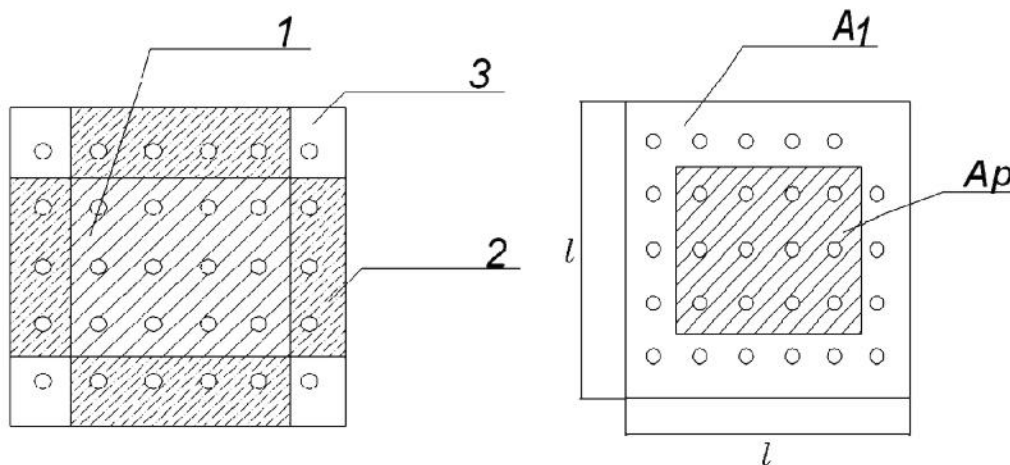


Рис. 9. Условная схема разбиения свайного поля и плиты ростверка

Выражение для расчета несущей способности КСПФ можно записать в виде [5]:

$$R_{\text{общ}} = \sum_{i=1}^n R_{\text{св}} + R_{\text{пл}}$$

$R_{\text{общ}}$ – общая реакция свайно-плитного фундамента.

$R_{\text{св}}$ – реакция свай:

$$R_{\text{св.1}} = R_{\text{бок.1}} + R_{\text{лоб.1}}$$

$$R_{\text{св.2}} = R_{\text{бок.2}} + R_{\text{лоб.2}}$$

$$R_{\text{св.3}} = R_{\text{бок.3}} + R_{\text{лоб.3}}$$

$R_{\text{бок.}}$ – реакция по боковой поверхности:

$$R_{\text{бок.1}} = \int_0^z f_1 \pi D dz$$

$$R_{\text{бок.2}} = \int_0^z f_2 \pi D dz$$

$$R_{\text{бок.3}} = \int_0^z f_3 \pi D dz$$

$R_{\text{лоб.}}$ – реакция под остриём свай.

$$R_{\text{лоб.1}} = q_{b1} \frac{p D^2}{4}$$

$$R_{\text{лоб.2}} = q_{b2} \frac{p D^2}{4}$$

$$R_{\text{лоб.3}} = q_{b3} \frac{p D^2}{4}$$



Таблица

Результаты расчета моделей КСПФ

№ модели	R _{плиты}	ΣR _{свай}	R _{общ.}	F _{tot.}
КСП 1	728	156	884	800
КСП 2	1261	322	1583	1500
КСП 3	1255	339	1594	1500
КСП 4	1272	340	1612	1500

R_{пл} – реакция плиты:

$$R_{пл} = f(x) \int_0^A \delta dA_p,$$

где: f(x) – коэффициент полноты эпюры давления в грунте (в первом приближении f(x)=0,3);

δ – напряжения в грунте под подошвой ростверка;
f₁, f₂, f₃ – сопротивление по боковой поверхности свай в зонах 1, 2 и 3, соответственно.

q_{d1}, q_{b2}, q_{b3} – сопротивление по лобовой поверхности свай;

A_p – расчетная площадь фундамента, на которую приходится отпор грунта.

$$A_p = A_\phi - A_1,$$

где A_φ – площадь плиты ростверка.

$$A_1 = 3al + (l - 3a)3a,$$

a – шаг свай;

l – длина фундамента.

Результаты сопоставления расчетных данных по предложенной методике, приведенные в таблице, показывают хорошую сходимость.

Литература

1. Безволев С.Г. Податливость свай и грунта в плитно-свайном фундаменте. // Развитие городов и геотехническое строительство, 2005. – С. 57-62.
2. Бартоломей Л.А., Глушков И.В., Кузнецов А.Г. Повышение эффективности способов проектирования массивных свайных фундаментов. // Развитие городов и геотехническое строительство, 2006. – С. 48-53.
3. ГОСТ 25100-95. Грунты. Классификация.
4. СП 50-102-2003. Свайные фундаменты.
5. Катценбах Р. Плитно-свайные фундаменты. // Вестник МГСУ, 2006, №1. – С. 108-112.



УДК 624.131

И.Т. Мирсаяпов – доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой оснований и фундаментов, динамики сооружений и инженерной геологии

А.О. Попов – аспирант

Казанский государственный архитектурно-строительный университет (КазГАСУ)

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ АРМИРОВАННЫХ ГРУНТОВЫХ МАССИВОВ

АННОТАЦИЯ

Одним из способов улучшения прочностных и деформативных свойств оснований является армирование грунта, представляющее собой комбинацию грунта и арматуры. Введение армирующих элементов позволяет значительно улучшить прочностные и деформативные характеристики грунтов, а, следовательно, снизить затраты на возведение фундаментов. Для использования в практике проектирования оснований из армированного грунта необходимо создать модель напряженно-деформированного состояния грунтового массива.

I.T. Mirsayapov – doctor of technical sciences, professor, head of bases, foundations, dynamics of buildings and engineering geology department

A.O. Popov – post-graduate student, assistant

Kazan State University of Architecture and Engineering (KSUAE)

EXPERIMENTAL BASIC RESEARCH THE WORK OF THE REINFORCEMENT MASSIFE

ABSTRACT

One of the ways to improve resistant and deformation qualities of basements is soil reinforcement that means a combination of soil and armature. Inclusion of reinforcement elements helps to improve resistant and deformation characteristics of the soil, that leads to reduction of expense for foundations elevating. For practical usage of projecting of reinforced soil basements we need to create the model of intensive deformed condition of the soil massif.

В последние годы активно развивается строительство многоэтажных и высотных зданий в условиях стесненной городской среды, в том числе на ранее не угодных для строительства участках. При этом передаваемые нагрузки на основание в отдельных случаях могут достигать 3 МПа, а применение свайных фундаментов не всегда эффективно.

Одним из способов изменения прочностных и деформативных свойств оснований является армирование грунтов, представляющее собой комбинацию грунта и армирующих элементов. Вертикально армированное основание представляет собой композитный массив, формируемый путем устройства в грунтовой среде вертикальных элементов. Условия деформирования армированного массива грунта отличаются как от оснований свайных фундаментов, так и от основания фундаментов мелкого заложения. Армирующие элементы при этом меняют условия деформирования основания, взаимодействуя с грунтом по боковой поверхности и по торцам.

Однако в настоящее время практически отсутствуют теоретические исследования и методы расчета таких оснований. В связи с этим возникает необходимость в проведении экспериментальных и теоретических исследований армированных грунтовых массивов.

В настоящей работе исследуется характер деформирования основания и развития напряжений в грунтовой массе, армированной вертикальными стержневыми элементами.

Экспериментальные исследования проводились в лабораторной лотке со следующими размерами 1,0х1,0х1,0 м (рис. 1).

В качестве модели фундамента использовалась железобетонная плита 400х400х40 мм, армированная проволоочной арматурой Вр-I Ø3 мм.

Армирующие элементы представляли собой полые пластиковые трубки Ø7 мм с толщиной стенки 0,1 мм и Ø7 мм с толщиной стенки 1 мм длиной 400 мм. Деформации армирующих элементов определялись с помощью наклеенных по длине тензорезисторов. Армирование грунтового массива устраивалось путем послойной отсыпки грунта между армирующими элементами с послойным уплотнением трамбовкой прямоугольного сечения массой 5 кг.

Грунтом основания являлась супесь полутвердая (модуль деформации 5,95 МПа, угол внутреннего трения 20°, удельное сцепление 4,5 кПа). Давление в грунтовой массе определялось с помощью датчиков давления в грунте.

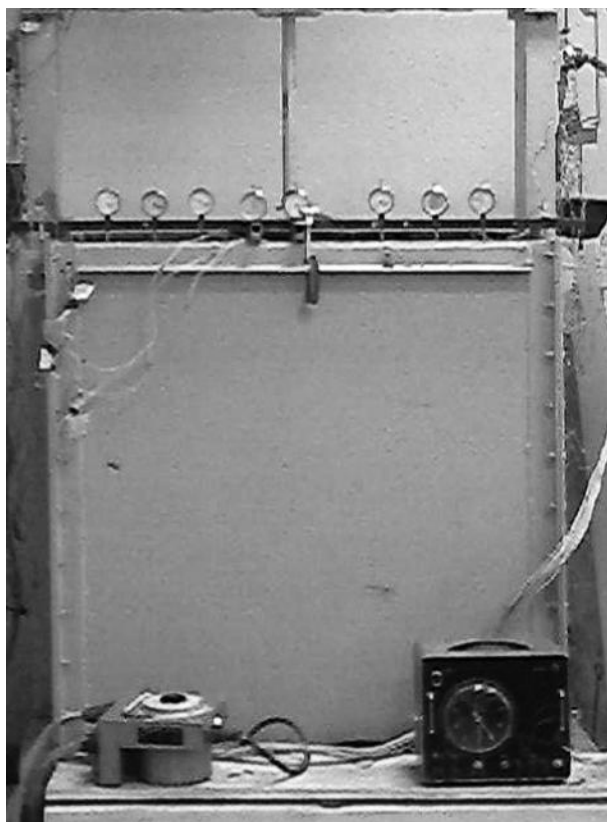


Рис. 1. Схема испытания

Схемы армирования и нагрузений армированных грунтовых оснований приведены на рис. 2.

При проведении экспериментов фиксировались перемещения плиты фундамента, вертикальные и горизонтальные перемещения армирующих элементов, деформации в армированном грунтовом основании, в армирующих элементах и деформации арматуры плиты фундамента.

Первый эксперимент проводился на неармированном основании. В этом эксперименте нагрузка на основание передавалась через конструкцию жесткой рамы. Деформирование

основания проходило с поэтапным образованием уплотненной пирамиды, при этом наблюдались значительные деформации за пределами площадки нагружения. При переходе в нелинейную область деформирования перемещения грунта за пределами площадки нагружения меняли свое направление с последующим образованием зон выпирания.

Во втором и третьем эксперименте армирование основания осуществлялось полыми пластиковыми трубками $\varnothing 7$ мм с толщиной стенки 0,1 мм (рис. 2а) и $\varnothing 7$ мм с толщиной стенки 1 мм (рис. 2б) длиной 400 мм, нагрузка на армированное основание передавалась через конструкцию жесткой рамы. Армированное основание деформировалось с поэтапным образованием уплотненной пирамиды, при этом наблюдалась локальная потеря устойчивости армирующих элементов на расстоянии 140...210 мм от оголовка, что составляет 35...53% длины армирующего элемента. В этой зоне находятся наиболее нагруженные сечения армирующего элемента, работающего в предельном состоянии на изгиб. На расстоянии 70 мм от грани плиты по периметру образовалась трещина с раскрытием 4 мм. В зоне контакта «песчаная подушка – армированное основание» замерялись перемещения грунта армированного основания относительно оголовков армирующих элементов, которые составили 20 мм (рис. 4а).

В четвертом эксперименте исследовалось влияние характера приложения нагрузки на прочность и деформативность армированного основания. Армирование основания производилось полыми пластиковыми трубками $\varnothing 7$ мм с толщиной стенки 1 мм (рис. 2в). Нагрузка на плиту передавалась через одну точку. Армированное основание деформировалось с поэтапным образованием уплотненной пирамиды, при этом наблюдались горизонтальные перемещения армирующих элементов на расстоянии 150...210 мм от оголовка, что составляет 37...53% длины армирующего элемента. Именно в этой зоне находятся наиболее нагруженные сечения

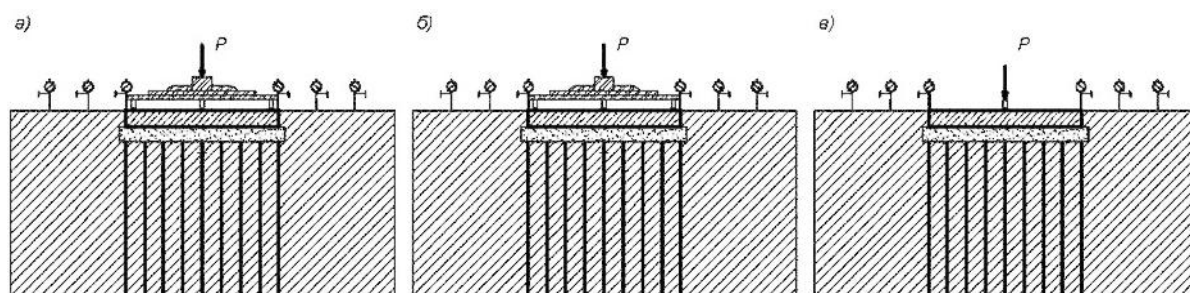


Рис. 2. Схемы армирования и нагружения грунтовых оснований:

а – армирование полыми пластиковыми трубками $\varnothing 7$ мм с толщиной стенки 0,1 мм, нагрузка на основание передается через жесткую раму; б – армирование полыми пластиковыми трубками $\varnothing 7$ мм с толщиной стенки 1 мм, нагрузка на основание передается через жесткую раму; в – армирование полыми пластиковыми трубками $\varnothing 7$ мм с толщиной стенки 1 мм, нагрузка на плиту передается через одну точку

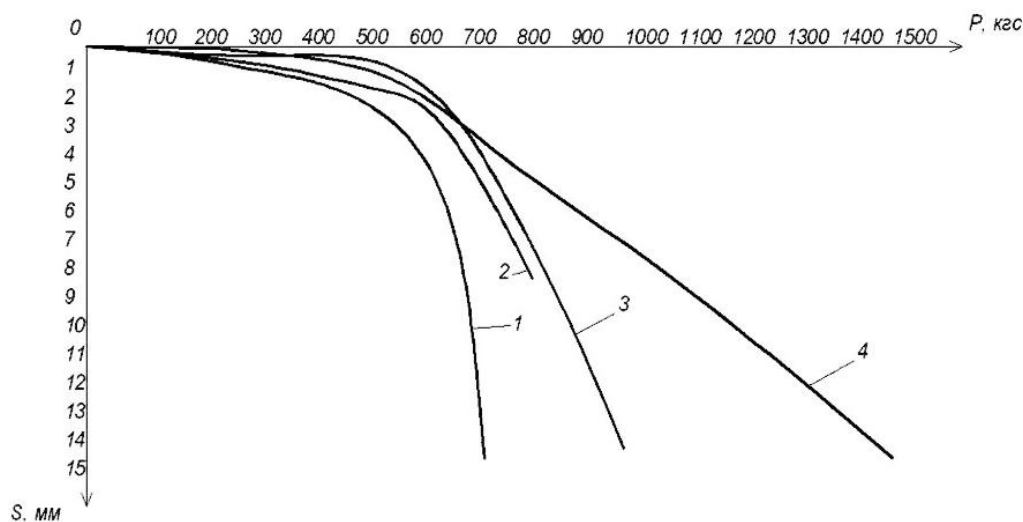


Рис. 3. Графики зависимости осадка – нагрузка:

1 – осадка плиты фундамента на не армированном основании; 2 – армирование полыми пластиковыми трубками $\varnothing 7$ мм с толщиной стенки 0,1 мм, нагрузка на основание передается через жесткую раму; 3 – армирование полыми пластиковыми трубками $\varnothing 7$ мм с толщиной стенки 1 мм, нагрузка на основание передается через жесткую раму; 4 – армирование полыми пластиковыми трубками $\varnothing 7$ мм с толщиной стенки 1 мм, нагрузка на плиту передается через одну точку

армирующего элемента, работающего в предельном состоянии на изгиб. На расстоянии 80 мм от грани плиты по периметру образовалась трещина с раскрытием 2 мм. В зоне «контакта песчаная подушка - армированное основание» перемещения грунта армированного основания относительно оголовков армирующих элементов составила 2...25 мм.

На рис. 3 приведены графики зависимости осадка – нагрузка. Как видно из рис. 3, армирование существенно меняет условия деформирования грунтового массива и, следовательно, величину осадок на стадии развития нелинейных деформаций грунта.

Исходя из проведенного экспериментального исследования, авторами выявлены закономерности развития деформирования армированного основания. При давлении $P = P_1$ в некоторой области армированного основания (рис. 3) развиваются процессы уплотнения грунта, протекающие в соответствии с теорией линейного деформирования, дальнейшее увеличение нагрузки приводит к росту зон пластических деформаций, при нагрузке $P = P_2$ они объединяются в области, захватывающие всю верхнюю часть основания.

В верхней части армированного основания образуется уплотненная пирамида, при увеличении нагрузки в нижней части армированного массива возникает противодействующая пирамида.

Верхняя и нижняя пирамиды в ходе дальнейших нагружений объединяются с образованием фигуры из двух усеченных пирамид. Около уплотненной зоны образуется сложная поверхность разрушения. В этот момент формируются значительные сдвиговые

усилия, которые передаются на армирующие элементы. При передаче нагрузки через жесткий штамп в пределах сжимающего силового потока в армированном грунтовом массиве образуются три характерные зоны: трехосного сжатия, одноосного сжатия и сдвига.

На начальных этапах нагружений, до формирования уплотненного ядра грунта, под фундаментной плитой армирующие элементы испытывали деформации сжатия.

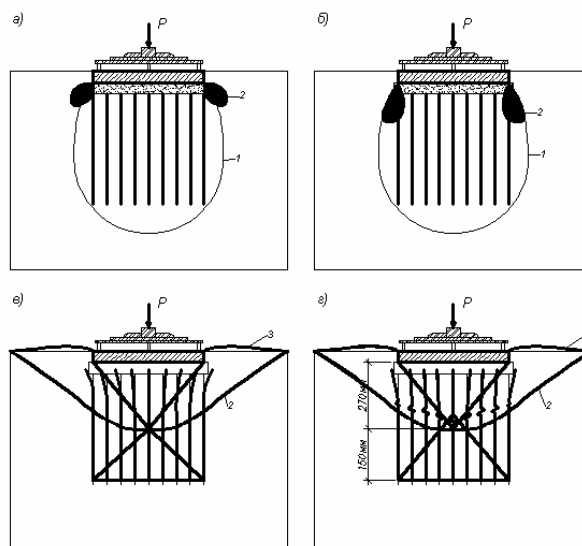


Рис. 4. Развитие зон предельного равновесия грунта армированного основания:

1 – граница области уплотнения, 2 – граница зон предельного равновесия, 3 – зоны выпирания

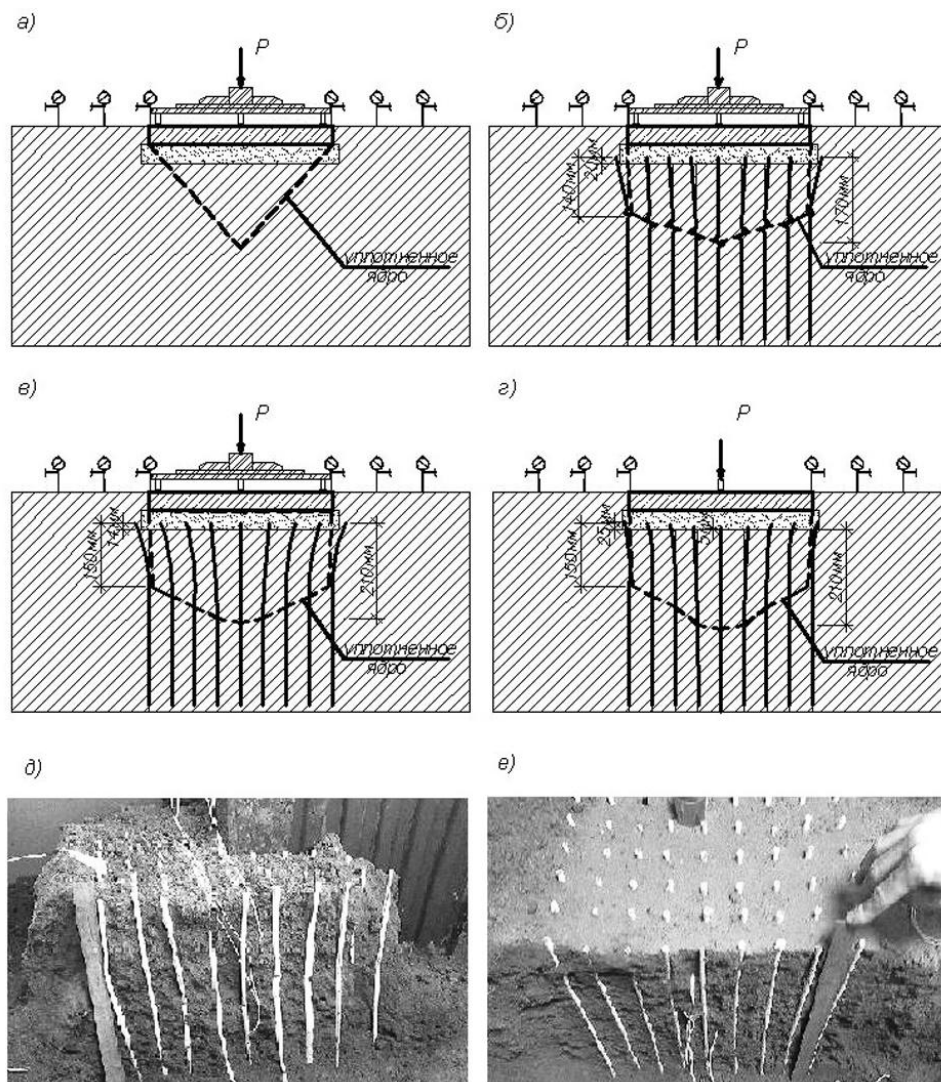


Рис. 5. Деформированные схемы оснований:

а – неармированного основания; б – армирование полыми пластиковыми трубками $\varnothing 7$ мм с толщиной стенки 0,1 мм, нагрузка на основание передается через жесткую раму; в – армирование полыми пластиковыми трубками $\varnothing 7$ мм с толщиной стенки 1 мм, нагрузка на основание передается через жесткую раму; г – армирование полыми пластиковыми трубками $\varnothing 7$ мм с толщиной стенки 1 мм, нагрузка на плиту передается через одну точку; д – фотография деформирования армирующих элементов при армировании полыми пластиковыми трубками $\varnothing 7$ мм с толщиной стенки 0,1 мм; е – фотография деформирования армирующих элементов при армировании полыми пластиковыми трубками $\varnothing 7$ мм с толщиной стенки 1 мм

После окончания формирования уплотненного ядра и начала нелинейного деформирования грунта в краевых зонах деформации в армирующих элементах меняют знак. Армирующие элементы снижают перемещения грунта основания за пределами плиты. Этот эффект объясняется тем, что, деформируясь в зоне уплотненной пирамиды, армирующие элементы увлекают часть грунта и за пределами штампа, при этом по контуру на расстоянии 10-12d (d – диаметр армирующего элемента) от граней плиты образуется трещина, после образования которой приращения перемещений грунтов оснований за пределами образованного контура стремятся к нулю.

На основании проведенных экспериментальных исследований проведен численный анализ напряженно-деформированного состояния грунтового массива, армированного вертикальными армирующими элементами по программе Plaxis.

Как видно из изополей деформаций (рис. 6.1), большая часть деформаций приходится на верхнюю зону армированного массива, лишь некоторая часть деформаций передается через армирующие элементы на подошву армированного основания. Изополя относительных напряжений сдвига (рис. 6.2) показывают, что в средней части армированного основания напряжения много меньше, чем в краевых

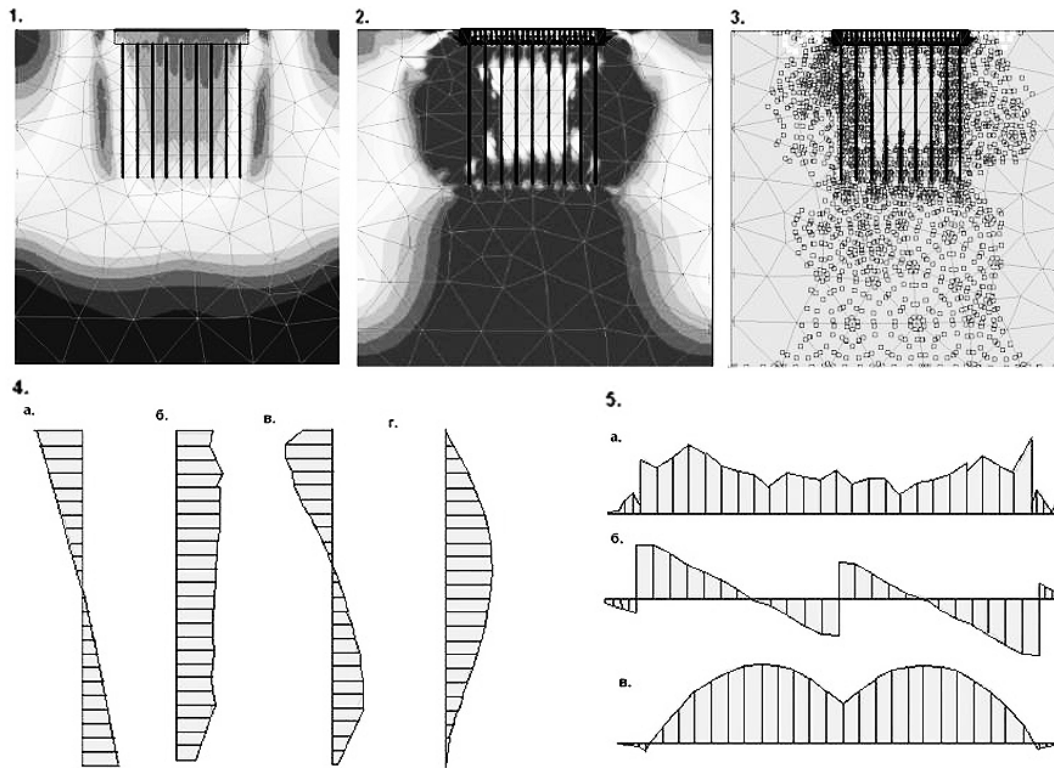


Рис. 6. Результаты численных экспериментов:

1 – изополя общих деформаций; 2 – изополя относительных напряжений сдвига; 3 – схема расположения точек пластических деформаций; 4а – горизонтальные перемещения армирующих элементов, 4б, 4в, 4г – нормальные, перерезывающие усилия и моменты в армирующих элементах; 5а, 5б, 5в – нормальные, перерезывающие усилия и моменты в плите

зонах, это подтверждается и расположением пластических точек (рис. 6.3) Горизонтальные перемещения, нормальные, перерезывающие усилия и моменты армирующего элемента показаны на рис. 6.4. Усилие в плите показано на рис. 6.5.

На основании выше приведенных предпосылок предлагается расчетная модель армированного грунтового основания. В зоне трехосного сжатия образуется уплотненное ядро в виде пирамиды или клина (рис. 7), которое раздвигает окружающий армированный грунтовой массив в разные стороны. В центральной зоне армированный грунтовой массив преимущественно испытывает сжатие, в условиях близких к компрессионному с переменными значениями бокового давления, а в краевых зонах подвергается воздействию сдвигающих усилий. Эффект армирования состоит в анизотропном ограничении нормальных деформаций. При введении в грунтовой массив армирующих элементов, имеющих сцепление с грунтом, на грунтовой массив в пределах сжимающего силового потока накладываются ограничения, как при действии бокового усилия, эквивалентного сопротивлению армирующих элементов сжатию и изгибу.

Армирующие элементы в зоне ядра сжатия совместно с грунтом воспринимают сжимающие

напряжения, а в зоне сдвига армирующие элементы подвергаются нестационарному изгибу с переменной величиной пролета изгиба, сдвигающих усилий и коэффициента постели грунта.

В соответствии с этим сопротивление армированного массива в сжимающем силовом потоке складывается из сопротивления компрессионному сжатию в средней части и сопротивления сдвигу в краевых зонах.

Основываясь на выдвинутой гипотезе о механизме сопротивления, условие прочности армированного грунтового основания записывается в виде:

$$P \leq ctg j T + N_c, \quad (1)$$

где T – сопротивление армированного грунтового массива сдвигу;

N_c – сопротивление армированного грунтового массива сжатию в средней части;

φ – угол внутреннего трения армированного грунта.

Прочность армированного грунтового массива сдвигу в краевых зонах складывается из сопротивления армирующих элементов изгибу и грунта сжатию под армирующим элементом. Тогда прочность краевых зон сдвигу описывается уравнением:

$$T = R(a) + R_{ep}. \quad (2)$$

Величина предельной сдвигающей силы, воспринимаемая армирующими элементами, определяется из уравнения равновесия моментов внешних и внутренних сил, принимая треугольную эпюру погонных сжимающих напряжений в грунте под армирующим элементом с максимальным значением $q \leq q_u$.

$$R(a) = 3 \frac{M_u}{L_x} n, \quad (3)$$

где

$$M_u = \frac{s_a(e_a)A_a w}{4} d,$$

ω – коэффициент полноты эпюры напряжений в армирующем элементе;

n – количество армирующих элементов в зоне сдвига.

Величина предельной сдвигающей силы, соответствующая исчерпанию несущей способности грунтового основания до наступления пластических деформаций в армирующем элементе:

$$R_{cp} = q_u L_x, \quad (4)$$

где – величина предельной погонной нагрузки, окружающей армирующий элемент, в грунтовом массиве:

$$q_u = g s_{cp}(e_{cp}) d_a, \\ L_x = \frac{p}{2} \sqrt{\frac{4E_a J_a}{k d_a}}, \quad (5)$$

$\sigma_{гр}(\epsilon_{гр})$ – напряжения в грунте, окружающем армирующий элемент;

E_a – модуль деформаций армирующего элемента;

J_a – момент инерции сечения армирующего элемента;

k – коэффициент постели грунтового основания.

Сопротивление армированного грунта сжатию в средней части определяется по формуле:

$$N_c = (s_n + s_c) \sin j \cdot \operatorname{tg} j \cdot A_f + s_a A_{ap} n_1, \quad (6)$$

где

$$s_n = \frac{1}{2}(s_1 + s_3) + (s_1 - s_3) \cos 2\alpha,$$

$$s_c = c \cdot \operatorname{ctg} j,$$

$$s_3 = \frac{T}{A_{sh}},$$

A_{sh} и A_f – площади поверхностей сдвига и ядра сжатия, соответственно;

σ_a – напряжение в армирующем элементе;

A_a – площадь поперечного сечения армирующих элементов в ядре сжатия;

n_1 – количество армирующих элементов в ядре сжатия.

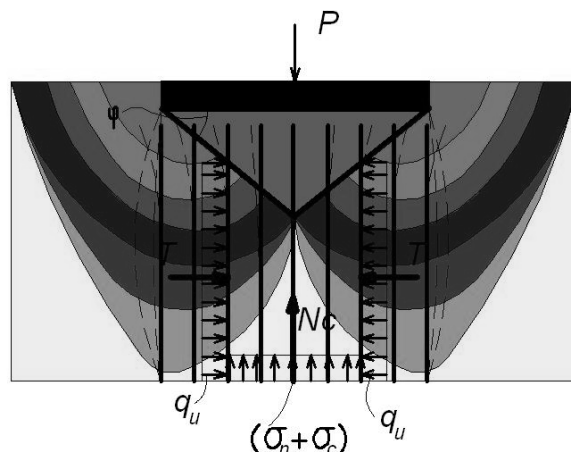


Рис. 7. Расчетная модель армированного грунтового основания

Литература

1. Мирсаяпов И.Т., Попов А.О. Моделирование работы армированного грунтового массива. //Материалы симпозиума «Актуальные проблемы компьютерного моделирования конструкций и сооружений». – Нижний Новгород, 2007. – С. 18-20.
2. Мирсаяпов И.Т., Попов А.О. Экспериментально-теоретическое исследование армированных грунтовых массивов. // Шестая Международная научно-практическая конференция «Проблемы и перспективы развития жилищно-коммунального комплекса города». – М., 2008. – С. 34-37.
3. Мирсаяпов И.Т., Попов А.О. Напряженно-деформированное состояние армированных грунтовых массивов. // Инженерная геология. – М.: ПНИИИС, 2008, №1. – С. 40-42.
4. Мирсаяпов И.Т., Попов А.О. Расчетная модель армированного грунтового массива в сжимающем силовом потоке. // Труды международной конференции по геотехнике «Развитие городов и геотехническое строительство». Т. 3. – СПб., 2008. – С. 217-222.



УДК 624.151.2

Д.Р. Сафин – кандидат технических наук, старший преподаватель
Казанский государственный архитектурно-строительный университет (КазГАСУ)

ИССЛЕДОВАНИЕ ДЕФОРМАТИВНОСТИ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ, АРМИРОВАННЫХ ВЕРТИКАЛЬНЫМИ АРМИРУЮЩИМИ ЭЛЕМЕНТАМИ

АННОТАЦИЯ

В статье рассматриваются особенности деформирования армированного грунтового массива из слабого водонасыщенного грунта. По предложенной методике можно определить напряжения в армирующем элементе и окружающем его грунтовым массиве. Для экспериментального изучения деформирования армированного массива проведены серии испытаний в лабораторных условиях. На основании результатов экспериментальных исследований выполнен анализ влияния армирования на деформативность слабого водонасыщенного грунта и установлены некоторые закономерности.

D.R. Safin – candidate of technical sciences, senior lecturer
Kazan State University of Architecture and Engineering (KSUAE)

STUDY OF DEFORMABILITY OF VERTICALLY REINFORCED WATER-SATURATED ARGILLIR SOIL BODIES

ABSTRACT

In the article the features of deformation of reinforced water saturated weak soil body are considered. The proposed method allows defining strains in reinforcing element and in soil body, surrounding it. The series of lab tests for experimented observation of reinforced soil deformability were performed. Based on experiments, the analysis of influence of reinforcement on weak water-saturated soil deformability was performed.

Грунтовое основание, армированное вертикально расположенными в массиве, более прочными по отношению к структурной прочности P_{str} грунта армирующими элементами, представляет собой искусственно улучшенное основание, формируемое путем устройства в грунтовой среде относительно жестких элементов. Нагрузка на вертикально армированное грунтовое основание передается через конструктивную прослойку из песчаного грунта. Армирующий элемент, помещенный в грунт, видоизменяет поле деформации в грунте и частично разгружает грунтовый массив. Обеспечение совместной работы армирующих элементов и окружающего их массива грунта обеспечивается за счет расположения их расчетным оптимальным шагом и шероховатости боковой поверхности, повышающей трение-сцепление и позволяющей исключить "проскальзывание" армирующего элемента. Для отображения процесса консолидации слабого водонасыщенного глинистого грунта, армированного вертикальными элементами, необходимо применять модели, которые могут описывать затухающее и незатухающее деформирование, как армированной части массива, так и неармированной подстилающей толщи более слабого грунта.

При исследовании деформативности слабых водонасыщенных глинистых грунтов, армированных вертикальными элементами, процесс фильтрационной консолидации можно описать, основываясь на теории Терцаги-Герсеванова. Эта модель в общем виде учитывает дискретность грунта и позволяет рассматривать отдельно напряжения, возникающие в скелете грунта и поровой жидкости. Используя теорию Терцаги-Герсеванова, можно отследить развитие напряжений в массиве грунта и его осадку не только в пространстве, но и во времени, что наиболее важно для водонасыщенных глинистых грунтов, в которых осадка бывает максимальной и часто медленно затухающей. Как показывает опыт проектирования, строительства и эксплуатации зданий и сооружений, теория фильтрационной консолидации Терцаги-Герсеванова при своей достаточной простоте, обеспечиваемой начальными предпосылками, обеспечивает надежность прогнозируемых деформаций. Теория основана на решении следующего дифференциального уравнения одномерной задачи теории фильтрационной консолидации грунтовой массы:

$$c_u \frac{\partial^2 pz}{\partial z^2} = \frac{\partial pz}{\partial t}. \quad (1)$$



Как показывают исследования, изменения во времени напряженно-деформированного состояния скелета грунта (а также однокомпонентных и однофазных грунтов в целом) являются результатом реологических свойств скелета грунта.

Рассматривая ползучесть армированного грунтового элемента, явно видно, что этот процесс является следствием ползучести минерального скелета грунта. При этом армирующие элементы становятся связями, препятствующими свободной ползучести. Главным условием для этого является обеспечение совместного деформирования грунта и армирующих элементов. Опираясь на труды Крутова В.Н. [3], предполагаем совместное деформирование за счет устройства ребристой поверхности или уменьшающихся деформативных характеристик от центральной оси армоэлементов к их краям, соприкасающимся непосредственно с грунтом.

Стесненная ползучесть в армогрунтовом элементе под внешней нагрузкой приводит к перераспределению усилий между скелетом грунта и армирующим элементом. При передаче внешнего давления на основание, сложенное вертикально армированными слабыми глинистыми грунтами, напряжения в вертикальном армирующем элементе и грунте одинаковы, но с течением времени усилия начинают перераспределяться. Этот процесс интенсивно протекает в течение нескольких месяцев, а затем в течение долгого времени постепенно затухает.

Принимая в рассмотрение образец армированного грунтового массива в виде призмы, предполагаем центральное осевое нагружение без возможности расширения грунта в стороны. Задача имеет односторонний вид. Из условия совместного деформирования армирующего элемента и грунта в центрально-сжатом армогрунтовом элементе деформации армирующего элемента и самого грунта одинаковы:

$$e_{a3} = e_{zp} = \frac{s_{zp}}{E'_{zp}}. \quad (2)$$

Тогда сжимающие напряжения в армоэлементе будут равны:

$$s_{a3} = e_{a3} E_{a3} = \frac{s_{zp}}{E'_{zp}} E_{a3} = s_{zp} a \frac{1}{n}, \quad (3)$$

где $a = \frac{E_{a3}}{E_{zp}}$ – отношение модулей упругости

армирующего элемента и грунта;

n – коэффициент упругопластических деформаций грунта, определяемый как отношение упругой составляющей деформаций к суммарной деформации армогрунтового элемента:

$$n = \frac{e_e}{e_e + e_{pl}(t, s_{zp} / R_{zp})}. \quad (4)$$

Исходя из уравнения равновесия внешней нагрузки и внутренних напряжений в нагружаемом элементе, напряжения в грунте будут равны:

$$s_{zp} = \frac{N}{A_{zp} \left(1 + m_1 \frac{a}{n} \right)}, \quad (5)$$

где $m_1 = \frac{A_{a3}}{A_{zp}}$ – отношение суммы площади

сечений армоэлементов к площади грунта.

Коэффициент упругопластических деформаций n зависит от времени t и от уровня напряжений

s_{zp} / R_{zp} . Следовательно, с течением времени, в результате уменьшения коэффициента при постоянной внешней силе, напряжение в грунте уменьшается; при этом напряжение в армирующем элементе увеличивается. Напряжения в армирующем элементе будут равны:

$$s_{a3} = s_{zp} \frac{a}{u} = \frac{a \cdot N}{A_{zp} (u + m_1 \cdot a)}. \quad (6)$$

С целью изучения деформативности армированных водонасыщенных глинистых грунтов были запланированы и проведены три серии экспериментов. Первая серия – образцы водонасыщенного грунта без армирования, вторая серия – с процентом армирования $m = 1,31\%$ (4 армирующих элемента), третья серия – с процентом армирования $m = 2,62\%$ (8 армирующих элементов). В каждой серии было по три образца. Испытания грунтов проводились в компрессионно-фильтрационных приборах одноосного сжатия КПП-1 (одометрах) конструкции «Гидропроект» в лабораторных условиях. При испытаниях применялись режущие кольца с увеличенной высотой до 150 мм (рис. 1).

Испытания проводились на легком суглинке ($W_p = 17\%, W_L = 28\%$), искусственно доведенном до текучей консистенции. Армирующими элементами выступали пластиковые элементы длиной 100 мм и диаметром 5 мм. На поверхности армоэлементов искусственно были созданы шероховатости для лучшего сцепления с окружающим грунтом, так как необходимо было достигнуть совместного деформирования армирующего элемента и окружающего грунта. Передача давления от штампа на армированный грунтовой массив производилась через слой крупнозернистого песка мощностью 20 мм.

Испытания проходили по консолидированно-

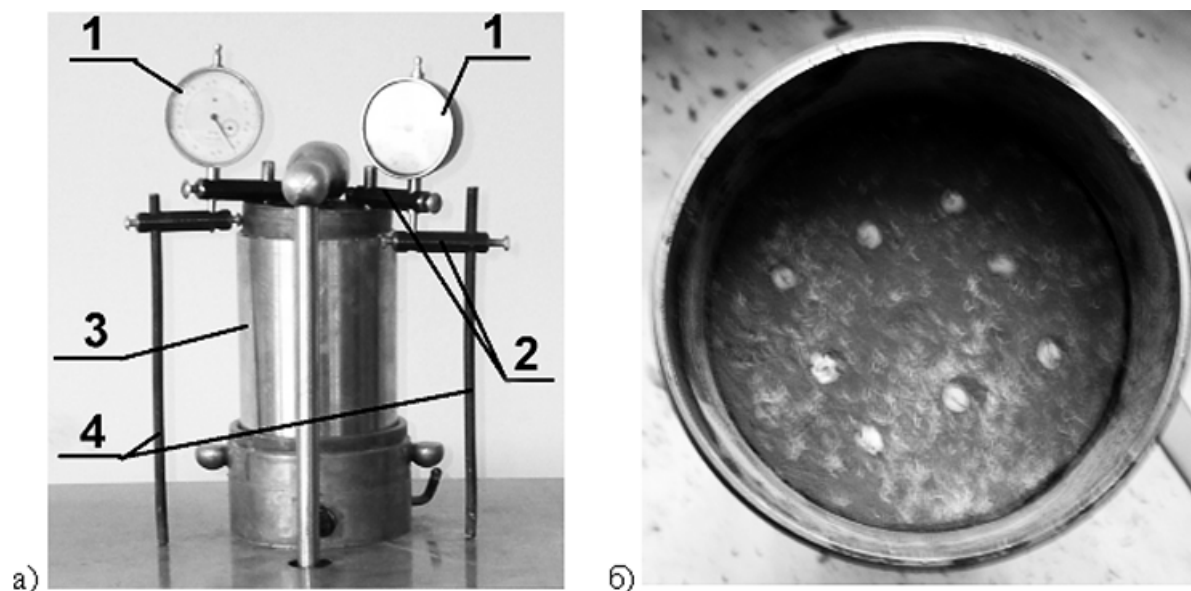


Рис.1. а – общий вид одометра: 1 – индикаторы часового типа, 2 – держатель, 3 – режущее кольцо, 4 – упорные штоки;
б – армированный грунтовый массив

дренированной схеме в условиях, возможных для отжатия поровой воды – без повышения порового давления. Отжатие воды из пор в процессе уплотнения грунта происходило снизу-вверх. Согласно теории фильтрационной консолидации Терцаги-Герсеванова, в модели водонасыщенного грунта с одной стороны на уровне $z = 0$ (верхняя точка) имеет место свободный отток воды и, следовательно, $u_w(z = 0, t) = 0$, а на нижней границе слоя $z = h$ находится водоупор, то есть $\partial u_w / \partial z = 0$.

Нагрузка на образцы до заданного значения прикладывалась ступенями по достижению условной стабилизации деформаций от предыдущей ступени нагружения. Максимальное давление на образцы армированного грунта составляло 300 кПа. Продолжительность экспериментов при указанном давлении составляла 30 сут.

Результаты экспериментов в виде графиков зависимости $S = f(t)$ представлены на рис. 2.

По результатам испытаний можно увидеть, что деформации образцов интенсивно развиваются в течение первых 3-4 суток после нагружения. Далее интенсивность роста деформаций уменьшается. Однако, хотя и с наименьшей скоростью, рост деформаций наблюдается даже после 30 суток с момента нагружения. Приращения деформаций на момент окончания испытаний в зависимости от процента армирования составляли 0,025-0,06 мм/день.

За все время испытаний суммарные деформации для образцов с различным процентом армирования составляли: для образцов без армирования – 23,84 ÷ 26,04 мм; для образцов с процентом

армирования $m = 1,31\%$ – 17,35 ÷ 18,55 мм; для образцов с процентом армирования $m = 2,62\%$ – 13,15 ÷ 14,75 мм. При армировании грунта четырьмя армозементами достигается уменьшение деформаций до 28,7 %, при армировании восемью армозементами – до 43,3 %.

В первые часы испытаний деформации армированных и неармированных образцов были примерно одинаковыми (до 4-6 мм). Далее по мере обжатия массивом грунта армозементами постепенно включаются в работу и интенсивность развития деформаций армированных образцов уменьшается. Как видно из графиков, у армированных образцов скорость развития деформаций резко упала уже на 15 сутки испытаний и деформации практически стабилизировались. А деформации неармированных образцов растут с большой интенсивностью вплоть до окончания испытаний.

Выводы:

1. Общие деформации армированного ($m = 2,62\%$) водонасыщенного легкого суглинка за время испытаний до 30 суток при давлении 300 кПа по сравнению с неармированными образцами уменьшаются до 43,3 %.

2. Общие деформации армированного ($m = 1,31\%$) водонасыщенного легкого суглинка за время испытаний до 30 суток при давлении 300 кПа по сравнению с неармированными образцами уменьшаются до 28,7 %.

3. Интенсивность роста деформаций в первые часы испытаний для образцов грунта с армированием и без армирования практически одинакова. Далее происходит постепенное включение армирующего

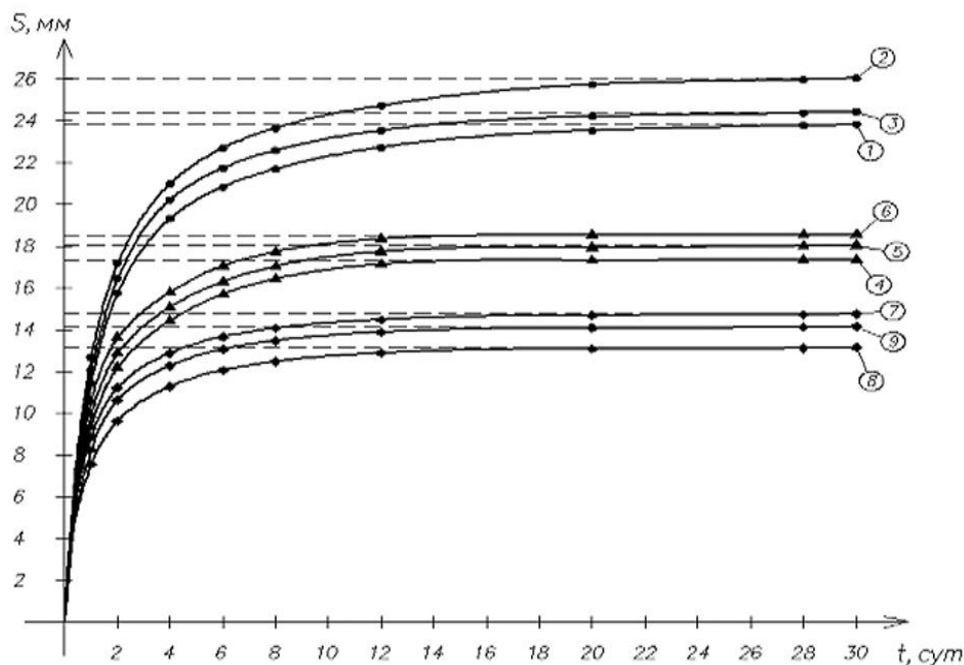


Рис. 2. Зависимость $S=f(t)$ при различном проценте армирования: 1, 2, 3 – грунт без армирования; 4, 5, 6 – грунт армирован четырьмя армозементами ($m = 1,31\%$); 7, 8, 9 – грунт армирован восемью армозементами ($m = 2,62\%$)

элемента в работу: напряжения в окружающем грунте уменьшаются, в армирующем элементе увеличиваются. Условная стабилизация деформаций армированных массивов происходит на 15 суток, для неармированных образцов время условной стабилизации – более 30 суток.

Литература

1. ГОСТ 12248-96. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформативности. – М., 2005. – 56 с.
2. Коновалов П.А., Зехниев Ф.Ф., Безволев С.Г. Расчет эффективности укрепления слабых оснований нагружением, дренированием и армированием. // Основания, фундаменты и механика грунтов, 2003, №1. – С. 2-8.
3. Крутов В.И., Попсуенко И.К. Расчет армированных массивов. Труды института. – М.: Стройиздат, 1980. – 254 с.
4. Цытович Н.А., Тер-Мартirosян З.Г. О методике определения параметров ползучести. // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1966, №3. – С. 6-11.
5. Абелев М.Ю., Цытович Н.А. Вопросы применения теории фильтрационной консолидации для сильносжимаемых водонасыщенных глинистых грунтов. // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1964, №3. – С. 4-7.
6. Зарецкий Ю.К. Теория консолидации грунтов / Под ред. проф. Н.А. Цытовича. – М., 1967. – 127 с.



УДК 624.131.54

Р.Р. Хасанов – кандидат технических наук, доцент**Р.Р. Гиниятуллин** – магистр техники и технологии**Казанский государственный архитектурно-строительный университет (КазГАСУ)**

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ДЕФОРМАТИВНОСТИ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ ПРИ ЦИКЛИЧЕСКИХ НАГРУЖЕНИЯХ

АННОТАЦИЯ

В статье приведены результаты экспериментальных исследований деформативности водонасыщенных глинистых грунтов при циклических нагрузениях, проведенных в лаборатории грунтоведения кафедры оснований и фундаментов, динамики сооружений и инженерной геологии КазГАСУ. Выполнен анализ результатов исследований и установлены некоторые закономерности поведения глинистых грунтов при циклических нагрузениях.

R.R. Khasanov – candidate of technical sciences, associate professor**R.R. Ghiniatullin** – master of technics and technology**Kazan State University of Architecture and Engineering (KSUE)**

EXPERIMENTAL STUDIES OF DEFORMATION OF WATER SATURATED CLAYEY SOILS UNDER CYCLIC LOADS

ABSTRACT

In this article the results of experimental studies of deformation of water saturated clayey soils under cyclic loads are considered. The experiments were performed at laboratory of bases, foundations, dynamics of buildings and engineering geology department. The analysis of studies' results is done, and some regularities of clayey soils' behavior under cyclic loads are observed.

При современных темпах интенсивного развития техники и технологии, транспортной отрасли, строительства все чаще возникают вопросы, связанные с оценкой несущей способности и деформативности оснований фундаментов зданий и сооружений при многократно повторяющихся циклических нагрузениях.

Примером циклической нагрузки могут служить различные транспортные сооружения, которые передают на грунт повторяющиеся во времени нагрузки. Эти нагрузки появляются от попеременного наличия или отсутствия транспорта на мостах, дорогах, тоннелях и т.п. сооружениях.

Более ярким примером циклической нагрузки являются динамические воздействия на основания от различного рода машин и механизмов, применяемых в различных отраслях промышленности. В целом ряде случаев эти воздействия являются основными, определяющими несущую способность и эксплуатационную пригодность оснований.

В отечественной и зарубежной практике строительства известно много случаев потери устойчивости оснований, сложенных водонасыщенными глинистыми грунтами, от действия циклической нагрузки, приводящей к разрушениям отдельных конструкций или же зданий и сооружений в целом.

В настоящее время, несмотря на актуальность проблемы, поведение водонасыщенных глинистых грунтов при многократно повторяющихся нагрузениях остается весьма малоизученным.

В целях экспериментального изучения деформативности вышеупомянутых грунтов при воздействии на них циклических нагрузок и установления некоторых закономерностей в лаборатории грунтоведения кафедры оснований и фундаментов, динамики сооружений и инженерной геологии КазГАСУ была проведена серия испытаний водонасыщенных глинистых грунтов на приборе компрессионного сжатия (одометре).

В качестве испытуемого образца грунта был принят суглинок со следующими физическими характеристиками: $\rho=1,88 \text{ г/см}^3$; $\rho_s=2,71 \text{ г/см}^3$; $W_p=18\%$, $W_L=31\%$, $e=1,08$. Образцы грунтов изготавливались в соответствии с приложением «В» ГОСТ 30416-96 «Грунты. Лабораторные испытания. Общие положения». Испытания проводились в соответствии с ГОСТ 12248-96 «Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости».

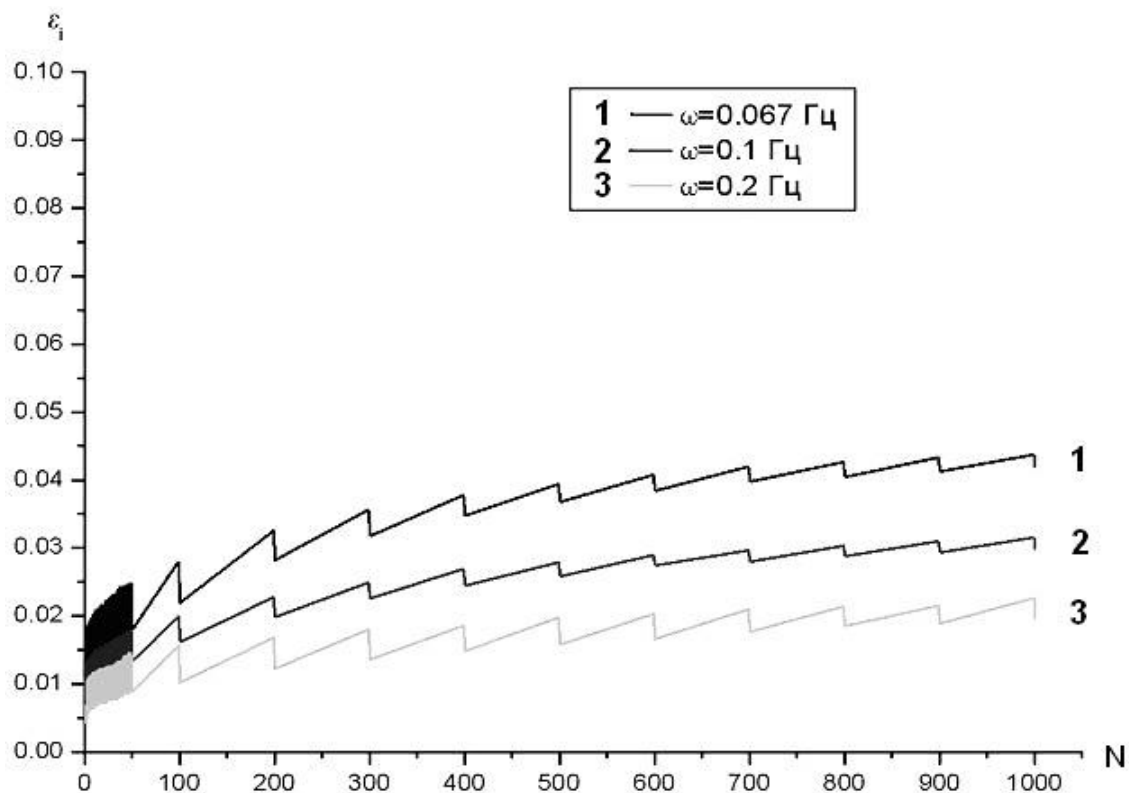


Рис. 1. График зависимости относительной деформации грунта от количества циклов $e-N$ для образцов с влажностью $W=23\%$, при разных частотах циклов нагружения

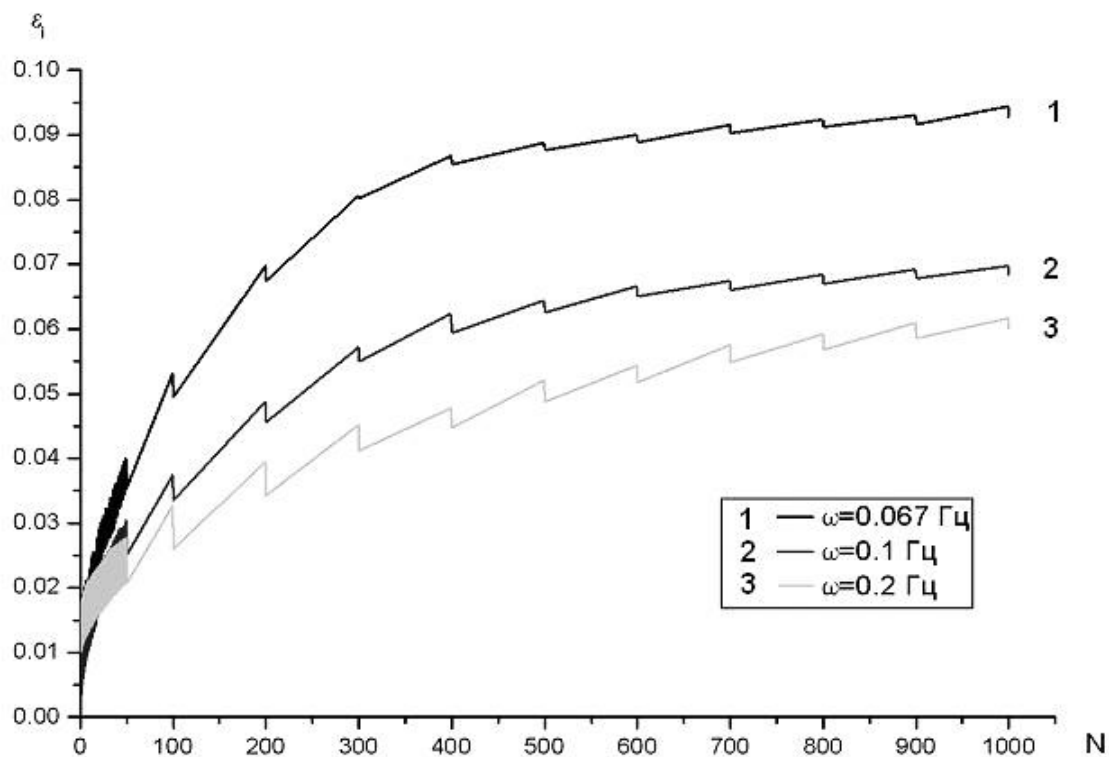


Рис. 2. График зависимости $e-N$ для образцов с влажностью $W=28\%$, при разных частотах циклов нагружения

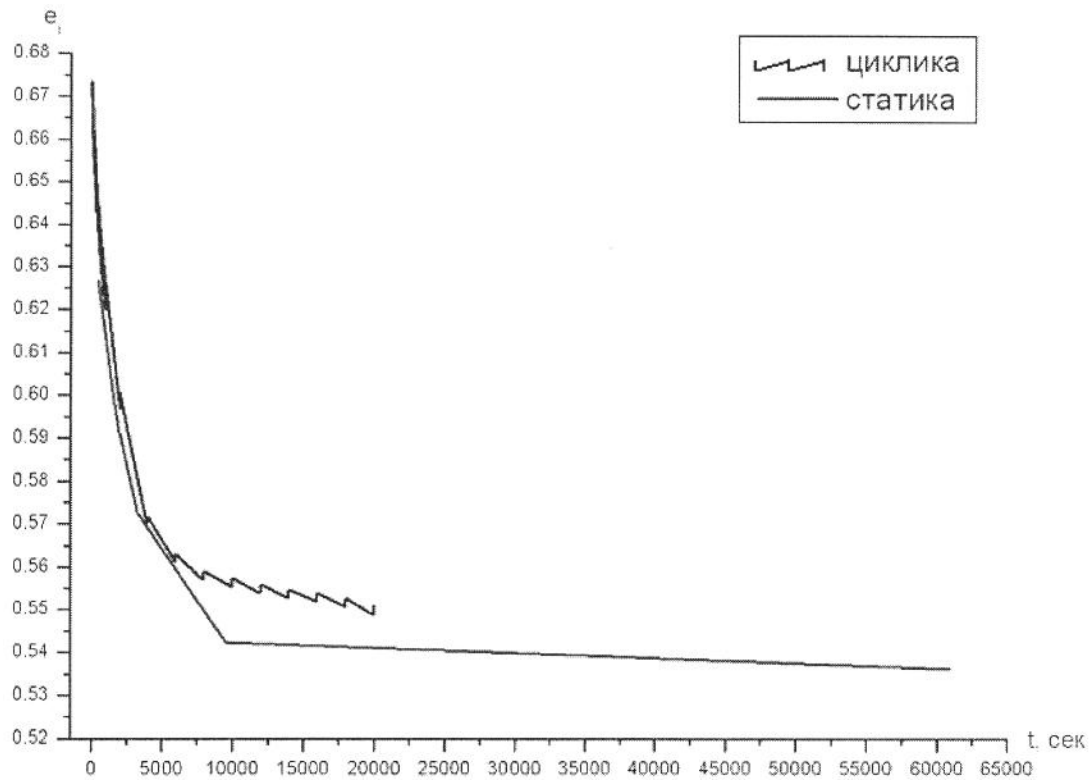


Рис. 3. График изменения коэффициента пористости грунта во времени для образцов с влажностью $W=28\%$ при статическом и циклическом нагружениях

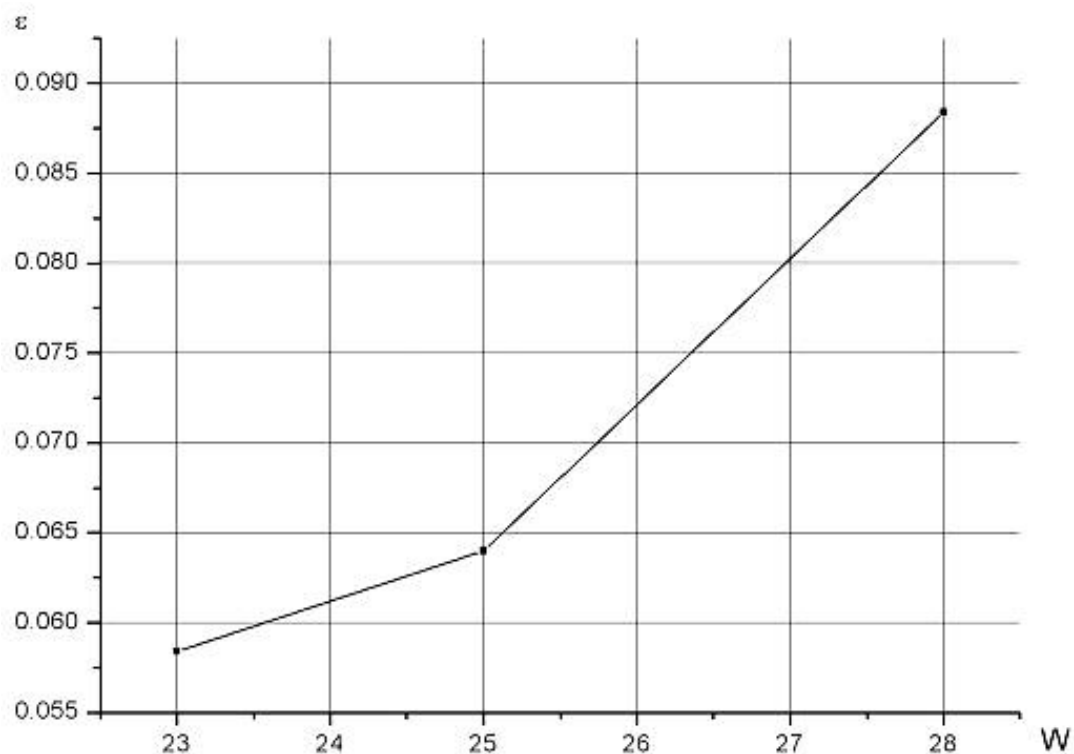


Рис. 4. График зависимости относительной деформации грунта от его влажности при частоте приложения нагрузки $w = 0,1$ Гц (после приложения 1000 циклов нагружения)

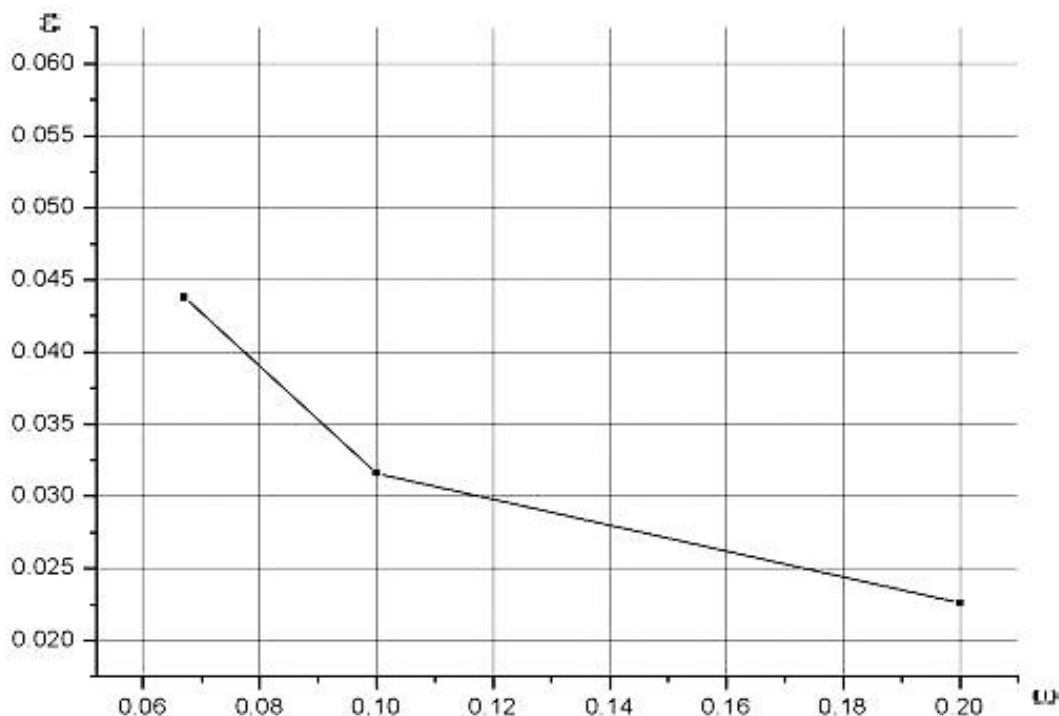


Рис. 5. График зависимости относительной деформации грунта от частоты нагружения при $W=23\%$ (после приложения 1000 циклов нагружения)

Для исследования деформационных свойств глинистых грунтов были использованы грунты нарушенной структуры (перемятые суглинки), т.к. в результате перемятия получается масса, имеющая тот же состав, что и порода, но состоящая из частиц, соединенных в основном силами первичного сцепления, и, следовательно, свободная от последствий влияния диагенетических процессов, проявляющихся в виде упрочнения. Кроме того, опыты с перематыми грунтами имеют практическое значение для случаев, когда в строительстве используются глинистые грунты с нарушенной природной структурой.

Для испытания было подготовлено 50 образцов глинистого грунта, отличающиеся между собой только влажностью. Все образцы грунтов подвергались испытанию циклической нагрузкой в 1000 циклов. Каждый цикл состоял из процесса нагружения и разгрузки образца кратковременной статической нагрузкой. Длительность цикла характеризовалась частотой приложения нагрузок.

Целью проведения экспериментальных исследований являлась оценка влияния *влажности и частоты приложения циклической нагрузки* на деформативность водонасыщенного глинистого грунта.

Влажность относится к числу факторов, влияние которых на физико-механические свойства грунтов особенно велико. Динамическое уплотнение грунта сопровождается увеличением числа контактов между

минеральными частицами за счет их переукладки и проникания более мелких частиц в промежутки между крупными, при этом наличие воды в порах может играть роль смазки и уменьшить силу трения между твердыми частицами, способствуя тем самым повышению деформативности грунта.

При проведении испытаний были приняты следующие значения варьируемых параметров: влажность грунтов $W = 23, 25$ и 28% , частота приложения циклической нагрузки $0,067, 0,1$ и $0,2$ Гц. Значения влажности грунтов приняты из условия их принадлежности интервалу между влажностью на границе раскатывания и влажностью на границе текучести, а также исходя из того, чтобы коэффициент водонасыщения грунтов составлял не менее $0,95$.

Параллельно с циклическими проводились также и статические испытания грунтов. При этом глинистый грунт подвергался воздействию статической нагрузки не менее 16 часов, до полной стабилизации деформаций.

Для измерения деформаций грунта использовались индикаторы часового типа ИЧ-10 МН, с ценой деления $0,01$ мм. Показания индикаторов снимались как при нагружениях, так и при разгрузках образцов. Некоторые из результатов испытаний изображены на графиках зависимости относительной деформации грунтов и коэффициента пористости от количества циклов нагружения при различных влажностях грунтов и частоте циклов нагружения (рис. 1-3). На графиках



циклы загрузки-разгрузки для наглядности показаны условно.

Таким образом, на основании анализа результатов, полученных при проведении экспериментальных исследований деформативности водонасыщенных глинистых грунтов при циклических нагружениях, можно сделать следующие основные **выводы**:

1. С повышением влажности грунта увеличивается его деформативность, связанная с тем, что у более влажного грунта содержание поровой воды, а, значит, и объем пор больше. Кроме того, увеличивается подвижность частиц грунта по мере утолщения гидратных оболочек. Поэтому при приложении одной и той же нагрузки более влажный грунт проявляет большую деформативность (рис. 4).

2. С увеличением частоты цикла нагружений уменьшается относительная деформация грунта в пределах каждого цикла. Чем больше частота цикла нагружений, тем меньше время воздействия нагрузки на грунт, поэтому поровая вода за столь короткий промежуток времени не успевает вытесняться из пор грунта. Из-за преобладания в грунте нейтральных давлений в условиях малой водопроницаемости

глинистый грунт начинает работать подобно упругому материалу с минимальными неупругими деформациями (рис. 5).

3. Затухание деформаций водонасыщенных глинистых грунтов при статическом нагружении происходит за более короткий промежуток времени, чем при циклических нагружениях, в то время как консолидация грунтов при циклических испытаниях за счет непродолжительного действия каждого цикла нагружения достигается гораздо дольше (рис. 3).

Литература

1. ГОСТ 12248-96. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформативности.
2. ГОСТ 5180-84. Грунты. Методы определения физических характеристик.
3. Вознесенский Е.А. Поведение грунтов при динамических нагрузках. – М., 1997.
4. Вознесенский Е.А. Динамическая неустойчивость грунтов. – М.: Эдиториал УРСС, 1999. – 263 с.



УДК 624.151.6

М.Ю. Шеменков – аспирант

Уфимский государственный нефтяной технический университет (УГНТУ)

ИССЛЕДОВАНИЕ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ГОРИЗОНТАЛЬНО НАГРУЖЕННЫХ ФУНДАМЕНТОВ В ВЫТРАМБОВАННЫХ КОТЛОВАНАХ С ГРУНТОМ ОСНОВАНИЯ И ИХ РАСЧЕТ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ЗОНДИРОВАНИЯ

АННОТАЦИЯ

В статье выполнен анализ взаимодействия горизонтально нагруженного фундамента с грунтом основания. Представлены основные подходы к выбору исходных параметров и результаты численного моделирования взаимодействия горизонтально нагруженных фундаментов в вытрамбованных котлованах с окружающим грунтом с использованием программного комплекса PLAXIS. Предложены расчетная схема и метод расчета горизонтально нагруженных фундаментов в вытрамбованных котлованах с использованием статического зондирования.

M. Yu. Shemenkov – post-graduate student

Ufa State Petroleum Technical University (USPTU)

INVESTIGATION OF INTERACTION OF LATERALLY LOADED FOUNDATIONS IN TAMPED PITS WITH BASE SOIL AND THEIR DESIGNING BY USING OF CPT

ABSTRACT

In this paper the analysis of interaction of laterally loaded foundations with the base soil is performed. The main approaches regarding choice of initial parameters and the results of numerical modeling of interaction of laterally loaded foundations in tamped pits with surrounding soil by using of PLAXIS program are presented. The designing scheme and method of computation of laterally loaded foundations in tamped pits by using of CPT is suggested.

Учитывая факторы, обуславливающие совместную работу фундаментов и их оснований, можно выбрать наиболее рациональное решение фундамента в технико-экономическом отношении. Эту задачу решают пирамидальные фундаменты, выполняющие две функции: при забивке они уплотняют подстилающий и окружающий грунт, создавая искусственное основание, и передают на него нагрузку от здания или сооружения.

Исследования пирамидальных свай показали, что характер их совместной работы с грунтом основания кардинальным образом отличается от работы призматических свай равного объема.

Известно [1], что свая, работающая по «жесткой» схеме под действием горизонтальной нагрузки, поворачивается вокруг некоторой точки поворота *O*. При этом грунт, находящийся перед сваей выше и со стороны задней грани ниже точки поворота, уплотняется с образованием ядра некоторой формы.

Как известно, при устройстве фундаментов в вытрамбованном котловане (ФВК) вокруг них образуются области деформации грунта с зонами уплотнения по боковой поверхности и ниже плоскости острия.

При сбрасывании трамбовки грунт вытесняется и перемещается в области наименьшего сопротивления. В зависимости от свойств и состояния грунта, размеров

и формы ствола фундамента такие области образуются вокруг боковой поверхности и ниже его подошвы. При этом происходит уплотнение грунта до некоторой критической плотности с последующим вытеснением (выпором) его на поверхность. Таким образом, часть грунта, вытесненного ФВК при его устройстве, расходуется на уплотнение, часть – на выпор.

В насыщенных водой глинах и суглинках уплотнение происходит в основном в результате отжатия поровой воды, как правило, достаточно медленно. Поэтому в процессе погружения трамбовки уплотнение грунта вокруг нее незначительно, уплотнение происходит в основном вследствие отжатия воды из пор вверх и вдоль ствола трамбовки. Основная зона деформаций грунта в рассматриваемом случае находится на некотором расстоянии от оси фундамента и характеризуется смещением частиц в стороны и вверх в результате частичного выпора, вызывающего поднятие планировочной отметки котлована. Частичный выпор глинистых грунтов приводит к их перемятию, что нарушает природную структуру, тем самым снижая сопротивление сдвигу.

Численное моделирование работы системы «грунтовое основание – фундамент» с помощью пакета прикладных программ PLAXIS позволило оценить напряженно-деформированное состояние



фундаментов в вытрамбованных котлованах и выявить зоны развития пластических деформаций с учетом роста нагрузки на фундамент. При этом рассмотрены две конструктивные особенности ФВК (без втрамбованного щебня и с втрамбованным щебнем) и выполнена оценка величины перемещения нижнего конца фундамента в вытрамбованном котловане в зависимости от объема втрамбованного щебня и грунтовых условий.

Выполненные численные исследования позволили установить следующее:

- эпюра нормальных давлений изменяется по глубине фундамента по параболическому закону;
- максимальные значения давлений (вершина параболы) находятся на глубине $0,4-0,6 h$ (где h – глубина ФВК) от уровня поверхности грунта;
- точка нулевых перемещений вертикальной оси фундамента смещается в низ фундамента в зависимости от действующей горизонтальной нагрузки и при наличии втрамбованного щебня приближается к основанию фундамента;
- в связи с тем, что потеря устойчивости грунтов основания у горизонтально нагруженных ФВК происходит при весьма значительных перемещениях, несущая способность горизонтально нагруженных ФВК с уширенным основанием определяется величиной горизонтального перемещения в уровне поверхности грунта.

Одной из главнейших причин невысокой надежности всех методов расчета в фундаментостроении является недостаточно высокая точность методов определения характеристик грунта, которые используются в расчетных формулах. Основные требования, предъявляемые к методам определения характеристик грунта, – это возможность получения их в условиях естественного залегания грунтов на любой требуемой глубине, допустимая стоимость и высокая скорость их получения. Этим требованиям наилучшим образом отвечает статическое зондирование.

В начальный период применения зондирования принималось, что величины сопротивления грунта при внедрении зонда равны сопротивлению грунта по боковой поверхности сваи и под ее нижним концом. Дальнейшее использование статического зондирования при расчете свай выявило некоторое несоответствие между величинами сопротивления грунта, полученными зондированием, и работой сваи под нагрузкой. Поэтому возникла необходимость введения в расчетные формулы коэффициента перехода от зонда к свае.

Большинство исследований было выполнено применительно к забивным призматическим сваям. Однако в связи с тем, что схема работы в грунте пирамидальной сваи отличается от сваи постоянного по глубине сечения, полученные зависимости для расчета призматических свай по данным зондирования не пригодны для свай пирамидальной формы.

В рамках поставленной цели – разработки метода расчета горизонтально нагруженных ФВК с использованием статического зондирования – решалась задача исследования закономерностей перехода от сопротивлений грунта, полученных зондированием, к несущей способности горизонтально нагруженных ФВК с использованием результатов исследования деформаций грунтового массива вокруг ФВК.

При устройстве ФВК при падении трамбовки происходит приложение на грунт ударной нагрузки. Динамическая нагрузка передается на содержащиеся в грунте, который является трехфазной системой, твердые частицы (скелет), воду и воздух. При этом в грунте происходят необратимые деформации в виде перемещений его отдельных частиц.

Известно, что процесс вытрамбовывания котлованов в различных грунтах в зависимости от их физико-механических характеристик и формы трамбовки протекает по-разному и состоит из следующих этапов: уплотнения грунта с формированием уплотненной зоны, продавливания уплотненной зоны, вытеснения грунта в стороны, выпора его вверх и в стороны, а также разуплотнения грунта на стенках и дне котлована. Обычно отдельные этапы процесса вытрамбовывания котлованов осуществляются одновременно или в определенной последовательности.

Объем вытесненного грунта при вытрамбовывании котлована превышает необходимый объем грунта для создания уплотненной зоны. Вследствие этого образуется избыток вытесненного грунта, который вначале перемещается в стороны, а затем вверх, из-за чего на поверхности вокруг вытрамбовываемого котлована возникает выпор околосвайного грунта.

При выпирании вверх грунт разрыхляется, нарушается его контакт с боковой поверхностью и, как следствие, уменьшаются контактные напряжения. При этом в грунте вблизи котлована разрушаются структурные связи и снижается сопротивляемость грунта под нагрузкой. При втрамбовывании жесткого материала (в данном случае щебня) основание улучшается, возникает уширенная зона.

Из вышеизложенного следует, что выпирание и связанное с ним разрыхление грунта при вытрамбовке скважины, несмотря на пирамидальность трамбовки, обуславливающую обжатие грунта боковыми гранями при осадке от нагрузки, приводят к снижению сопротивления грунта на боковой поверхности фундамента. Поэтому использование данных статического зондирования грунтов для расчета ФВК возможно лишь с введением поправочных коэффициентов, в той или иной степени учитывающих особенности работы ФВК.

В известных методах расчета, разработанных в институте [2-4], были использованы коэффициенты перехода b_f и b_R (соответственно от сопротивления



трению и нормального сопротивления), полученные по результатам исследования штампонабивных свай. Однако ФВК отличаются от штампонабивных свай небольшой относительной глубиной, и на несущую способность ФВК большое влияние оказывают деформации грунта (выпор), возникающие вблизи поверхности грунта и на поверхности при устройстве фундамента. Поэтому представляют интерес исследования деформационной зоны грунтового основания вокруг ФВК.

При расчете горизонтально нагруженных ФВК используется только сопротивление грунта под наконечником зонда q_s , поэтому дальнейшие исследования направлены на определение коэффициентов перехода b_R от данных зондирования к нормальным напряжениям.

С помощью компьютерного моделирования изучались закономерности формирования уплотненных зон в процессе устройства фундамента и получения предельного состояния уплотненного основания при действии на фундамент горизонтальной нагрузки и была выполнена оценка напряжений в области предельного равновесия.

Расчет и анализ НДС активной зоны фундаментов производился в следующей последовательности: по данным полевых испытаний выявлялись зоны уплотнения грунтов околосвайного пространства, затем определялись деформационные и прочностные характеристики грунтов и измерялись напряжения в околосвайном массиве.

Из полученных расчетных деформационных схем следует, что при погружении трамбовки вытесненный из-под нее грунт сначала перемещается вниз и в стороны. При этом грунт сначала уплотняется до некоторой критической величины, после чего в грунте образуются поверхности сдвига и происходит перемещение грунта в зону наименьшего сопротивления – на поверхность. Одна из поверхностей сдвига направлена вдоль боковой поверхности трамбовки, другая проходит внутри грунтового массива, начиная от боковой поверхности трамбовки на глубине, равной толщине выпираемой призмы грунта, с выходом на поверхность на расстоянии от грани трамбовки $2,5-3d$, где d – верхний размер трамбовки. Это расстояние и является границей зоны выпора.

Таким образом, при выпирании грунта вверх грунт разрыхляется, нарушается его контакт с боковой поверхностью и, как следствие, уменьшаются контактные напряжения.

При погружении трамбовки происходит перемещение частиц грунта в направлении, перпендикулярном к боковой поверхности по всей длине трамбовки, поэтому верхние слои грунта, как менее нагруженные, выпираются вверх, а нижние – уплотняются.

Выполненное численное моделирование процесса устройства ФВК подтвердило результаты натурных измерений выпора грунта и показало, что грунтовое основание претерпевает изменение, которое необходимо учитывать в расчетах несущей способности фундаментов с использованием статического зондирования путем введения поправочных коэффициентов.

Из сопоставления результатов численных исследований и испытаний натурных фундаментов были получены коэффициенты перехода b_R от величин сопротивления под наконечником зонда при статическом зондировании к нормальным сопротивлениям на боковой поверхности ФВК в зависимости от относительной глубины расположения слоя z_i/l_ϕ и от приведенной глубины расположения слоя z_i/ϵ_{cp} , где ϵ_{cp} – условный размер поперечного сечения фундамента, z_i – глубина расположения i -го слоя грунта.

Полученные на основе выполненных численных исследований коэффициенты перехода b_R от величин сопротивления под наконечником зонда при статическом зондировании к нормальным сопротивлениям на боковой поверхности ФВК можно использовать при расчетах горизонтально нагруженных фундаментов с использованием статического зондирования грунтов.

Известно, что по характеру деформации горизонтально нагруженный ФВК можно представить в виде абсолютно жесткого стержня, поворачивающегося вокруг некоторой точки – точки нулевых перемещений (т.н.п.). Поэтому определение глубины расположения т.н.п. является важным моментом при составлении расчетной схемы.

На рис.1 в качестве примера приведены результаты расчетов по PLAXIS перемещения оси горизонтально нагруженного фундамента глубиной 3 м с объемами втрамбованного щебня $V_{щ} = 0$ и $V_{щ} = 2 \text{ м}^3$.

На представленных эпюрах видно, что у ФВК без втрамбованного щебня ($V_{щ} = 0$) т.н.п. расположена на некоторой высоте относительно подошвы фундамента. В случае наличия втрамбованного щебня ($V_{щ} = 2 \text{ м}^3$) т.н.п. снижается на уровень уширенного основания.

Полученные результаты численных исследований показывают, что при принятии расчетной схемы горизонтально нагруженного ФВК необходимо учитывать объем уширенного основания. Сформированное уширение из втрамбованного щебня оказывает существенное влияние на деформационную схему фундамента, при этом месторасположение т.н.п. зависит от наличия и объема уширенного основания.

Основные положения разработанного метода расчета горизонтально нагруженных ФВК следующие.

1. Деформированную схему горизонтально нагруженного ФВК можно представить в виде заглубленного в грунт абсолютно жесткого стержня, поворачивающегося вокруг некоторой точки.

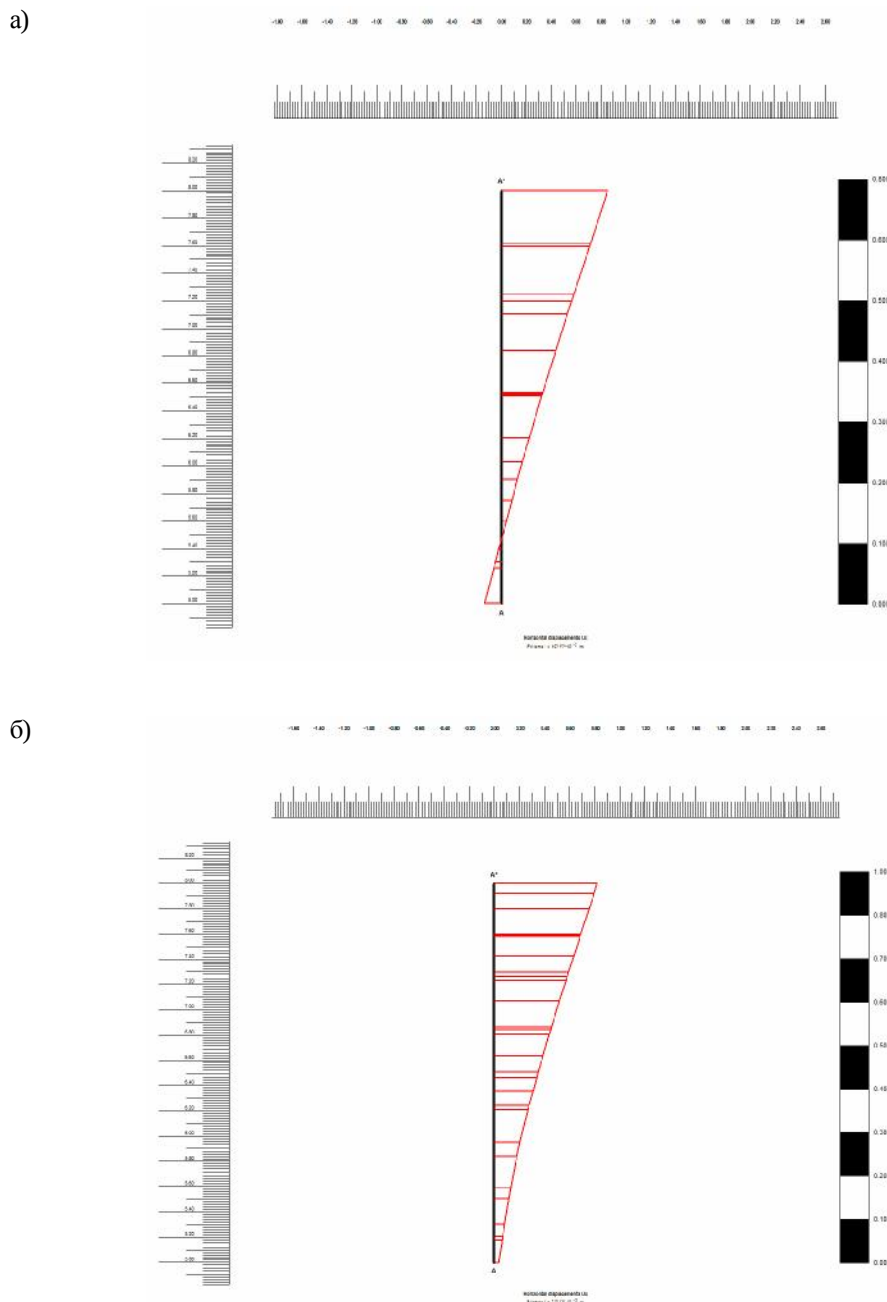


Рис. 1. Эпюра горизонтального перемещения оси ФВК при $V_{щ} = 0$ (а) и $V_{щ} = 2 \text{ м}^3$ (б)

2. В качестве расчетной модели грунтового основания принимается модель местных деформаций, в которой расчетным параметром основания является коэффициент постели.

3. Общее сопротивление ФВК действию горизонтальной нагрузки формируется сопротивлением грунта по боковой поверхности с противоположной стороны от действующей горизонтальной нагрузки и сопротивлением грунта в области уширенного основания, величина которого зависит от объема втрамбованного щебня.

4. В связи с тем, что ФВК применяются с уширенным основанием, при этом горизонтально

нагруженный фундамент взаимодействует с грунтом основания на значительную глубину, в расчетной схеме следует учитывать многослойность основания. При этом расчетные параметры грунта целесообразно определять с использованием данных статического зондирования.

Расчетные схемы горизонтально нагруженного ФВК представлены на рис. 2.

Важным моментом при принятии расчетной схемы горизонтально нагруженного ФВК является наличие уширенного основания. Результаты выполненных исследований показали, что уширенное основание оказывает существенное влияние на сопротивление

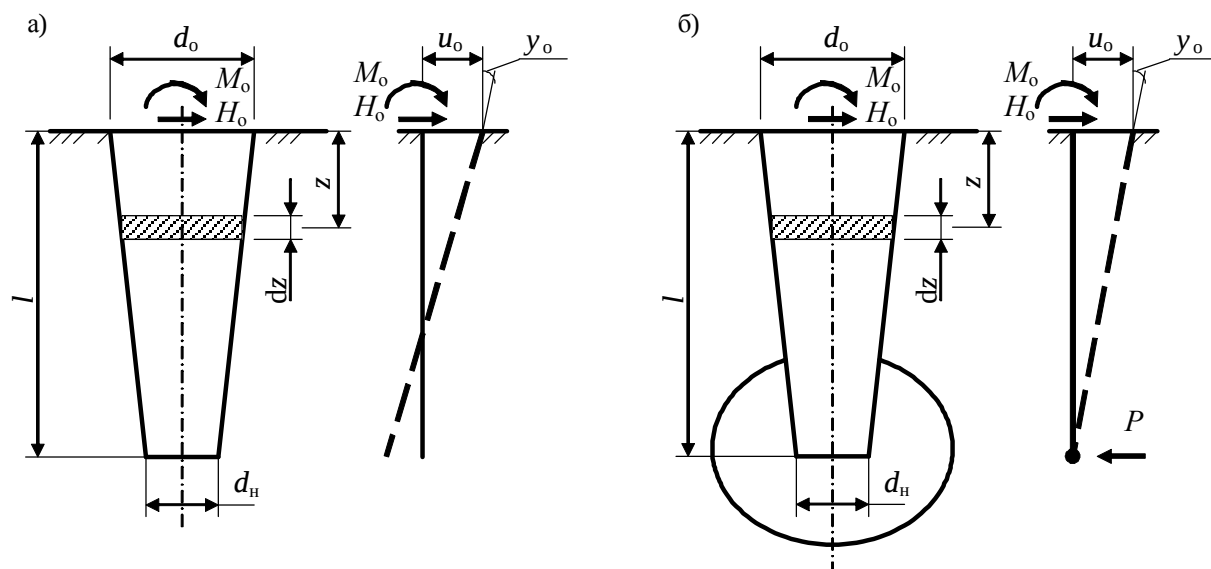


Рис. 2. Расчетные схемы горизонтально нагруженного ФВК без уширения (а) и с уширением (б)

перемещению горизонтально нагруженного ФВК. Для учета влияния уширенного основания введено понятие коэффициента уширения $k_{\text{уш}}$, который должен быть $k_{\text{уш}} \leq 1$ и определяться зависимостью

$$k_{\text{уш}} = \frac{V_{\text{факт}}}{V_{\text{опт}}}, \quad (1)$$

где $V_{\text{факт}}$ – фактический объем втрамбованного щебня, м^3 ;

$V_{\text{опт}}$ – оптимальный объем втрамбованного щебня, м^3 .

За принят объем, создающий максимальный диаметр уширения, принимаемый в соответствии с СП 50-101-2004 равным $2d_n$ (где d_n – диаметр трамбовки в нижнем сечении).

Из условия равновесия действующих и реактивных сил были получены формулы для определения перемещений и усилий в фундаменте при принятых граничных условиях

$$z = l, \quad M_l = 0, \quad Q_l = P k_{\text{уш}}, \quad (2)$$

где P – реактивная сила, возникающая от сопротивления уширения, определяемая по формуле (3).

$k_{\text{уш}}$ – коэффициент уширения, определяемый по формуле (1).

$$P = \frac{H_0 I_5 - M_0 I_4}{(I_5 + I_4) k_{\text{уш}}}. \quad (3)$$

Физический смысл $k_{\text{уш}}$ заключается в следующем. При $k_{\text{уш}} = 0$ (уширение отсутствует) имеет место расчетная схема, представленная на рис. 2а. При $k_{\text{уш}} = 1$ (максимальный объем уширения) имеет место расчетная схема показанная на рис. 2б, при этом в

граничных условиях (2) добавляется $u_l = 0$, а $P \neq 0$ и определяется по формуле (3). При промежуточных значениях $0 < k_{\text{уш}} < 1$ $u_l \neq 0$ и $P = 0$.

Коэффициенты $I_1 \div I_5$ определяются по формулам

$$I_1 = 12A - 6Bx; \quad I_2 = 4Cx - 6B; \quad I_3 = 4C - 3Dx; \quad (4)$$

$$I_4 = I_1 l + I_2; \quad I_5 = I_2 l + I_3 \quad (5)$$

$$A = C_{zi} (z_i - z_{i-1}); \quad B = C_{zi} (z_i^2 - z_{i-1}^2);$$

$$C = C_{zi} (z_i^3 - z_{i-1}^3); \quad D = C_{zi} (z_i^4 - z_{i-1}^4),$$

где z_i и z_{i-1} – расстояние от расчетной поверхности грунта до подошвы и кровли i -го слоя грунта, м.

$$\zeta = \frac{d_o}{12} (I_2^2 - I_1 I_3). \quad (6)$$

Коэффициент постели C_z определяется по формуле

$$C_{zi} = \frac{18R_{icp}}{(1 - \nu_i^2) d_{icp}}, \quad (7)$$

$$\text{где } R_{icp} = \frac{\sum_{j=1}^m q_{ij}}{1,25m} \quad (8)$$

m – количество точек зондирования;

q_i – сопротивление i -го слоя грунта под наконечником зонда по данным статического зондирования со стабилизацией установкой С-832, кН/м^2 .

d_{icp} – средний размер стороны сечения фундамента в i -ом слое грунта, м.

С целью оценки достоверности разработанного метода расчета выполнены сравнительные расчеты натурных фундаментов в вытрамбованных котлованах, испытанных на горизонтальную нагрузку в различных грунтовых условиях. Сопоставление опытных и расчетных данных проводилось при фиксированном горизонтальном перемещении фундамента в уровне поверхности грунта 10 мм (см. таблицу).



Таблица

Результаты сравнительных расчетов опытных ФВК

Фундамент	$V_{\text{ш}}, \text{м}^3$	Величина горизонтальной нагрузки H_o при $u_o=10$ мм, кН		
		по испытанию	по расчету	расхождение, %
ФВК-1	1,5	223	179	-20
ФВК-2	1,0	200	178	-11
ФВК-3	0	146	128	-12
ФВК-4	4,4	107	94	-12
ФВК-5	1,0	172	145	-16

Расхождение опытных и расчетных перемещений в уровне поверхности грунта при расчете по данным статического зондирования составляет от -11 до -20%. Результаты расчетов показывают удовлетворительную сходимость с опытными данными и являются вполне приемлемыми для инженерных расчетов.

Литература

1. Буслов А.С. Работа свай на горизонтальную нагрузку за пределами упругости в связных грунтах. – Ташкент: ФАН, 1979. – 106 с.
2. Яковлев П.И., Готман А.Л., Курмаев Р.Г. Взаимодействие сооружений с грунтом и свайные основания. – Одесса: Астропринт, 2004. – 512 с.
3. Готман А.Л., Миткина Г.В., Шеменков Ю.М. Исследование вертикально нагруженных фундаментов в вытрамбованных котлованах и расчет их несущей способности. // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1996, №5. – С. 19-23.
4. Готман А.Л., Шеменков Ю.М. Экспериментальные исследования фундаментов в вытрамбованных котлованах при действии горизонтальной нагрузки и их расчет. // Основания, фундаменты и механика грунтов, 2002, №1. – С. 12-16.



УДК 621.928.9

А.В. Дмитриев – кандидат технических наук, доцент
Нижнекамский химико-технологический институт (НХТИ)

М.Г. Зиганшин – кандидат технических наук, доцент
Казанский государственный архитектурно-строительный университет (КазГАСУ)

СРАВНИТЕЛЬНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ЭФФЕКТИВНОСТИ КОНСТРУКЦИЙ СЕПАРАТОРОВ ДИСПЕРСНЫХ ПОТОКОВ

АННОТАЦИЯ

Предложен полуэмпирический метод расчета эффективности аппаратов вихревого и циклонного типов. Полученные параметры позволяют устанавливать эффективность очистки по размерам и конструктивным особенностям аппаратов.

A.V. Dmitriev – candidate of technical sciences, associate professor
Nignekamsk institute of chemical technology (NICT)
M.G. Jihanshin – candidate of technical sciences, associate professor
Kazan State University of Architecture and Engineering (KSUAE)

THE COMPARATIVE CHARACTERISTICS OF EFFICIENCY OF DISPERSION STREAM SEPARATOR CONSTRUCTIONS

ABSTRACT

The half-empirical calculation method of efficiency of vortex and cyclonic devices is offered. The received parameters allow establishing the clearing efficiency according to sizes and design features of devices.

Эффективность отделения дисперсной части вращающегося потока аэрозоля определяется характеристиками потока и аппарата, влияющими на силу инерции в криволинейном потоке. Энергетическим параметром, связывающим конструктивные параметры устройства, характеристики потока и эффективность отделения взвешенных частиц от несущей среды, для широкого класса инерционных аппаратов очистки выбросов и сбросов может служить градиент силы в радиальном направлении потока f_R , Н/м [1]. Для кольцевого сечения возвратно-поточного циклона (рис. 1а)

$$f_R = \rho u_0^2 \left(R_2^{0,5} + R_1^{0,5} \right)^2 / 4 \text{ Па} \cdot \text{м}. \quad (1)$$

Он представляет собой комбинацию постоянных величин, характеризующих конкретный поток и аппарат. Форма f_R зависит от математической модели вращения, принятой для описания реального движения потока в сепараторе. С достаточной для практических целей точностью трехмерное движение потока в прямоточных вихревых аппаратах (рис. 1б) и в кольцевой части возвратно-поточных циклонов может быть аппроксимировано моделью плоского вращения $uR^k = \text{const}$.

В теоретических расчетах распределения скоростей и давлений в сепараторах обычно используются значения k , равные 1, 0,5, 0 и -1. Крайние показатели соответствуют «потенциальной» и «квазитвердой»

моделям вращения [2]. В кольцевом сечении возвратно-поточного циклона поток перемещается по круговым траекториям со значением $k > 0$. Для описания движения потока при этом часто используется модель «полупотенциального» вращения с $k = 0,5$ (рис. 2а).

Тип математической модели вращательного движения системы вода – жидкая нерастворимая фаза меньшей плотности в ПВС с тангенциальным завихрителем при значениях крутки $u_{\text{max}}/u_m > 1$ определен по [3] как «квазитвердое», т.е. вращение с постоянной угловой скоростью (рис. 2б), описываемое моделью вращения с $k = -1$.

В прямоточных аппаратах с наличием центрального стока часть потока движется в радиальном направлении. С приближением к центру интенсивность движения по окружности падает и тангенциальная скорость потока снижается, что соответствует модели «квазитвердого» вращения. По [4], в периферийной части аппаратов такого типа происходит потенциальное вращение потока с $k \sim 1$. Вследствие этого в целом значение k получается несколько выше, чем -1.

Каждому типоразмеру аппарата соответствует строго определенное значение f_R , связывающее его конкретные конструктивные характеристики с параметрами обрабатываемой среды. Поэтому параметр f_R принят в качестве исходного для получения обобщенной характеристики энергетического

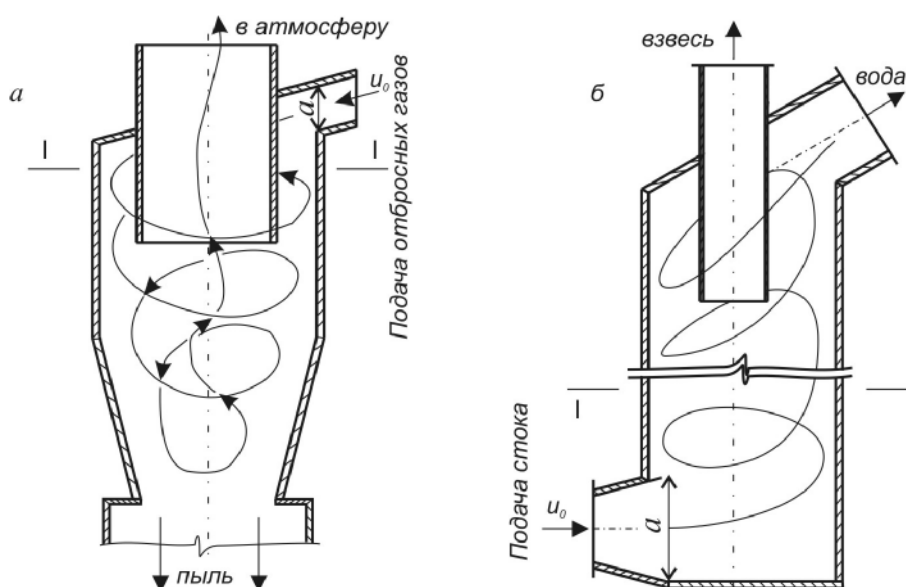


Рис. 1. Движение дисперсного потока в сепараторах:
а – возвратно-поточный циклон; б – прямоточно-вихревой сепаратор (ПВС)

совершенства завихрительных устройств. Такая характеристика для сферической частицы диаметром D_p и плотностью ρ_p во вращающемся потоке с радиусом кривизны R_2 , динамическим коэффициентом вязкости η и плотностью несущей среды ρ_G может быть выражена, в конечном счете, через комплекс со структурой критерия Рейнольдса:

$$u_0 \rho_p^2 D_p^4 / C \rho_G R_2^3 \eta \equiv Re_r, \quad (2)$$

где C – коэффициент, численное значение которого зависит от типа завихрительного устройства аппарата.

Параметр Re_r составлен посредством комбинации безразмерных комплексов, выражающих соотношение энергий и действий частицы и вращающегося потока. Поэтому в криволинейных (вращающихся, вихревых) потоках численные значения Re_r соответствуют степени сепарации частиц и могут использоваться для ее оценки.

Конкретная форма выражения, описывающего распределение тангенциальных скоростей, зависит от размеров сечения, к которому привязываются среднерасходная скорость u_0 и расход W потока жидкости, поступающей в аппарат с тангенциальным вводом. В общем случае, при произвольном размере $a \times b$ сечения входного патрубка

$$W = abu_0 \text{ м}^3/\text{с}. \quad (3)$$

Выделив характерное сечение I-I с такой же площадью на некотором расстоянии от входа, соответствующем развитому потоку (рис. 1б) и учитывая, что «квazitвердой» модели вращения с $k = -1$ (рис. 2б) соответствует линейная зависимость

тангенциальных скоростей от расстояния до оси аппарата $u_0 = \omega R$, получим

$$\omega = 2u_0 b / R_2^2 \text{ с}^{-1}, \quad (4)$$

$$u = \omega R = 2u_0 b R / R_2^2 \text{ м/с}. \quad (5)$$

Пренебрегая влиянием на распределение давлений в поперечном направлении силы тяжести (разность значений гидростатического давления в высшей и низшей точках поперечного сечения аппарата не превышает нескольких процентов) и силы трения (квazitвердая модель вращения), можно представить градиент давления в радиальном направлении поперечного сечения аппарата как

$$dp = \rho_L u^2 dR / R, \text{ Па}. \quad (6)$$

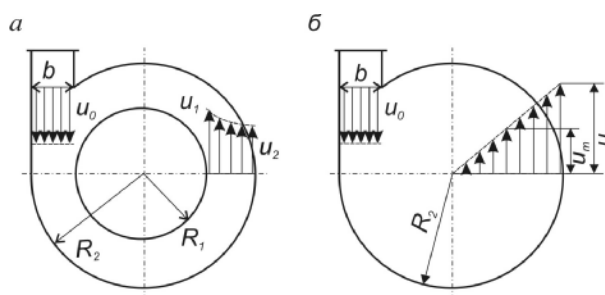


Рис. 2. Тангенциальные скорости в поперечных сечениях аппаратов:

а – при «полупотенциальной» модели в кольцевом канале циклона; б – при «квazitвердом» движении в ПВС с тангенциальным завихрителем; $u_{\max}$, u_m – соответственно максимальная и средняя тангенциальные скорости потока в ПВС; u_1 , u_2 – соответственно скорости на внутренней и внешней границах канала с радиусами R_1 , R_2



С учетом соотношения (5) выделяем в (6) константу, представляющую радиальный градиент силы f_R в прямоточно-вихревом сепараторе:

$$f_R = 4\rho_L u_0^2 b^2 / R_2, \text{ Па} \cdot \text{м}. \quad (7)$$

Удельная затрата энергии в течение 1 с на создание вихревого движения с заданной начальной скоростью u_0 , т.е. действие, совершаемое над единицей объема потока, обрабатываемого в прямоточно-вихревом аппарате с тангенциальным завихрителем (ТЗ)

$$a_{T3} = f_R / u_0 = 4\rho_L u_0 b^2 / R_2 \text{ Па} \cdot \text{с}. \quad (8)$$

Отношение

$$a_{T3} / \eta = 4\rho_L u_0 b^2 / R_2 \eta \equiv \text{Re}_{T3} \quad (9)$$

дает специфичную для криволинейного движения потока в сепараторе с ТЗ характеристику со структурой критерия Рейнольдса. В комплекс Re_{T3} входят основные характеристики потока и прямоточно-вихревого аппарата с ТЗ, и его можно использовать в качестве безразмерного параметра энергетического совершенства обработки потока в аппаратах с конкретными размерами и параметрами потока.

Аналогичную безразмерную энергетическую характеристику капли, перемещающейся в этом потоке, можно представить следующим образом:

$$(\text{Re}_{dr}^{in})^2 = 3\pi(u_0 \tau_w / R_2)^2 \quad (10)$$

где $\tau_w = 18\eta / (\rho_{dr} D_{dr}^2)$, ρ_{dr} , D_{dr} – ее время релаксации, с; плотность, кг/м³ и диаметр, м.

Сопоставляя Re_{T3} с Re_{dr}^{in} , находим параметр эффективности отделения взвешенной части потока в аппарате, аналогичный (2):

$$(\text{Re}_{dr}^{in})^2 / \text{Re}_{T3} = 3\pi u_0 \rho_{dr}^2 D_{dr}^4 / (4\rho_L b^2 R_2 \eta) \equiv \text{Re}_r \quad (11)$$

Его численные значения могут использоваться для оценки эффективности отделения взвешенных несмешивающихся капель из основного потока. С помощью числа Re_r могут быть вычислены фракционные коэффициенты очистки примеси в аппаратах, реализующих инерционный способ отделения примеси от газовой части выброса. Расчеты большого числа пылеуловителей циклонного типа отечественных конструкций показали, что 99%-ной степени осаждения твердых частиц, взвешенных в газовой среде, соответствует значение числа Re_r в пределах $10^{-4} - 10^{-3}$. К примеру, для циклона ЦН-15 возвратно – поточного типа оно составляет $4,04 \cdot 10^{-4}$.

Для нахождения параметра эффективности выделения диспергированной жидкости из жидкой среды большей плотности в аппарате, представленном на рис. 1б, 2б, была использована зависимость фракционной эффективности разделения системы вода – капли нефти от безразмерного диаметра капель и параметра крутки потока, приведенная в [3]. При квазитвердом вращении (рис. 2б) параметр крутки $K = u/u_0 = 2$, и размер капель D_{dr} , соответствующий 99% - му отделению, для сепаратора диаметром 0,5 м ($R_2 = 0,25$ м) составляет $8,25 \cdot 10^{-4}$ м. Расчеты по (11) показали, что значение $\text{Re}_r = 4,04 \cdot 10^{-4}$, соответствующее осаждению частиц из газовой среды в циклонных и вихревых

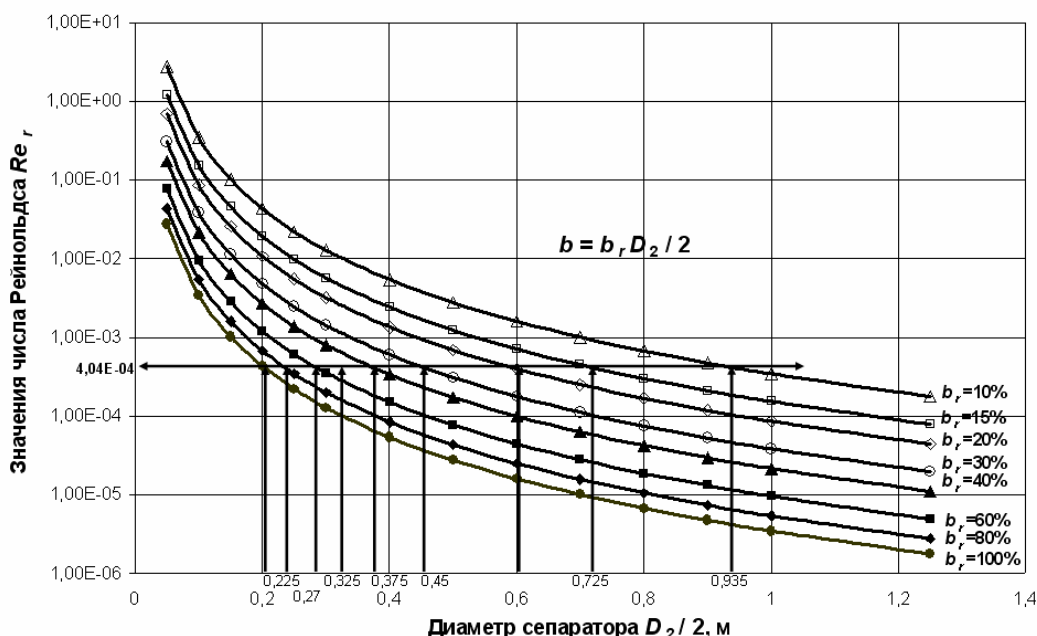


Рис. 3. Номограмма для оптимизации конструктивных размеров ПВС



сепараторах, наблюдается при среднерасходной скорости в аппарате ~ 3 м/с. Таким образом, комплекс Re_r может служить адекватной критериальной характеристикой осаждения взвешенных частиц в газовой и жидкой среде. Комплекс Re_r может быть также использован для оптимизации размеров аппаратов. С целью нахождения оптимальных соотношений входного размера и диаметра сепаратора $D_2 = 2R_2$ представим выражение (11) в виде:

$$Re_r = 6\pi u_0 \rho_{dr}^2 D_{dr}^4 / \rho_L b_r^2 D_2^3 \eta, \quad (12)$$

где $b_r = 2b/D_2$ – относительный входной размер сепаратора.

Результаты расчетов показывают, что относительный входной размер сепаратора b_r оказывает существенное влияние на эффективность разделения капель. На рис. 3 представлена номограмма для практического использования с целью оптимизации конструктивных размеров ПВС. По заданному внутреннему диаметру аппарата D_2 и критическому значению $Re_r = 4,04E-04$ определяется минимально возможное значение относительного входного размера ПВС b_r , выраженное в процентах от величины $D_2/2$, и затем подсчитывается входной размер b сепаратора.

Таким образом, комплекс Re_r может быть использован в проектировании и эксплуатации ПВС

для конструктивного расчета с оптимизацией размеров аппаратов и режимных параметров, направленной на обеспечение требуемой эффективности разделения многофазных потоков. При заданном или известном конструктивном параметре аппарата, определяющем радиус кривизны потока, возможно решение обратной задачи (проверочный расчет) – нахождение фракционных коэффициентов эффективности отделения примеси.

Литература

1. Зиганшин М.Г. Теоретические основы пылегазоочистки. – Казань: Изд-во КазГАСУ, 2005. – 262 с.
2. Белоусов В.В. Теоретические основы процессов газоочистки. – М.: Металлургия, 1988. – 256 с.
3. Овчинников А.А., Шадрин А.А., Алексеев Д.В., Николаев Н.А. Моделирование процесса очистки стоков промышленных предприятий от нерастворимых жидких взвесей в прямоточно-вихревых сепараторах. // Химическая промышленность сегодня, 2006, №3. – С. 52-56.
4. Овчинников А.А. Динамика двухфазных закрученных турбулентных течений в вихревых сепараторах. / А.А. Овчинников. – Казань: ЗАО «Новое знание», 2005. – 288 с.



УДК 541.183:530.145

М.Г. Зиганшин – кандидат технических наук, доцент

Казанский государственный архитектурно-строительный университет (КазГАСУ)

АНАЛИЗ УПРОЩЕНИЙ В ЗАДАЧАХ МЕЖМОЛЕКУЛЯРНОГО ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ГАЗА И ПОВЕРХНОСТИ

АННОТАЦИЯ

Рассматривается межмолекулярное взаимодействие при адсорбции. Традиционно используемое в задаче о взаимодействии квантовых осцилляторов разложение иррационального результата в степенной ряд вносит заметную погрешность. Полученные уточнения результатов теоретического определения энергии межмолекулярного взаимодействия позволяют использовать их в практических расчетах.

M.G. Jihanshin – candidate of technical sciences, associate professor

Kazan State University of Architecture and Engineering (KSUE)

THE ANALYSIS OF SIMPLIFICATIONS IN PROBLEMS OF GAS AND A SURFACE INTERMOLECULAR INTERACTION

ABSTRACT

The problem of intermolecular interaction for a model of physical adsorption is considered. Traditionally used in decision of a problem on quantum oscillators' interaction the decomposition of irrational result in exponential series brings an appreciable error. The received specifications allow to improve results of theoretical definition of effective energy of intermolecular interaction and to use them for practical calculations.

Адсорбционное взаимодействие структурных элементов на границах раздела твердой, жидкой и газообразной сред имеет место во многих природных явлениях и производственных циклах. В сфере санитарной очистки газовых выбросов адсорбция – основной, зачастую единственный способ обезвреживания. Однако процесс изучен недостаточно. Практические расчеты основаны на его макроскопических параметрах, а адсорбция осуществляется за счет избыточной энергии молекул, атомов, ионов на границах фаз. Существенного усовершенствования промышленных адсорбционных систем также можно достичь на уровне элементов адсорбента и адсорбата, для чего в практике расчетов необходимо использовать квантовомеханические методы. Однако пока их результаты могут отличаться от опытных данных на сотни процентов.

Оценим целесообразность упрощений, используемых в квантовых расчетах адсорбции. Основным из исходных является допущение о разграничении моделей физической и химической адсорбции. В данной работе рассматривается модель чисто физической адсорбции, т.е. принято, что частицы газа и поверхности при сближении сохраняют прежние связи и свойства, а силы обменного взаимодействия электронов не учитываются. Оценить величину неточности («неустранимой погрешности»), вызванной расхождением природного процесса с его физико-математической моделью, невозможно до тех

пор, пока не найдется способ более точного описания явления, т.к. истинные параметры и отклонения от них неизвестны. Однако исходные упрощения целесообразны, как минимум, в силу того, что без них не начать изучение явления.

Последующими причинами неточности квантового описания физической адсорбции могут быть допущения, используемые при постановке и решении положенной в его основу задачи о взаимодействии квантовых осцилляторов. Модель процесса представляется в виде двух диполей, совершающих нулевые колебания, которые, сближаясь, изменяют частоты и амплитуды колебаний друг друга (см. рис.), в итоге приходя к отличиям от исходных гармонических связанных колебаний. При постановке задача сводится к максимально упрощенному варианту – обособленному взаимодействию пары диполей, содержащих по одному протону и электрону и совершающих простейшие (слабые одномерные гармонические) колебания. Эти допущения принципиально необходимы для создания модели. Далее в ходе решения задачи используются упрощения не принципиального характера. Они необходимы для удобства вычислений и интерпретации результатов. Оценим величины погрешностей, вносимых двумя упрощениями. Сначала остановимся на погрешности упрощения модуля вектора напряженности мгновенного электростатического поля $\vec{F}_{21}$,

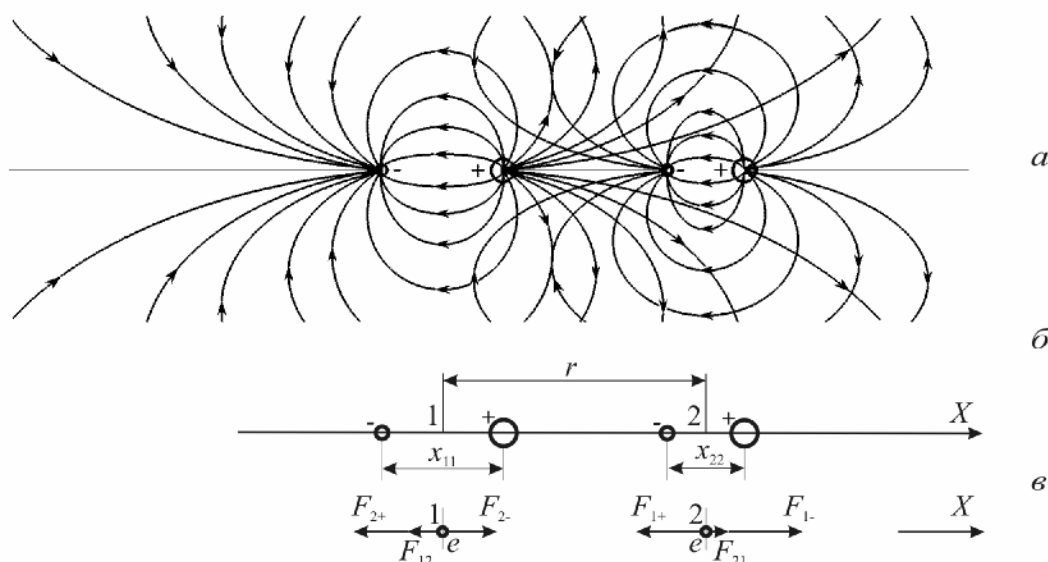


Рис. Мгновенные распределения силовых линий взаимодействующих диполей (а) и схемы взаимодействия зарядов (б, в).
 x_{11}, x_{12} – мгновенные смещения диполей 1, 2; F_{1+}, F_{1-} – напряженности, созданные зарядами диполя 1 в точке 2;
 F_{2+}, F_{2-} – то же, диполя 2 в точке 1; F_{21} – результирующая напряженность в точке 2 от диполя 1;
 F_{12} – то же, в точке 1 от диполя 2

определяемого по принципу суперпозиции (модуль $\vec{F}_{12}$ определяется аналогично):

$$F_{21} = F_{1+} - F_{1-} = \frac{2ex_{11}}{4\pi\epsilon_0 \left[r^3 - x_{11}^2 r / 2 + x_{11}^4 / (16r) \right]} \quad (1)$$

Допуская, что расстояние r между диполями значительно больше их плеч x , пренебрегают в знаменателе (1) слагаемыми с x^2 и x^4 ввиду их малости по сравнению с r^3 . Допущение $r \gg x$ может быть корректно для физической адсорбции, при отсутствии химической связи между диполями. Здесь это условие уместно и согласуется с сутью явления, так как рассматривается область температуры, близкая к абсолютному нулю.

Проведем количественную оценку порядка величины x . В основном состоянии наиболее вероятная амплитуда колебаний электрона возле протона (область его нахождения у ядра атома водорода) ограничивается первым боровским радиусом $r_B = 0,53 \cdot 10^{-10}$ м. По [1], энергии вандерваальсовых колебаний соответствует плечо диполя порядка $0,2 \cdot 10^{-10}$ м. При оценке порядка величины x этот размер можно принять за базовый. Равновесное расстояние r между диполями оценим по известному факту: внешние электроны атомов начинают взаимодействия на расстоянии 2...3 электронных облаков между ядрами. Для атомов водорода это $r_H = (4...6)r_B = (2,12...3,18) \cdot 10^{-10}$ м. Равновесное расстояние r_{vdw} между диполями должно быть не больше.

Воспользуемся еще сведениями об энергетике и длине «водородных» молекулярных связей $H...F, H...O, H...N$, возникающих в группах молекул HF, H_2O, NH_3 с постоянными электростатическими нековантовыми дипольными моментами. По [1], энергия «водородных» связей между молекулами $E_H H \approx 20$ кДж/моль, а длина связи $l = (1,6...1,9) \cdot 10^{-10}$ м. Те же авторы оценивают энергию вандерваальсовых сил $E_{vdw} H \approx 4$ кДж/моль. По [2] E_H может ориентировочно составлять от 5 до 150 кДж/моль. Ряд источников указывает, что для разрыва водородной связи может потребоваться до 100 кДж/моль, расстояние r_H между ядром атома кислорода одной молекулы и протоном другой молекулы может составлять порядка $1,6 \cdot 10^{-10}$ м, а энергию дисперсионного взаимодействия оценивают в 1...20 кДж/моль. Поэтому в среднем $E_H / E_{vdw} \approx (5...10)$, а $r_H H \approx 1,7 \cdot 10^{-10}$ м. Оценочно можно принять, что энергии межмолекулярных взаимодействий обратно пропорциональны шестым степеням r_H и r_{vdw} ; тогда

$$r_{vdw} = r_H \sqrt[6]{E_H / E_{vdw}} \approx (2,22...2,49) \cdot 10^{-10} \text{ м.}$$

Нижний предел r_{vdw} не противоречит предыдущей оценке расстояния r_H . Он более чем на порядок превосходит плечо диполя. При соотношении $r/x \geq 10$ упрощение уравнения (1) вносит погрешность менее 0,5%, что, безусловно, допустимо. Если амплитуда возрастет до r_B , то соотношение r/x уменьшится до 4, и погрешность достигнет 3%, т.е. корректность еще сохраняется. Необходимость подробного анализа его допустимости диктуется тем, что из напряженностей $F_{01} = 2\mu_{01} / 4\pi\epsilon_0 r^3, F_{02} = 2\mu_{02} / 4\pi\epsilon_0 r^3$ мгновенных полей



при максимальных смещениях x_{01}, x_{02} и моментах μ_{01}, μ_{02} , полученных на основе (1), непосредственно формируется уравнение энергии взаимодействия двух диполей. Следовательно, допущение $x \ll r$ не может вызвать некорректности при ее вычислении в виде потенциальной энергии одного диполя в поле другого (E_{p12} или E_{p21}):

$$E_{p12} = E_{p21} = -\mu_{01}F_{02} = -\mu_{02}F_{01} = -2e^2x_{01}x_{02}/(4\pi\epsilon_0r^3). \quad (2)$$

Энергию двух связанно колеблющихся диполей складывают из потенциальных энергий E_{p1}, E_{p2} каждого диполя и потенциальной энергии их взаимодействия $E_{p12} = E_{p21}$:

$$E = m\omega_0^2(x_{01}^2 + x_{02}^2)/2 - 2e^2x_{01}x_{02}/(4\pi\epsilon_0r^3). \quad (3)$$

Уравнение слабых негармонических колебаний (3) с интерференционным членом $x_{01}x_{02}$ представляют через набор гармонических колебаний с разделенными амплитудами x_1, x_2 и частотами ω_1, ω_2 , модифицированными так, чтобы (3) приняло форму уравнения гармонических колебаний:

$$E = m\omega_1^2x_1^2/2 + m\omega_2^2x_2^2/2, \quad (4)$$

$$x_{1,2} = (x_{01} \pm x_{02})/\sqrt{2}, \quad (5)$$

$$\omega_{1,2} = \omega_0(\pm\sqrt{1 \pm \lambda}), \quad (6)$$

$$\text{где } \lambda = 2e^2/(4\pi\epsilon_0r^3m\omega_0^2).$$

Проведенный выше анализ позволяет утверждать, что решение (6) математически точно, а введенные до сих пор допущения физически корректны и не могут служить причиной расхождений теоретических и опытных результатов. Однако преобразования продолжают с целью избавления от иррационального выражения, традиционно разлагая его в степенной ряд. При разложении произвольной функции $f(x)$ по правилу Тейлора последнее слагаемое $R_n(x)$, называемое остаточным членом ряда, свидетельствует о невозможности ее полного разложения. Вносится и неточность, относимая к «погрешностям метода», вследствие ограничения числа принимаемых во внимание членов ряда. Известно, что сумма каково-нибудь конечного числа членов разложения n в ряд Тейлора не обязательно будет хорошим приближением функции $f(x)$ (см., например, [3]). Погрешность, вносимую неточностью математического выражения, в данной задаче следует классифицировать как «неустраняемую», т.к. погрешность, присущую используемым методам разложения, вычислить принципиально невозможно. В этом заключается одна из причин утраты точности.

Разложением биномов $(1-\lambda)^{1/2}$ и $(1+\lambda)^{1/2}$ в ряд Маклорена получают обобщенное выражение для модифицированных частот обоих диполей:

$$\omega_{1,2} = \omega_0 \left[1 \pm \lambda/2 - \lambda^2/8 \pm \lambda^3/16 - 5\lambda^4/128 \pm \dots + R_n(\lambda) \right]. \quad (7)$$

Принимая во внимание свойства осциллирующих атомов как микрообъектов, энергии которых могут принимать только дискретные значения, и используя значения модифицированных частот $\omega_{1,2}$ и амплитуд $x_{1,2}$, можно далее получить приближенное решение уравнения энергии E_{bnd} совместных нулевых колебаний двух диполей:

$$E_{bnd} = \hbar\omega_0 \left[1 - e^4/(32\pi^2\epsilon_0^2m^2\omega_0^4r^6) - 5e^8/(2048\pi^4\epsilon_0^4m^4\omega_0^8r^{12}) + \dots \right]. \quad (8)$$

Энергия нулевых колебаний двух несвязанных диполей $E_{fr} = \hbar\omega_0$. Разность между ней и E_{bnd} – эффективная энергия их взаимодействия E_{eff} , которая затрачивается на согласование параметров колебаний (амплитуд, частот). С использованием результата (8), содержащего «погрешность метода» и «неустраняемую погрешность»,

$$E_{eff} = E_{fr} - E_{bnd} = \hbar\omega_0 \left[e^4/(32\pi^2\epsilon_0^2m^2\omega_0^4r^6) + 5e^8/(2048\pi^4\epsilon_0^4m^4\omega_0^8r^{12}) + \dots \right] \quad (9)$$

В данной задаче потеря точности сопровождается еще искажением физического смысла решения. Разложение может стать адекватным исходному выражению при использовании всех членов ряда, включая остаточный. Однако даже в теоретических расчетах пользуются, как правило, первым, редко – двумя слагаемыми, и не учитывают остаточный член разложения. Пренебрежение им может не вызывать большой ошибки в расчетах отвлеченных величин. Положение меняется, когда надо сравнивать слагаемые разложения с измеренными параметрами реальных объектов. Алгоритм расчетов, адекватный реальному процессу сближения диполей, должен был бы отражать асимметричный характер изменения самосогласующихся без остатка параметров диполей с начала взаимодействия до состояния связанных колебаний. Разложенный без остатка бином имел бы форму, отличную от ряда Маклорена.

Проведем количественную оценку погрешности, вносимой в решение задачи о нулевых колебаниях микрообъектов при разложении уравнения (6) в ряд Маклорена. Завершим задачу так, чтобы сопутствующие разложению неустраняемая и методическая погрешности были исключены, используя для этого непосредственно (6):

$$E_{bnd} = \hbar\omega_1/2 + \hbar\omega_2/2 = \hbar\omega_0(\pm\sqrt{1-\lambda} \pm \sqrt{1+\lambda})/2 \quad (10)$$

Из области определения E по (10) в пределах действительных значений $-1 \leq \lambda \leq 1$ следует исключить недопустимое для микрообъектов значение $E = 0$ при $\lambda = 0$ и разных знаках корней в (10). Должны быть также исключены результаты, полученные при участии хотя бы одного отрицательного корня: по (6) выражения



$-\sqrt{1-\lambda}$ и $-\sqrt{1+\lambda}$ дают отрицательные значения частот, которые здесь физически нереальны.

Функция $E=f(\lambda)$ по (10) имеет максимум при $\lambda=0$ и два одинаковых минимума на границах области при $\lambda=\pm 1$. Введем безразмерные энергетические функции Λ :

$$\Lambda = E/(\hbar\omega_0) = (\sqrt{1-\lambda} + \sqrt{1+\lambda})/2, \quad (11)$$

При $\lambda=0$ $\Lambda = E/(\hbar\omega_0) = 1$; $E = \hbar\omega_0$. Это суммарная энергия двух несвязанных диполей E_{fr} , или Λ_{fr} , чему соответствует и определение λ по (6): $\lambda=0$, если $m \rightarrow \infty$; $e \rightarrow 0$; $r \rightarrow \infty$. Первое условие есть признак макрообъекта, второе и третье указывают на отсутствие взаимодействия между электрическими полями колеблющихся диполей. При $\lambda=\pm 1$ значения

$\Lambda = E/\hbar\omega_0 = \sqrt{2}/2$; $E = \sqrt{2}\hbar\omega_0/2$ минимальны в области реальных λ . Они соответствуют минимуму энергии системы из двух взаимодействующих диполей – энергии их связанных колебаний E_{bnd} (в безразмерном виде Λ_{bnd}). Поэтому граничное условие $\lambda=\pm 1$ оказывается еще условием образования максимально прочной связи

$$E_{eff} = \hbar\omega_0 (1 - \sqrt{2}/2), \quad (12)$$

Решение (12) следует непосредственно из (6). Сопоставим (12) с результатом (9), полученным посредством разложения подкоренного выражения в ряд Маклорена:

$$e^4 r^{-6} / (32\pi^2 \epsilon_0^2 m^2 \omega_0^4) + 5e^8 r^{-12} / (2048\pi^4 \epsilon_0^4 m^4 \omega_0^8) + \dots = 1 - \sqrt{2}/2 \quad (13)$$

Ряд должен сходиться к $1 - \sqrt{2}/2$. С остаточным членом в полном виде:

$$\lambda^2/8 + 5\lambda^4/128 + 21\lambda^6/1024 + 429\lambda^8/32768 + \dots + R_n(m\lambda)^n = 1 - \sqrt{2}/2 \quad (14)$$

Определим величину методической погрешности при ограничении числа используемых членов ряда. Если ограничиться в расчетах только первым слагаемым, то $\lambda^2/8 = 1 - \sqrt{2}/2$, и $\lambda = \pm 1,5307$.

Как видим, ошибка составляет 53%, и при этом решение оказывается в области физически нереальных значений – за пределами определения λ для выражений (10, 11). Следует обратить особое внимание на это приближение, т.к. оно широко распространено в квантовомеханических расчетах. Многие общепринятые потенциалы (Леннарда-Джонса и др.) для вычисления энергии взаимодействия и связей атомов, ионов и т.д. составляются подобным образом.

При использовании двух членов разложения (13) решение задачи о взаимодействии диполей уходит за физически реальные пределы на 25%, а решения с 3, 4 и 5 первыми слагаемыми дают погрешность, соответственно, в 16,5%, 12,5% и 10%. Устранять ее путем увеличения числа используемых членов разложения нецелесообразно, поскольку ее уменьшение замедляется.

Таким образом, решение задачи о нулевых колебаниях квантовых осцилляторов, полученное методом разложения в степенной ряд, оказывается в области физически реальных величин, если учтены все члены ряда, включая остаточный. Но даже многочленные потенциалы принципиально затрудняют квантовомеханические расчеты. Полученные в работе уточнения позволяют избежать подобных затруднений и сделать результаты теоретического определения эффективной энергии межмолекулярного взаимодействия применимыми для практических расчетов процессов адсорбции.

Литература

1. Жданов Г.С., Хунджуа А.А. Лекции по физике твердого тела. – М.: Изд-во МГУ, 1988. – 231 с.
2. Степанов Н.Ф. Квантовая механика и квантовая химия. – М.: Мир, 2001. – 519 с.
3. Корн Г., Корн Т. Справочник по математике для научных работников и инженеров. – М.: Наука, 1978. – 831 с.



УДК 536.34

Ю.И. Правник – инженер, заведующий лабораторией**В.А. Казаков** – инженер**Р.А. Садыков** – доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой теплоэнергетики**Казанский государственный архитектурно-строительный университет (КазГАСУ)**

К РАСЧЁТУ КОНСТРУКТИВНЫХ ПАРАМЕТРОВ ДИСТАНЦИОННО УПРАВЛЯЕМЫХ РЕДУКТОРОВ

АННОТАЦИЯ

Дается вывод формулы расхода газа из допущения, что зону редуцирования редуктора можно уподобить плоскопараллельному сужающемуся соплу. Определяется коэффициент расхода, ход клапана и геометрия тракта газового редуктора. Рассматриваются колебания давления выхода, как отрыв клапана от штока. Приведены способы устранения этих колебаний.

Ju.I. Pravnik – engineer, head of laboratory**V.A. Kazakov** – engineer**R.A. Sadykov** – doctor of technical sciences, professor, head of Heat-Power Engineering department**Kazan State University of Architecture and Engineering (KSUAE)**

TO CALCULATION OF CONSTRUCTIONAL PARAMETERS OF REMOTE-CONTROLLED REDUCERS

ABSTRACT

The development of formula of gas flow with supposition that reducing section of reducer may be approximated to plane-parallel contracting nozzle is presented. The flow coefficient, the valve's lift and tract geometry of gas-pressure reducer are defined. Exit pressure fluctuations in high-flow reducers are considered as breaking away of valve from stroke. The remedies for these fluctuations are suggested.

Конструктивные параметры дистанционно управляемых редукторов определяются заданным расходом газа. Определение расхода газа поможет найти способы устранения колебаний давления выхода редуктора, сократит необходимый объём натурных исследований и позволит подбирать из существующих типов редукторов именно тот, который отвечает требуемому режиму редуцирования.

Расчёт расхода газа (G) ведётся из допущения, что зону редуцирования конструктивно можно рассматривать как сужающееся сопло с переменным проходным сечением, изменение которого обратно пропорционально изменению давления на входе редуктора. Известно, что расход газа через сужающееся сопло выражается формулой [1]

$$G = m S_r \frac{P_{n\text{ex}}}{\sqrt{T_{n\text{ex}}}}, \quad (1)$$

где коэффициент расход газа (m) и проходное сечение зоны редуцирования в начальный момент времени (S_r) неизвестны, а полное давление газа на входе в редуктор ($P_{n\text{ex}}$) и заторможенная температура

$$T_{n\text{ex}} \text{ задаются, } m = \left(\frac{2}{\kappa + 1} \right)^{\frac{\kappa + 1}{2(\kappa - 1)}} \left(\frac{\kappa}{R} \right)^{1/2} - \text{множитель,}$$

зависящий от свойств газа [1], κ – показатель адиабаты, R – газовая постоянная; индексы: r – зона редуцирования, $n\text{ex}$ – вход редуктора, n – выход редуктора.

Коэффициент расхода через сужающееся сопло $m \in (0,1)$ можно представить как произведение двух коэффициентов [1]:

$$m = S_{kp} f, \quad (2)$$

из которых первый S_{kp} учитывает потери полного давления в сужающейся части сопла в момент завершения редуцирования:

$$S_{kp} = P_{nrm} / P_{n\text{ex}m}, \quad (3)$$

а второй – отражает дополнительное сужение струй за пределами среза сужающегося сопла

$$f = S_T / S_r,$$

где $P_{n\text{ex}m}$ и P_{nrm} , соответственно, полное давление на входе и в зоне редуцирования, S_T – площадь за



пределами среза сужающегося сопла; индексы: m – означает момент завершения редуцирования, kp – значение параметра в критическом сечении зоны редуцирования.

В силу ряда особенностей истечения газа из зоны редуцирования поток газа имеет сложную конфигурацию [2]. Измерения расхода газа редукторов показали, что f имеет определённые для каждой конструкции значения.

Из уравнения Д. Бернулли

$$P_{nrm} = P_{rm} + \frac{W_{rm}^2}{2} r_{rm} \frac{\kappa - 1}{\kappa}, \quad (4)$$

где P_{rm} статическое давление в зоне редуцирования в момент завершения процесса.

Используя известные равенства [1]:

$$W = M \sqrt{\kappa \frac{P}{r}}, \quad (5)$$

$$r = r_o P^{\frac{1}{\kappa}}, \quad (6)$$

можем (4) с учётом индексации переписать в виде:

$$P_{nrm} = P_{rm} \left(1 + \frac{\kappa - 1}{2} M_{rm}^2 \right), \quad (7)$$

где M_{rm} , W_{rm} , r_{rm} , r_o – соответственно число Маха, скорость газа и плотности газа в момент завершения редуцирования и при атмосферном давлении.

Подставляя (7) и (3) в (2), получим m_m в докритическом режиме редуцирования

$$m_m = f n_2 \left(1 + \frac{\kappa - 1}{2} M_{rm}^2 \right), \quad (8)$$

где $n_2 = P_{rm}/P_{n\kappa m}$ [2]. При $\kappa = 1,4$, $f = 0,5$ и $n_2 = 0,624$ из газодинамических таблиц [1] следует, что $M_{rm} = 0,85$, а $m_m = 0,35$.

Для критического режима редуцирования, при $M_{rm} = 1$ и $P_{rm}^*/P_{n\kappa m} = p(l)^*$ [1],

(здесь $p(l)^*$ – газодинамическая функция критического отношения давлений, индекс «*» – означает критический параметр), коэффициент расхода m_m^* примет вид

$$m_m^* = f p(l)^* \frac{\kappa + 1}{2}. \quad (9)$$

При $p(l)^* = 0,528$, $\kappa = 1,4$ и $f = 0,5$ коэффициент расхода будет $m_m^* = 0,32$.

Площадь проходного сечения зоны редуцирования в начальный момент можно найти из условия постоянства расхода газа

$$S_r = S_{rm} \frac{W_{rm}}{W_r} \frac{r_{rm}}{r_r}, \quad (10)$$

далее, используя (5) и (6), уравнение (10) приводится к виду:

$$S_r = S_{rm} \frac{M_{rm}}{M_r} \left(\frac{P_{rm}}{P_r} \right)^{\frac{\kappa + 1}{2\kappa}}. \quad (11)$$

При $P_{rm} = P_\kappa$, $M_{rm} = M_r = 1$ и $P_r = p(l)^* P_{n\kappa}$:

$$S_r^* = S_{rm} \left(\frac{1}{p(l)^*} \right)^{\frac{\kappa + 1}{2\kappa}} \left(\frac{P_\kappa}{P_{n\kappa}} \right)^{\frac{\kappa + 1}{2\kappa}} \quad (12)$$

При $M_{rm}/M_r = 1$, $P_\kappa/P_r = n_4$, $P_r/P_{n\kappa} = n_2$ и $n_1^* = n_2 n_4 = P_\kappa/P_{n\kappa}$ [2] из (11) получим

$$S_r = S_{rm} \left(\frac{1}{n_1^*} \right)^{\frac{\kappa + 1}{2\kappa}} \left(\frac{P_\kappa}{P_{n\kappa}} \right)^{\frac{\kappa + 1}{2\kappa}}. \quad (13)$$

Если учесть, что $S = p d_y^2 / 4 = H p d_y$, где d_y – условно-проходной диаметр зоны редуцирования, H – расстояние клапана от седла (рис. 2 и 3), то для расчёта соответствующих H с учётом равенств (12) и (13) получим:

$$H^* = H_m \left(\frac{1}{p(l)^*} \right)^{\frac{\kappa + 1}{2\kappa}} \left(\frac{P_\kappa}{P_{n\kappa}} \right)^{\frac{\kappa + 1}{2\kappa}}, \quad (14)$$

$$H = H_m \left(\frac{1}{n_1^*} \right)^{\frac{\kappa + 1}{2\kappa}} \left(\frac{P_\kappa}{P_{n\kappa}} \right)^{\frac{\kappa + 1}{2\kappa}}. \quad (15)$$

Найденные выражения H^* и H определяют ход клапана в любой момент редуцирования. При равных расходах газа и давлениях выхода $H > H^*$, т.к. при критическом редуцировании $P_\kappa/P_{n\kappa} < p(l)^*$, а в



докритическом – $P_6/P_{н\kappa x} > n_1^*$ и $n_1^* > p(l)^*$, что объясняет причину увеличения давления выхода при переходе с критического режима редуцирования в докритический. Величины S_r и H зависят от соотношения $(P_6/P_{н\kappa x})^{\frac{\kappa+1}{2\kappa}}$, поэтому согласно (14) и (15) к моменту завершения редуцирования они увеличиваются до значений S_{rm} и H_m .

Далее, подставляя в (1) m и S_r выражения (8), (9) и (12), (13), найдём:

$$G^* = \left[f p(l)^* \frac{\kappa+1}{2} \left(\frac{1}{p(l)^*} \right)^{\frac{\kappa+1}{2\kappa}} \left(\frac{P_6}{P_{н\kappa x}} \right)^{\frac{\kappa+1}{2\kappa}} \right] m \frac{p d_y^2}{4} \frac{P_{н\kappa x}}{\sqrt{T_{н\kappa x}}}, \quad (16)$$

$$G = \left[f n_2^* \left(1 + \frac{\kappa-1}{2} M_{rm}^2 \right) \left(\frac{1}{n_1^*} \right)^{\frac{\kappa+1}{2\kappa}} \left(\frac{P_6}{P_{н\kappa x}} \right)^{\frac{\kappa+1}{2\kappa}} \right] m \frac{p d_y^2}{4} \frac{P_{н\kappa x}}{\sqrt{T_{н\kappa x}}} q, \quad (17)$$

где q – газодинамическая функция безразмерной плотности тока, определяется по отношению $P_6/P_{н\kappa x}$ из таблиц газодинамических функций [1]. Обозначая множители в квадратных скобках m_r^* и m_r , получим:

$$G^* = m_r^* m \frac{p d_y^2}{4} \frac{P_{н\kappa x}}{\sqrt{T_{н\kappa x}}}, \quad (18)$$

$$G = m_r m \frac{p d_y^2}{4} \frac{P_{н\kappa x}}{\sqrt{T_{н\kappa x}}} q. \quad (19)$$

Из уравнений (18) и (19) следует, что по мере падения $P_{н\kappa x}$ коэффициенты расхода m_r^* и m_r увеличиваются соответственно до m_{rm}^* и m_{rm} .

При инженерных расчётах обычно задают: расход газа в редукторе, давление входа ($P_{вх}^*$) и выхода (P_6), температуры газа в источнике и окружающей среде. В этом случае по выражениям (16) и (17) можно определить d_y , а далее по уравнению неразрывности можно найти диаметры входа – $D_{вх}$ и выхода – D_6 в докритическом и критическом режимах редуцирования по следующим формулам:

$$D_{вх} = d_y \sqrt{\frac{M_r}{M_{вх}}} \cdot (n_2)^{\frac{\kappa+1}{4\kappa}} \text{ и } D_6 = d_y \sqrt{\frac{M_r}{M_6}}, \quad (20)$$

$$D_{вх}^* = d_y \left(\frac{2}{\kappa+1} \right)^{\frac{\kappa+1}{4(\kappa-1)}} \frac{1}{\sqrt{M_6}} \text{ и } D_6^* = d_y \frac{1}{\sqrt{M_6}}. \quad (21)$$

При $k=1,4$, $M_{вх}=0,2$, $M_r=0,85$, $M_6=0,17$, $n_2=0,624$, $P_{rm}=P_6$ и $M_r=1$, получим $D_{вх}=1,7d_y$, $D_6=2,2d_y$ и $D_{вх}^*=1,7d_y$, $D_6^*=2,4d_y$.

При работе с дистанционно управляемыми мембранными редукторами, имеющими тарельчатый клапан, несвязанный конструктивно со штоком, наблюдаются колебания P_6 (рис.1а, б). Колебания обычно проявляются при расходах газа и P_6 значительно ниже расчётных. При этом значение отношения давлений $P_6/P_{вх} << p(l)^*$.

Исследования показали, что клапан редуктора, конструктивно не связанный со штоком, отделялся от него под действием силы, нарушающей динамическое равновесие. Этой силы не доставало для удержания клапана в новом положении (переставала действовать сила от штока при отрыве от него клапана) и он «шлёпался» снова на шток, повторяя подскоки. Внешне

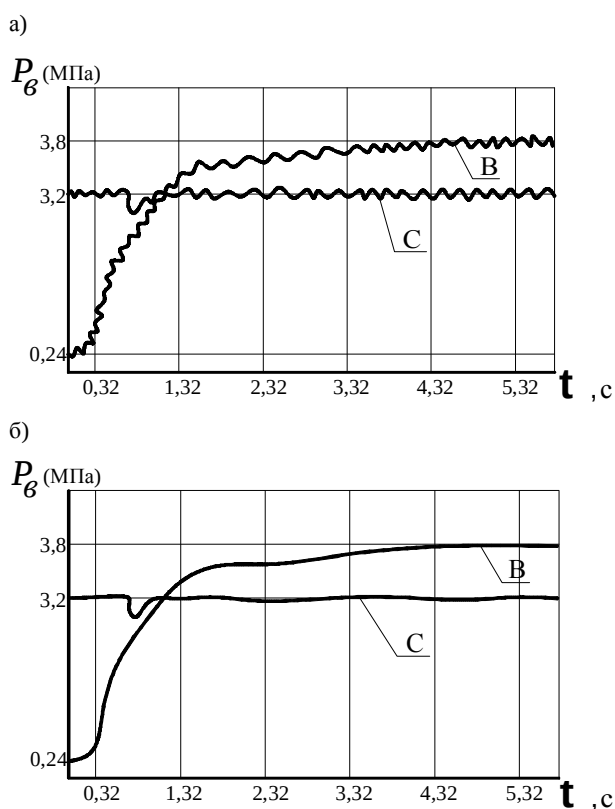


Рис. 1. а – кривые давления выхода стандартных редукторов: воздуха (В), углекислого газа (С); б – кривые давления выхода усовершенствованных стандартных редукторов: по воздуху (В) – «стаканом», по углекислому газу (С) – «догрузкой»

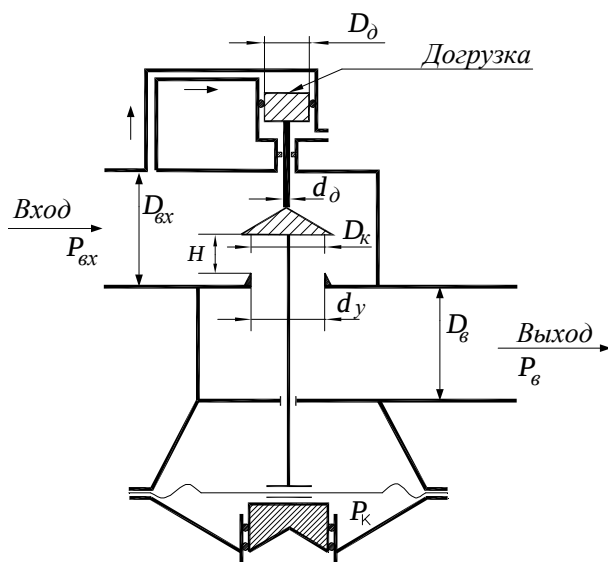


Рис. 2. Усовершенствованный стандартный редуктор с «догрузкой»

это проявлялось шумом от удара клапана о шток. На режимах ниже расчётных они совершаются рядом с седлом, что проявляется в колебаниях P_g . Силой (F), вызывающей подскоки клапана, является давление среды в зоне редуцирования, помноженное на площадь торца клапана,

$$F = P_{вх} \left(\frac{2}{\kappa + 1} \right)^{\frac{\kappa}{\kappa - 1}} \frac{P}{4} D_k^2, \quad (22)$$

где D_k – диаметр клапана.

Сила F может быть уравновешена силой «догрузки» (F_d), которая прижимает клапан к штоку (рис. 2), тогда

$$F_d = P_{вх} \frac{P}{4} (D_d^2 - d_d^2), \quad (23)$$

где D_d – диаметр поршня догрузки, d_d – диаметр штока догрузки.

Из (22) и (23) следует

$$D_d = \sqrt{d_d^2 + \left(\frac{2}{\kappa + 1} \right)^{\frac{\kappa}{\kappa - 1}} D_k^2}. \quad (24)$$

На практике диаметр штока d_d догрузки рассчитывается на сжатие, а при больших длинах проверяется и на устойчивость [3].

На некоторых редукторах был использован способ перекрытия излишка проходного сечения зоны редуцирования «стаканом» (рис. 3). В этом случае

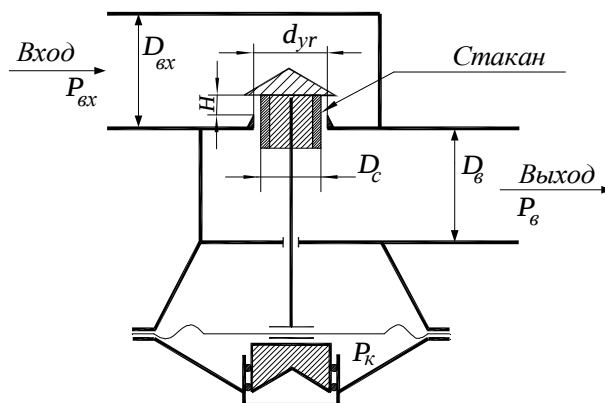


Рис. 3. Усовершенствованный стандартный редуктор со «стаканом»

условный диаметр в рабочем режиме ($d_{ур}$) может быть найден из (16) по формуле:

$$d_{ур} = \sqrt{\frac{4G^* \sqrt{T_{пвхр}}}{f p(l)^* \frac{\kappa + 1}{2} \left(\frac{1}{p(l)^*} \right)^{\frac{\kappa + 1}{2\kappa}} \left(\frac{P_{вр}}{P_{пвхр}} \right)^{\frac{\kappa + 1}{2\kappa}} m p P_{пвхр}}}, \quad (25)$$

где индекс « p » означает рабочий режим.

Разность площадей зоны редуцирования при расчетном режиме работы редуктора $S_r = p d_{ур} H_{mr}$ и рабочим режимом $S_p = p d_{ур} H_{mp}$ даст площадь, перекрываемую «стаканом» $S_r - S_p = S_c$ ($S_c = p D_c / 4$).

Тогда диаметр стакана (D_c) будет

$$D_c = \sqrt{d_{ур}^2 - d_{ур}^2} \quad (26)$$

Из (24) и (26) следует, что диаметры догрузки и стакана не зависят от давления газа. Результаты проведённых расчетов для различных газов сведены в таблицу: на А (азот) и С (углекислота) использовалась «догрузка», на В (воздух) – «стаканы», а на Г (гелий) – оба способа попеременно.

Из рис. 1б видно, что после усовершенствования конструкции редуктора давление P_g значительно уменьшило колебания. Изучение вышеизложенных причин колебания давления на выходе редуктора привело к разработке его новой конструкции [4], которая устраняет эти колебания.



Таблица

Газ	Кол- во. Ред.	$P_{вр}^* / P_{впр}^*$	$P_{вр} / P_{впр}$	G_r / G_p	$H_{ор} / H_{mr}$	$H_{ор} / H_{mp}$	D_δ / D_c
$B_{m=0,396}^{K=1,4}$	2	200 / 200	40 / 37	70 / 27,5	12,5 / 28,7	4,95/12,1	$D_\delta / 60,5$
$A_{m=0,396}^{K=1,4}$	2	200 / 200	80 / 19	8,31 / 1,2	5,04 / 6,4	0,9/3,9	$32,7 / D_c$
$C_{m=0,487}^{K=1,33}$	2	200 / 150	80 / 6	9,67/12	4,92 / 6,4	0,31/2,9	$33 / D_c$
$\Gamma_{m=0,154}^{K=1,6}$	1	200 / 100	40 / 15	13,2 / 2,15	8,9 / 18,9	2,9/7,75	$63/38,6$

Изложенные результаты исследований и предлагаемые расчёты могут быть использованы при проектировании систем газообеспечения теплоэнергетических установок, в жилищно-коммунальном хозяйстве, авиа- и машиностроении, химической и других отраслях промышленности.

Литература

1. Абрамович Г.Н. Прикладная газовая динамика. – М.: Наука, 1976. – 888 с.
2. Правник Ю.И., Казаков В.А., Садыков Р.А. Редуцирование газа в дистанционно управляемых редукторах большого расхода. // Известия КазГАСУ, 2008, №1 (9). – С. 152–158.
3. Яковлев К.П. Краткий физико-технический справочник. Т. 2. – М.: Физматгиз, 1960. – 412 с.
4. Садыков Р.А., Правник Ю.И., Давлетбаева Ф.И. Редуктор, положительное решение о выдаче патента на изобретение по заявке №20071274/28 (030463) от 20.07.2007.

УДК 541.183

Р.Г. Сафиуллин – кандидат технических наук, доцент

Казанский государственный архитектурно-строительный университет (КазГАСУ)

ДИСПЕРСНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ПОРИСТЫХ ВРАЩАЮЩИХСЯ РАСПЫЛИТЕЛЕЙ И ПЕРСПЕКТИВНЫЕ КОНСТРУКЦИИ УВЛАЖНИТЕЛЕЙ НА ИХ ОСНОВЕ

АННОТАЦИЯ

Представлены основные характеристики пористых вращающихся распылителей (ПВР), показывающие их преимущества перед гидравлическими форсунками и вращающимися дисками. Предлагаются схемные решения для некоторых типов увлажнительных аппаратов промышленного и бытового назначения на основе ПВР.

R.G. Safiullin – candidate of technical sciences, associate professor
Kazan State University of Architecture and Engineering (KSUA)

THE DISPERSIVE CHARACTERISTICS OF POROUS ROTARY ATOMIZERS AND THE PERSPECTIVE DESIGNS OF HUMIDIFIERS ON THEIR BASIS

ABSTRACT

The basic characteristics of porous rotary atomizers, which demonstrate their advantages in front of hydraulic nozzles and rotating disks, are presented. Technical solutions for some types of industrial and household humidifiers on the PRA basis are suggested.

При выборе распылителей для системы увлажнения воздуха обычно принимают во внимание три основных фактора. Во-первых, качество распыливаемой воды. Во-вторых, стоимость приобретения и обслуживания распылителей. В-третьих, качество распыла, его равномерность, тонкость и дисперсность, которые должны регулироваться в зависимости от изменений параметров воздуха.

Форсунки с диаметром сопла $0,2 \div 0,4$ мм и дисковые распылители, традиционно используемые в аппаратах для адиабатического увлажнения, очень чувствительны к содержанию в распыливаемой воде солей и минералов. Образование известковых наслоений на поверхности диска или форсунки ведет к увеличению доли крупных капель в факеле распыла и увеличивает вероятность их выброса в обслуживаемые помещения. Известковые отложения на диске также нарушают его динамическую балансировку, приводя к увеличению уровня шума от работы таких систем. Из-за низкого качества воды периодичность очистки указанных распылителей может составлять менее 1 раза в неделю.

Форсунки и диски не обеспечивают равномерности и монодисперсности распыла. Механизм каплеобразования у них основан на распаде турбулентных струй и плёнок жидкости под действием нерегулярных (случайных) возмущений. Подобный способ распыливания всегда приводит к образованию полидисперсной системы капель со значительным содержанием крупных фракций.

Экспериментальными исследованиями [1] установлено, что пористыми вращающимися распылителями (ПВР) реализуется принципиально

иной механизм распыления жидкости. Каплеобразование здесь происходит непосредственно на однородных гранулах пористого материала, из которых сформирована распыливающая поверхность ПВР.

Принципиальная схема ПВР – это вращающийся на оси электродвигателя полый пористый цилиндр из зернистого материала, к внутренней поверхности которого равномерно подается жидкость (рис. 1). Под действием центробежной силы жидкость фильтруется через капиллярно-пористую стенку цилиндра и в виде струй или капель сбрасывается с зерен на его внешней (распыливающей) поверхности.

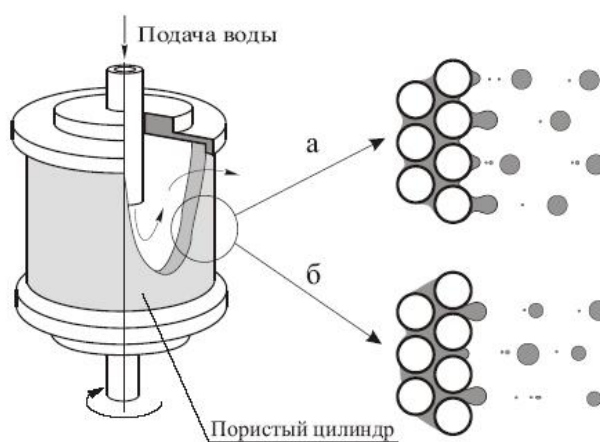


Рис. 1. Пористый вращающийся распылитель:
а – каплеобразование при смачивании;
б – каплеобразование при несмачивании

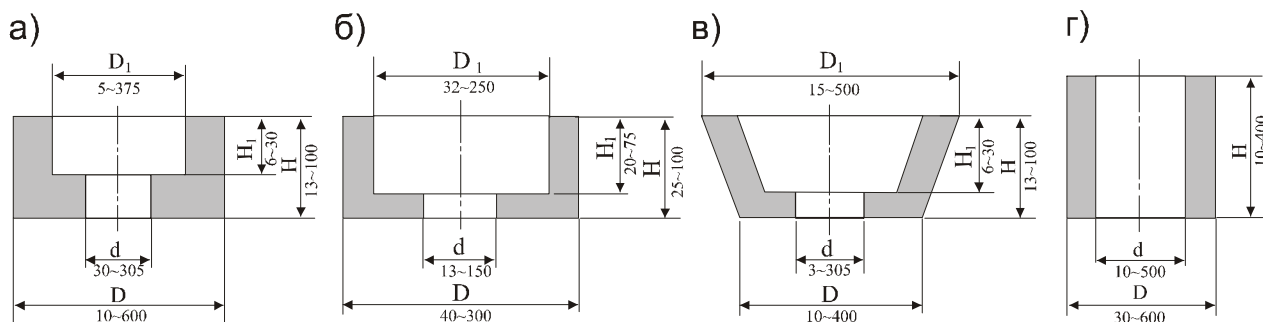


Рис. 2. Абразивные изделия в форме кругов типа ПВ (а), ЧЦ (б), ЧК (в) и ПП (г) по ГОСТ 2424-83

При смачивании каплеобразование происходит на поверхности одноразмерных зерен пористого материала. При несмачивании отдельные капли формируются из коротких ламинарных струек, вытягивающихся из пор на рабочей поверхности распылителя, также одинаковых по своим размерам.

Одинаковые размеры зерен материала ПВР и равные условия формирования на них капель обеспечивают высокую степень монодисперсности распыла. При этом производительность одного ПВР может просто регулироваться за счет изменения подачи жидкости в широких пределах от 0,1 до 1000 кг/ч без изменения качества распыливания.

Материалом для ПВР может служить пористая фильтрующая керамика, пористое стекло, металлокерамика и другие материалы, полученные формованием под высоким давлением из равномерной смеси связки и зерен заданного номера зернистости с последующим спеканием компонентов.

Наиболее дешевым, технологичным и универсальным является абразивный материал, в наибольшей степени отвечающий условиям

использования в ПВР. Он обладает высокой пористостью, одноразмерным зерновым составом, прочен и химически стоек к агрессивным средам. В качестве готовых диспергирующих элементов ПВР могут использоваться стандартные изделия из абразива, имеющие цилиндрическую и коническую форму (рис. 2). Промышленностью выпускается более 800 типоразмеров абразивных кругов 20 номеров зернистости (от 50 до 400 мкм), различающихся лишь устройством их внутренней части и стоимостью (от 30 до 80 рублей).

На основе абразивных кругов типа ПП, ПВ, ЧЦ, а также конусных дисков ЧК разработано несколько конструкций распылителей, которые могут успешно применяться в промышленных и бытовых увлажнителях. На рис. 3 а показан ПВР закрытого типа, предназначенный для распыливания чистых или условно чистых жидкостей. К последним можно отнести воду, которая содержит частицы примесей меньшего размера, чем размеры самых малых пор ПВР.

В аппаратах с рециркуляцией воды могут применяться схемы распылителей со щелью под

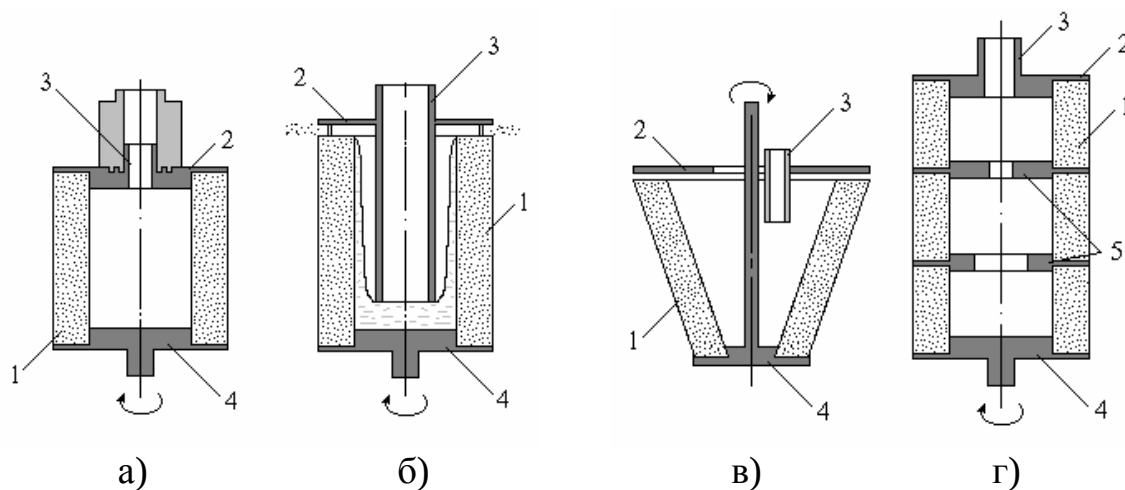


Рис. 3. Конструктивные схемы ПВР: а – закрытого типа; б – цилиндрический и в – конусный для загрязненных жидкостей; г – трехкамерный; 1 – диспергирующий элемент; 2 – верхняя крышка; 3 – патрубок для подачи жидкости; 4 – нижняя крышка; 5 – диафрагмирующие перегородки

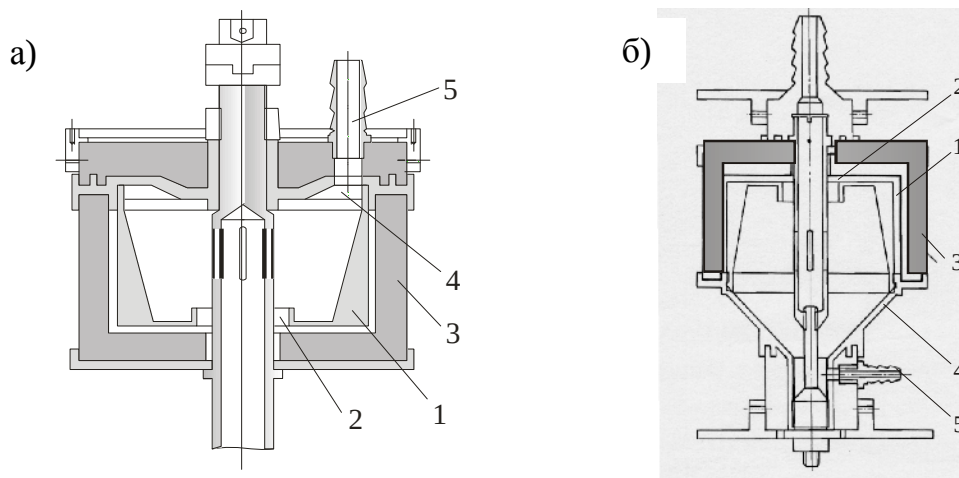


Рис. 4. ЛВР на основе абразивных изделий ЧЦ для загрязненных жидкостей:
а – с верхним отводом загрязнителя; б – с нижним отводом загрязнителя по [2]

верхней крышкой (рис. 3, б и в). Преимуществом данных конструкций является возможность создания разницы сопротивлений на пористой стенке и в щели, что обеспечивает отвод и распыление поверхностного слоя воды, содержащего всплывающие частицы загрязнителя (органическую пыль, волокна и т.д.)

Для диспергирования больших количеств воды и равномерного распределения ее по высоте контактной зоны тепло-массообменного аппарата разработана секционная конструкция ЛВР с диафрагмирующими перегородками (рис. 3г). В этой конструкции одинаковые условия каплеобразования обеспечиваются для всей распыливающей поверхности. В секциях ЛВР возможно использование абразивных кругов различной зернистости для получения полей распыленной жидкости разной плотности и дисперсности.

При использовании жидкостей с плотными механическими примесями хорошо зарекомендовали себя конструкции [2], приведенные на рис. 4. Во внутренней полости распылителей смонтирован специальный вкладыш-ротор 1 с конической внутренней поверхностью, выполняющий функцию осадительной центрифуги. Твердые частицы, имеющие

плотность большую, чем у распыливаемой жидкости, выделяются и осаждаются под действием центробежной силы на внутренней поверхности вкладыша в виде кольцевого слоя осадка. Очищенная жидкость отводится через центральную щель 2 к внутренней поверхности пористого цилиндра 3 и распыляется, а осадок периодически удаляется из распылителя по каналу 4 через отводной штуцер 5.

В работе ЛВР из абразивного материала можно выделить три характерных режима распыления (рис. 5). Первый режим – «плёночный» (рис. 5а). Он реализуется при скоростях вращения $v_p = 2 \div 4$ м/с, когда всю наружную поверхность абразива покрывает довольно толстая пленка жидкости. На возмущенных участках пленки вытягиваются отростки, от которых отделяются крупные капли (до $1 \div 2$ мм), сопровождаемые мелкими каплями-сателлитами.

При увеличении скорости вращения ЛВР (до $8 \div 12$ м/с) наступает режим «струеобразования» на зернах абразива (рис. 5 б). Диаметры струй и размеры образующихся при их распаде капель сравнимы с размерами зерен в абразиве. Так как гранулометрический состав зерен при производстве абразивных изделий практически монодисперсный, то

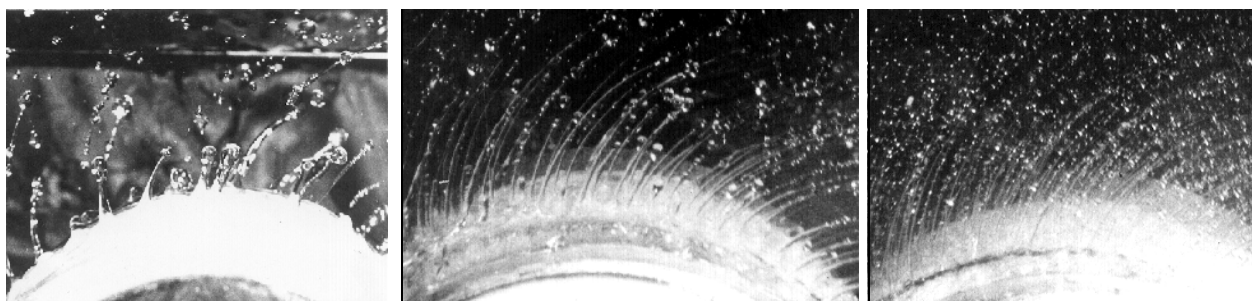


Рис.5. Режимы распыливания ЛВР из абразивного материала:
а – плёночный; б – струйный; в – струйно-капельный

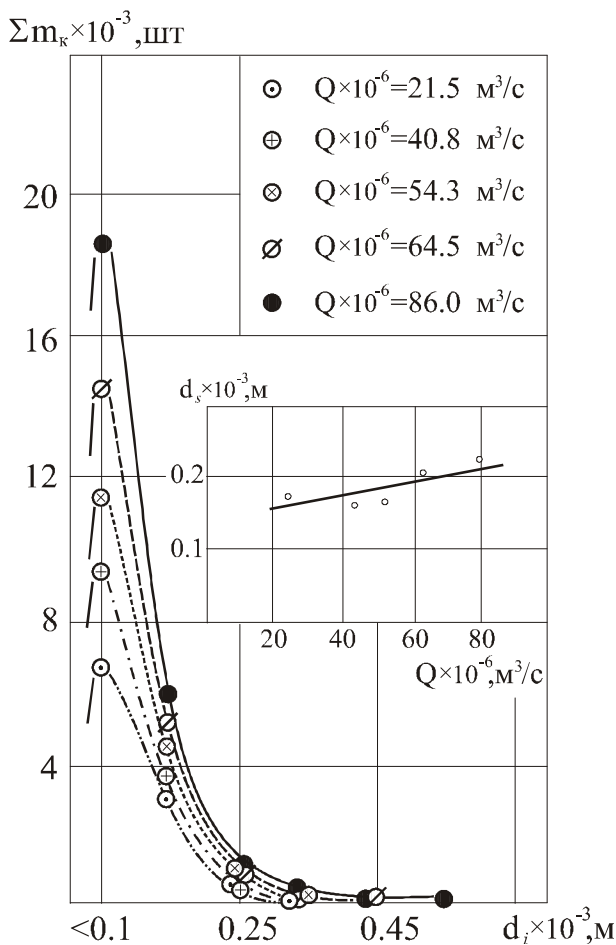


Рис. 6. Характер распределения капель по размерам в струйно-капельном режиме работы ПВР-250 ($d_p = 35.5 \cdot 10^{-3}$ м; $v_p = 5,6$ м/с)

и состав факела капель в струйном режиме у ПВР близок к монодисперсному. В результате при работе распылителя образуется объемный по высоте, однородный по составу и достаточно тонкий распыл (средний диаметр капель $200 \div 250$ мкм).

При дальнейшем увеличении скорости вращения (до $v_p = 20$ м/с) достигается «струйно-капельный» режим, при котором на зернах формируются тончайшие короткие струи и отдельные капли (рис. 5в). Размеры образующихся капель становятся меньше размеров зерен абразива, монодисперсность факела увеличивается. По характеру распределения капель в распыле работа ПВР в этом режиме сравнима с работой пневматических форсунок (рис. 6). Такие характеристики ПВР позволяют интенсифицировать испарение и с высокой эффективностью проводить процесс адиабатического увлажнения воздуха. Однако подойти к этому режиму достаточно сложно, так как необходима частота вращения распылителя более $3000 \div 5000$ об/мин.

При скоростях вращения свыше 20 м/с ($7000 \div 10000$ об/мин) возможно достижение практически

монодисперсного «капельного» режима, когда на каждом зерне формируется и отрывается не струя, а отдельная капля диаметром $40 \div 50$ мкм. В этом режиме наиболее существенное влияние на размер капель оказывают структурные характеристики ПВР, и в первую очередь – зернистость распыливающей поверхности. Это видно по рис. 7, где распределение капель по размерам в факеле распыленной воды практически аналогично зерновому составу абразивного материала исследованных распылителей. Так, для ПВР с зернистостью марки 250 характерно наличие основной фракции зерна (до 70%) диаметром от 100 до 200 мкм, а также содержание дополнительной фракции в количестве $10 \div 30$ % от основной. Обе основные фракции капель также имеют соответствующее содержание и в распыле. Эта особенность свойственна и для ПВР с зернистостью марки 400.

Ниже предлагаются некоторые перспективные конструкции увлажнителей воздуха на основе ПВР.

Схема бытового увлажнителя с ПВР из абразивного материала показана на рис. 8а. Воздух помещения протягивается вентилятором 3 через дождевое пространство из микрокапель, образованных пористым вращающимся распылителем 1, увлажняется и выходит обратно в помещение через отверстия перфорации на верхней полусфере корпуса. Вода к ПВР поднимается по поверхности смачиваемого конуса 2 под действием центробежной силы и силы поверхностного натяжения. Проходя через слой

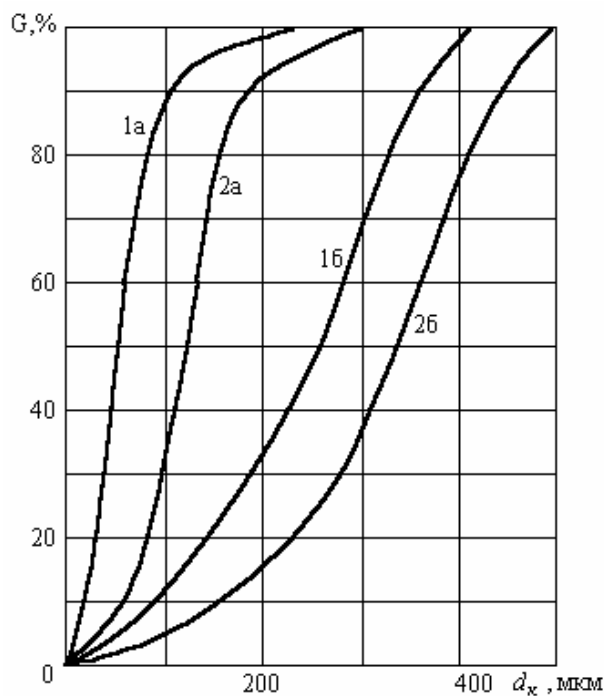


Рис. 7. Характер распределения капель (1) в капельном режиме и зерен (2) в образцах ПВР-250 (а) и ПВР-400 (б) при смачивании

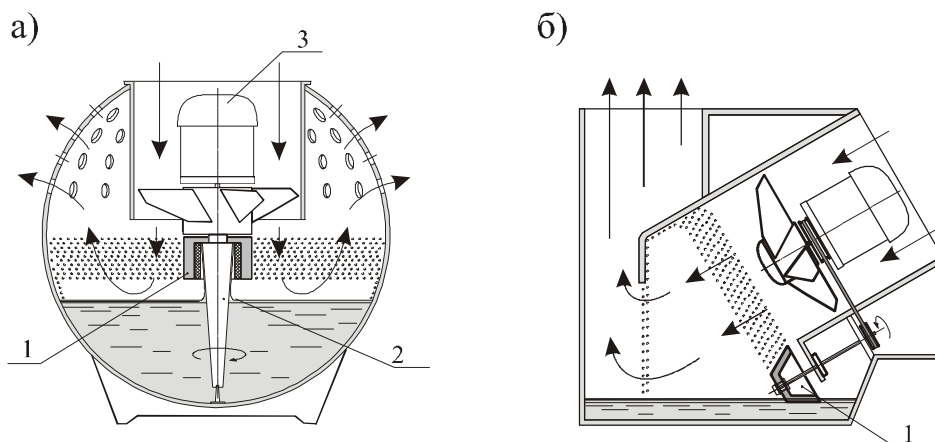


Рис. 8. Схемы конструкций бытовых увлажнителей воздуха на основе ПВР из абразивного материала

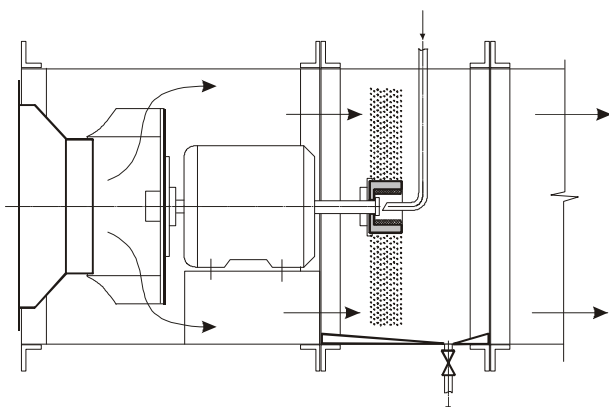


Рис. 9. Схема секции увлажнения с канальным вентилятором и ПВР

дополнительного пористого материала (например, поролон или фильтровальной бумаги), вода очищается от загрязнений и равномерно распределяется по внутренней поверхности ПВР, затем фильтруется через пористую стенку распылителя 1 и каплями сбрасывается с зерен на его внешней поверхности.

Конструкция отличается простотой и небольшой стоимостью, которая не превышает цены наиболее дешевых паровых бытовых увлажнителей воздуха, представленных на современном рынке. При работе предлагаемого увлажнителя отсутствует шум низкого тона, так как скорость в сечении дождевого пространства образца с ПВР составляет менее 0,7 м/с. Также практически отсутствует вынос мелких капель из аппарата.

На рис. 8б представлена принципиальная конструкция увлажнителя воздуха с «погружным» ПВР. В качестве материала распылителя здесь используется абразивный круг 1 типа ЧК (чаша коническая). В этой схеме вода смачивает и распыляется только с внешней поверхности ПВР, а не фильтруется через толщу пористой стенки распылителя. Такое решение позволяет избежать засорения пор абразивного

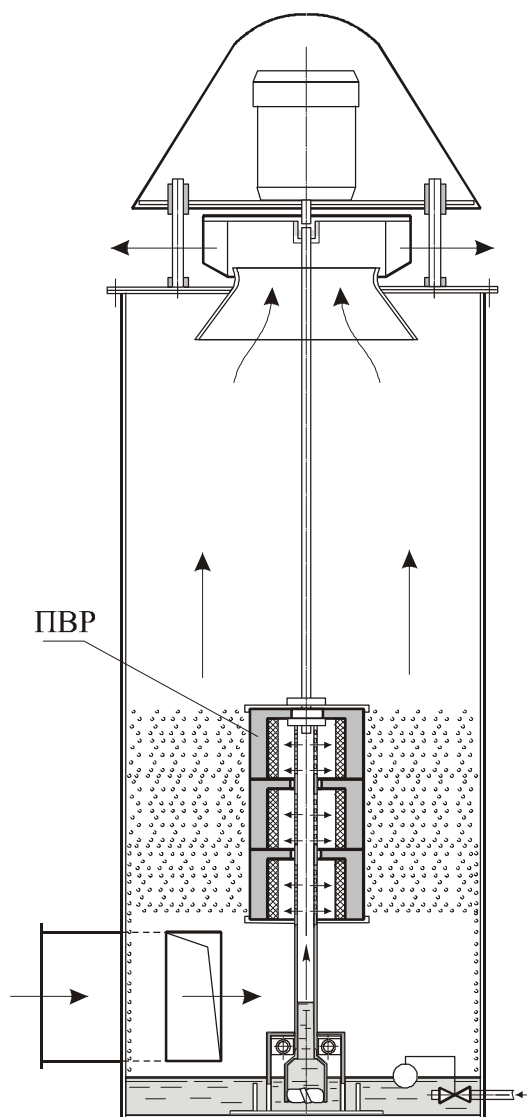


Рис.10. Схема аппарата для доувлажнения производственных помещений с многоярусным ПВР



материала при длительном использовании рециркуляционной воды.

Появление на рынке конструкций канальных вентиляторов, развивающих скорость вращения крыльчатки до 2500 об/мин, позволяет использовать их комбинацию с ПВР для конструирования увлажнительных секций подвесных или настенных приточных камер. На рис. 9 показана возможная схема такого увлажнителя.

Рис. 10 иллюстрирует пример использования многоярусного комбинированного ПВР для аппарата системы доувлажнения воздуха производственных помещений. В устройстве в виде круглой колонны с тангенциальным патрубком 6 для входа воздуха можно проводить глубокое увлажнение за счет создания высокого объемного факела мелкодисперсных капель. Такой факел образуется в результате работы распылителя 1 в виде пакета из абразивных кругов типа ЧЦ (чаши цилиндрические), защищенных от засорения

прокладками из фильтровальной бумаги 2. Вода в ПВР поднимается из бака с помощью винтового погружного насоса 5, вращающегося на валу скоростного электродвигателя 4 центробежного вентилятора 3. Подобная конструкция может иметь высокий коэффициент орошения и производительность по воздуху.

Литература

1. Сафиуллин Р.Г., Николаев Н.А., Посохин В.Н., Колесник А.А. Диспергирование жидкости пористыми вращающимися распылителями. Модели каплеобразования. – Казань: ЗАО «Новое знание», 2004. – 64 с.
2. А.с. № 1745358 (СССР). Распылитель для загрязненных жидкостей. Сафиуллин Р.Г., Колесник А.А., Сергеев А.Б., Николаев Н.А. Оpubл. в Б.И. №25, 1992.



УДК 628.3.622.5

А.А. Адельшин – аспирант, инженер

А.Б. Адельшин – доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой водоснабжения и водоотведения

Р.А. Каюмов – доктор физико-математических наук, профессор, заведующий кафедрой сопротивления материалов

Казанский государственный архитектурно-строительный университет (КазГАСУ)

ДИФФЕРЕНЦИАЛЬНЫЕ ФУНКЦИИ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ ВРЕМЕНИ ПРЕБЫВАНИЯ ЖИДКОСТИ В АППАРАТЕ С ЗАКРУЧЕННЫМ ТЕЧЕНИЕМ

АННОТАЦИЯ

Исследованиями создана технология очистки нефтепромысловых сточных вод (НСВ), которая предусматривает предварительное разрушение бронирующих оболочек на каплях нефти, укрупнение и уменьшение полидисперсности капель нефти за счет гидродинамической обработки исходной НСВ в закрученных потоках аппарата ГКС, включающего гидроциклон, цилиндрические камеры на сливах гидроциклона.

Получены структурные схемы и математические модели гидродинамики, дифференциальные функции распределения времени пребывания жидкости аппарата ГКС, позволяющие оптимизировать режим работы ГКС.

A.A. Adelshin – post-graduate student, engineer

A.B. Adelshin – doctor of technical sciences, professor, head of Water Supply and Water-Drainage department

R.A. Kayumov – doctor of physical-mathematical sciences, professor, head of Materials Resistance department

Kazan State University of Architecture and Engineering (KSUAE)

THE DIFFERENTIAL FUNCTIONS OF LIQUID STAY DURATION DISTRIBUTION IN PLANT WITH SWIRLING FLOWS

ABSTRACT

The technology for oil-field sewage (OFS) cleaning is developed. It provides preliminary destruction of armoring shells on the oil drops, agglomeration and decreasing of polydispersity of the oil drops by hydrodynamic treatment of initial OFS in swirling flows of HCD - plant including hydrocyclone, cylindrical chambers at the hydrocyclone discharges. The structure charts, mathematical models of hydrodynamic, the differential functions of liquid stay duration distribution in HCD – plant are received; they allow optimizing the HCD – plant.

В настоящее время в нефтяной промышленности РФ более 90% нефти добывается на месторождениях, разрабатываемых с использованием методов заводнения продуктивных пластов с целью поддержания пластового давления. Утилизация промышленных сточных вод (НСВ) в системах заводнения является и экономически, и экологически высокоэффективной [1, 2].

Обустройство нефтяных месторождений предусматривает широкое применение установок для очистки НСВ в блочном исполнении с высоким эффектом очистки и единичной мощностью при ограниченном объеме; герметичность, транспортабельность и высокую индустриальность установок в изготовлении и монтаже. Одним из направлений в решении указанных требований являются создание новых методов аппаратов, интенсификация и совершенствование технологических процессов гидродинамического разрушения и очистки НСВ.

Сущность и эффективность процесса разрушения, очистки НСВ заключается в достаточно полном и быстром снижении агрегативной и кинетической устойчивости НСВ путем, главным образом, разрушения бронирующей оболочки на каплях нефти и их коалесценции. Эти процессы осуществляются наиболее полно и интенсивно при определенной степени турбулизации потока НСВ в полости различных аппаратов – гидродинамических каплеобразователей.

Исследованиями создана технология очистки НСВ, которая предусматривает предварительное разрушение бронирующих оболочек на каплях нефти, укрупнение и уменьшение полидисперсности капель нефти гидродинамической обработкой исходной НСВ. Технология реализована в установках очистки НСВ по схеме: гидроциклон – цилиндрические камеры на верхнем и нижнем сливах гидроциклона – отстойник (установки типа БГКО) [3-11].

При этом различные схемы «гидроциклон – цилиндрические камеры сливов» в сущности образуют



гидродинамические центробежные каплеобразователи (в дальнейшем сокращенно аппарат ГКС). В конструктивных решениях установок БГКО [4-11] гидродинамический каплеобразователь ГКС скомпонован в единый блок с отстойником и предназначен для интенсификации, повышения эффекта очистки НСВ при последующем отстаивании. При этом гидроциклон служит для предварительной гидродинамической обработки НСВ: разрушения стабилизированных частиц примесей, бронирующих оболочек нефтяных капель и их коалесценции и уменьшения полидисперсности капель нефти. В составе аппарата ГКС гидроциклон является также устройством для получения закрученного потока в камерах сливов в результате тангенциальной подачи НСВ в гидроциклон.

Время пребывания частиц нефти в гидроциклоне составляет 1,1-3 сек, что недостаточно для наиболее полной реализации известных стадий механизма разрушения НСВ [2]. С целью увеличения времени пребывания частиц нефти в объеме аппарата с закрученным течением, т.е. увеличения времени гидродинамической обработки НСВ в закрученном потоке, в составе аппарата ГКС установки БГКО предусмотрены достаточно длинные цилиндрические камеры на сливах гидроциклона. В зависимости от геометрических и технологических параметров гидроциклона диаметр и длина сливных камер могут быть разными. Сливными камерами могут служить трубопроводы обвязки. В любом случае сливные камеры выполняют транспортные и технологические функции по разрушению НСВ, в которых образуется сложное закрученное турбулентное течение, о котором количественная и качественная информация практически отсутствует. После гидроциклона в камерах сливов его гидродинамическая обработка НСВ осуществляется последовательно во всех областях потока – в зонах: расширения закрученной струи, стабильного закрученного течения, затухания закрученного течения, переходного и осевого потенциального течения, циркуляционных и тороидальных. Указанные области течения характеризуются различными качественными и количественными параметрами течения, изменяющимися по длине и объему в целом сливных камер. В сливных камерах НСВ подвергается наиболее универсальной комплексной гидродинамической обработке по наиболее полному числу и качеству различных видов сил воздействия на частиц нефти в НСВ.

Совместный анализ гидродинамических процессов и механизма разрушения НСВ по схеме БГКО показывает, что здесь максимально достигается полнота условий воздействия факторов и требуемое технологическое время для очистки НСВ и реализуются все этапы механизма разрушения, очистки НСВ при воздействии более 12 многократно действующих интенсифицирующих факторов – сил: тяжести,

центробежных, набегающего потока, столкновения капель, турбулентных пульсаций, притяжения к стенке, косого удара, гидродинамического воздействия, давления потока на стенку, разрыва частиц, поверхностного натяжения, разности динамических напоров у стенки, изменяющиеся по величине и направлению градиенты скорости и давления, а также существование зон циркуляции, в т.ч. центральные тороидальные; существование подвижных инверсирующих поверхностей нулевых скоростей, границ расширения и сужения потока, процессирующего вихревого ядра. При этом продолжительность предварительной комплексной гидродинамической обработки НСВ в закрученном потоке по схеме «гидроциклон – камеры сливов» составляет 30-40 с [2, 3]. В камерах сливов гидроциклонов ГКС гидродинамические параметры потоков во всех областях способствуют получению наиболее монодисперсной системы частиц нефти наибольшего размера. При этом основными факторами процесса коалесценции являются: расход, диаметр, вязкость среды, поверхностное натяжение, концентрация и степень полидисперсности частиц нефти. Очевидно, в камерах сливов необходимо исключить возможность расслоения эмульсии, гравитационного осаждения нефтяных глобул, что обуславливает длительность воздействия, максимальное сближение, число столкновений, слияние, уменьшение полидисперсности частиц нефти, т.е. в целом эффективную коалесценцию. Для предотвращения расслоения эмульсии в камерах сливов следует поддерживать в них турбулентный режим в автомодельной области ($Re \geq 10000$) и достаточно высокое значение параметра закрутки, чтобы скорость турбулентных пульсаций потока превышала скорость гравитационного осаждения частиц нефти [3].

При построении модели структуры потока следует учитывать, что модель должна отражать физическую сущность реального потока и в то же время иметь достаточно простое математическое описание; давать возможность определить ее параметры (коэффициенты уравнений) по экспериментальным данным или расчетным способом; быть удобной для использования при расчетах конкретных технологических процессов [12]. Из этих общих требований исходят во всех случаях построения модели и, кроме того, дополняют их специфическими требованиями после выяснений особенностей, характерных для каждого конкретного случая объекта исследования.

Объекты установок очистки НСВ многообразны по устройству, неодинаковы по сложности, отличаются физической природой процессов и могут состоять из нескольких элементов, взаимосвязанных между собой. При изучении сложных объектов обычно расчленяют их на ряд звеньев и затем составляют из этих звеньев структурные схемы, которые во многих случаях

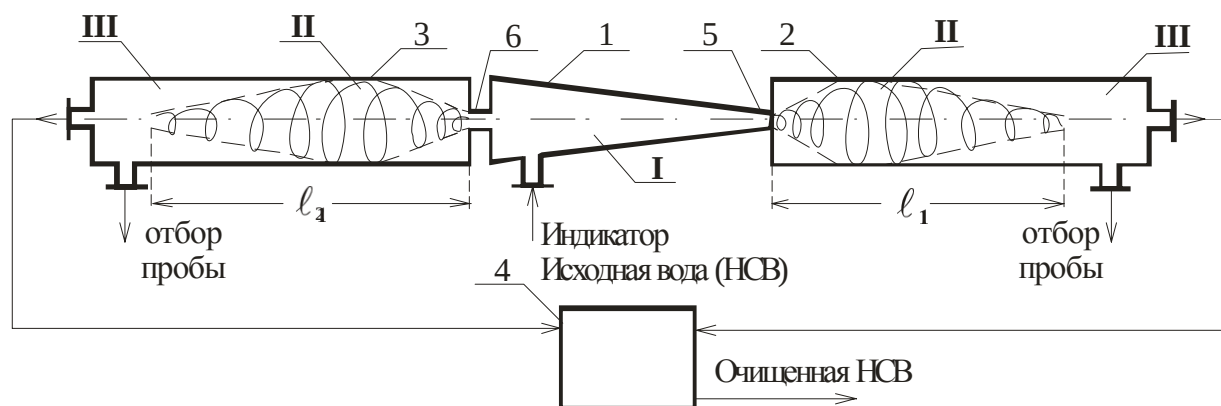


Рис. 1

облегчают нахождение математического описания объекта в целом, если предварительно составить математическое описание его отдельных звеньев. В качестве звеньев установок очистки, подготовки воды обычно выделяют участки, которые либо являются повторяющимися элементами конструкции аппарата, либо конструктивно представляют самостоятельную часть установки, либо отличаются по виду переходных процессов. Принципиально расчленение объекта на отдельные элементарные звенья не имеет предела, поэтому выбор звеньев должен производиться не произвольно, а с учетом знания о процессе и реальной возможности решения получаемых решений [12].

С учетом вышеизложенных положений рассматривается технологическая схема БГКО (в т.ч. ГКС), которая включает гидроциклон 1, цилиндрические камеры 2 и 3 и отстойник 4 (рис. 1). Исходная НСВ поступает в гидроциклон 1, в котором она подвергается гидродинамической обработке и разделению на потоки верхнего 6 и нижнего 5 сливов гидроциклона 1. Эти потоки поступают в цилиндрические камеры верхнего 3 и нижнего 2 сливов гидроциклона 1, в которых продолжается гидродинамическая обработка НСВ за счет остаточной энергии закрученных потоков. Из цилиндрических камер 2 и 3 НСВ поступает в отстойник 4, в котором происходит перемешивание поступающих потоков из камер верхнего и нижнего сливов гидроциклона и последующее отстаивание воды и нефти.

В качестве первого шага исследования нами рассмотрены гидродинамические процессы, происходящие в цилиндрических камерах верхнего и нижнего сливов ГКС.

Для аналитического решения задачи гидродинамики закрученных потоков в цилиндрических камерах рассматривается схема (см. рис. 1), которая включает гидроциклон 1, цилиндрические камеры нижнего слива 2 и верхнего слива 3. Исходная вода с расходом Q_0 поступает в гидроциклон 1 через патрубок, установленный тангенциально. Перед поступлением воды в гидроциклон в нее подается индикатор (раствор

NaCl). В гидроциклоне происходит разделение воды на два потока, которые удаляются через нижний слив 5 и верхний слив 6. Эти потоки подаются в цилиндрические камеры соответственно 2 и 3 в виде закрученных струй, длина действия которых l_1 и l_2 , соответственно. Для нахождения времени пребывания жидкости по схемам аппарата ГКС: «гидроциклон 1 – цилиндрическая камера нижнего слива 2» и «гидроциклон 1 – цилиндрическая камеры верхнего слива 3» – составлены их структурные схемы, представленные в виде трех ячеек идеального перемешивания: I ячейка – гидроциклон, II ячейка – объем камеры, соответствующий длине (l_1 и l_2) действия закрученной струи, III ячейка – объем камер равной разности объемов всей длины цилиндрических камер и объема камер, соответствующий длинам действия струи.

Структурная схема (рис. 2), состоящая (см. рис. 1) из гидроциклона 1 и цилиндрической камеры 2 нижнего слива гидроциклона представлена в виде трех ячеек идеального перемешивания. Ячейка I представляет собой объем W_1 гидроциклона 1; ячейка II – объем W_2 цилиндрической камеры 2, соответствующий длине

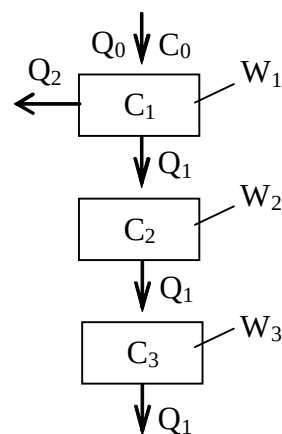


Рис. 2



действия закрученной струи I_1 ; ячейка III – объемом W_3 цилиндрической камеры 2, равной разности объемов всей длины цилиндрической камеры и объема цилиндрической камеры, соответствующего длине действия струи I_1 .

В структурной схеме (см. рис. 2) C_0 ; C_1 ; C_2 ; C_3 – концентрации индикатора, соответственно, на входе и в ячейках объемами W_1 ; W_2 ; W_3 ; Q_0 – расход жидкости, поступающей в гидроциклон 1; Q_1 – расход жидкости, поступающей в цилиндрическую камеру 2 нижнего слива гидроциклона 1 в виде закрученной струи; Q_2 – расход жидкости поступающей в цилиндрическую камеру 3 верхнего слива гидроциклона 1.

Для получения дифференциальной функции распределения времени пребывания жидкости $C(\tau)$ составлены дифференциальные уравнения материального баланса по индикатору:

$$\begin{aligned} W_1 \frac{dC_1}{d\tau} &= Q_0 C_0 - Q_1 C_1 - Q_2 C_1 \\ W_2 \frac{dC_2}{d\tau} &= Q_1 C_1 - Q_1 C_2 \\ W_3 \frac{dC_3}{d\tau} &= Q_1 C_2 - Q_1 C_3 \end{aligned} \quad (1)$$

Уравнения (1) в операторной форме с учетом преобразования по Лапласу записываем в следующем виде [12]:

$$\begin{aligned} A_1 p C_1 &= C_0 - \lambda_1 C_1 - \lambda_2 C_1 \\ A_2 p C_2 &= \lambda_1 C_1 - \lambda_1 C_2 \\ A_3 p C_3 &= \lambda_1 C_2 - \lambda_1 C_3 \end{aligned} \quad (2)$$

где $A_1 = \frac{W_1}{Q_0}$; $A_2 = \frac{W_2}{Q_0}$; $A_3 = \frac{W_3}{Q_0}$; $\lambda_1 = \frac{Q_1}{Q_0}$; $\lambda_2 = \frac{Q_2}{Q_0}$; p – оператор Лапласа.

В результате решения системы уравнений (2) найдена передаточная функция $W(p)$:

$$W(p) = \frac{C_3}{C_0} = \frac{\lambda_1^2}{(A_1 p + \lambda_1 + \lambda_2)(A_2 p + \lambda_1)(A_3 p + \lambda_1)} \quad (3)$$

Для получения $C(\tau)$ уравнение (3) можно привести к виду, удобному для обратного преобразования по Лапласу:

$$\begin{aligned} W(p) &= \frac{\lambda_1^2}{A_1 A_2 A_3} \cdot \frac{1}{(p - a)(p - b)(p - c)}; \\ \frac{\lambda_1 + \lambda_2}{A_1} &= -a; \quad \frac{\lambda_1}{A_2} = -b; \quad \frac{\lambda_1}{A_3} = -c. \end{aligned} \quad (4)$$

В результате обратного преобразования по Лапласу (13) получим $C(\tau)$ в виде:

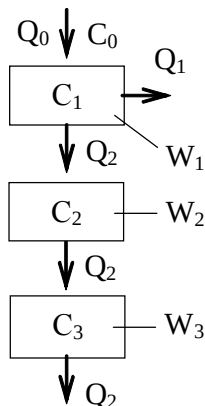


Рис. 3

$$\begin{aligned} C(\tau) &= \frac{\lambda_1^2}{A_1 A_2 A_3} \left[\frac{1}{(a - b)(a - c)} e^{a\tau} + \right. \\ &\quad \left. + \frac{1}{(b - a)(b - c)} e^{b\tau} + \frac{1}{(c - a)(c - b)} e^{c\tau} \right] \quad (5) \end{aligned}$$

Структурная схема (рис. 3), состоящая (см. рис. 1) из гидроциклона 1 и цилиндрической камеры 3 верхнего слива гидроциклона также представлена в виде трех ячеек идеального перемешивания. Ячейка I – представляет собой объем W_1 гидроциклона 1; ячейка II – объем W_2 цилиндрической камеры 3, соответствующий длине действия закрученной струи I_2 ; ячейка III – объем W_3 цилиндрической камеры 3, равной разности объемов всей длины цилиндрической камеры и объема цилиндрической камеры, соответствующего длине действия закрученной струи I_2 .

В структурной схеме (рис. 3) C_0 ; C_1 ; C_2 ; C_3 – концентрация индикатора соответственно на входе в ячейках объемами W_1 ; W_2 ; W_3 ; Q_0 – расход жидкости, поступающей в гидроциклон 1; Q_1 – расход жидкости, поступающей в цилиндрическую камеру 2 нижнего слива гидроциклона 1; Q_2 – расход жидкости, поступающей в цилиндрическую камеру верхнего слива 3 в виде закрученной струи.

Аналогично вышеизложенному, решая уравнения баланса по индикатору, получим дифференциальную функцию $C(\tau)$ времени пребывания жидкости в схеме гидроциклон 1 – цилиндрическая камера 3 верхнего слива в виде:

$$\begin{aligned} C(\tau) &= \frac{\lambda_1^2}{A_1 A_2 A_3} \left[\frac{1}{(a - b)(a - c)} e^{a\tau} + \frac{1}{(b - a)(b - c)} e^{b\tau} + \right. \\ &\quad \left. + \frac{1}{(c - a)(c - b)} e^{c\tau} \right]; \quad (6) \end{aligned}$$

$$\text{Здесь } \frac{\lambda_1 + \lambda_2}{A_1} = -a; \quad \frac{\lambda_2}{A_2} = -b; \quad \frac{\lambda_2}{A_1} = -c.$$

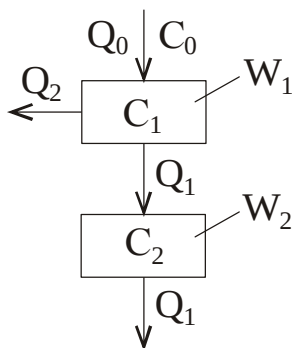


Рис. 4

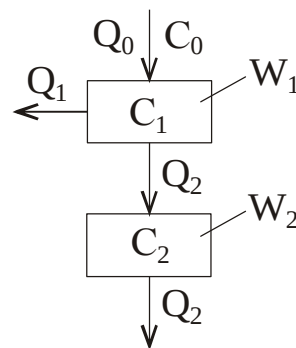


Рис. 5

Дифференциальные функции распределения времени пребывания жидкости по схеме гидроциклон 1 – цилиндрические камеры нижнего 2 и верхнего 3 сливов гидроциклона, представляющие собой трехъячеечные комбинированные модели (уравнения 5 и 6), могут быть использованы для расчета функции $C(\tau)$ для цилиндрических камер длиной 2 м и 3 м. Как показывают результаты исследований [14] по визуализации потоков в цилиндрических камерах нижнего и верхнего сливов при их длине 1 м, закрученная струя распространяется по всей длине камер и вследствие этого комбинированная ячейная модель из трехъячеечной превращается в двухъячеечную по схемам ГКС: «гидроциклон 1 – цилиндрическая камера нижнего слива 2» и «гидроциклон 1 – цилиндрическая камера верхнего слива 3».

Структурная схема гидроциклон 1 – цилиндрическая камера 2 нижнего слива представлена на рисунке 4.

В этой схеме обозначение параметров то же, что и в трехъячеечной модели (см. рис. 2), за исключением того, что объем W_2 – представляет собой объем цилиндрической камеры длиной 1 м.

Из уравнений материального баланса по индикатору для структурной схемы получим дифференциальную функцию распределения времени пребывания жидкости в системе гидроциклон – цилиндрическая камера нижнего слива гидроциклона:

$$C(\tau) = \frac{\lambda_1}{A_1 A_2} \left(\frac{1}{a-b} e^{a\tau} + \frac{1}{b-a} e^{b\tau} \right); \quad (7)$$

$$\frac{\lambda_1 + \lambda_2}{A_1} = -a; \quad \frac{\lambda_1}{A_2} = -b.$$

По технологической схеме гидроциклон 1 – цилиндрическая камера 3 верхнего слива гидроциклона структурная схема гидродинамики представлена на рисунке 5.

В этой схеме обозначение параметров то же, что и в трехъячеечной модели (см. рис. 3), и объем W_2 равен объему цилиндрической камеры длиной 1 м.

Дифференциальная функция распределения

времени пребывания жидкости в системе гидроциклон – цилиндрическая камера верхнего слива гидроциклона запишется в виде, аналогичном предыдущему:

$$C(\tau) = \frac{\lambda_2}{A_1 A_2} \left(\frac{1}{a-b} e^{a\tau} + \frac{1}{b-a} e^{b\tau} \right); \quad (8)$$

$$\frac{\lambda_1 + \lambda_2}{A_1} = -a; \quad \frac{\lambda_2}{A_2} = -b.$$

На рис. 6 приведены функции распределения $C(\tau)$ времени пребывания жидкости в цилиндрической камере нижнего слива гидроциклона различной длины L – от 40 см (кривая 1) с шагом 40 см до 240 см (кривая 6) при давлении на входе гидроциклона $P = 4$ атм. Видно, что дальнейшее увеличение этой длины мало влияет на функцию распределения времени пребывания жидкости в камере. Поэтому за оптимальную длину этой камеры принято значение $L = 2$ м. При расчетах были приняты следующие значения.

$$Q_0 = 1,9 \text{ м}^3/\text{с}; \quad Q_1 = 1,0 \text{ м}^3/\text{с}; \quad Q_2 = 0, \text{ м}^3/\text{с};$$

$$A_1 = 1,965 \text{ с}; \quad A_2 = 5,1 \text{ с}; \quad A_3 = 0,785 \text{ с}.$$

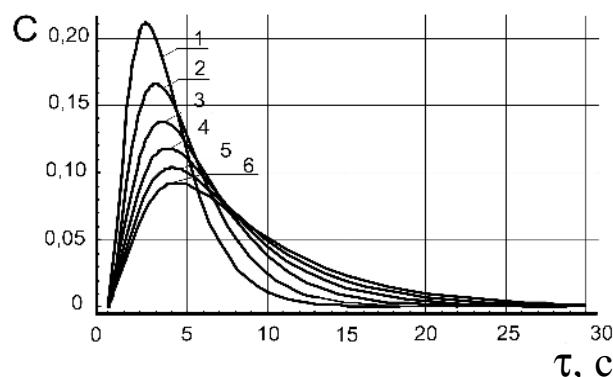


Рис. 6. Функции распределения времени пребывания жидкости в нижней камере различной длины: кривая 1 – для $L_1 = 40$ см, кривая 2 – для $L_1 = 80$ см, ... , кривая 6 – для $L_1 = 240$ см, ...



Аналогичные результаты получены и для цилиндрической камеры верхнего слива гидроциклона.

Полученные структурные схемы и математические модели гидродинамики позволяют оптимизировать режим работы аппарата ГКС.

Литература

1. Тронов В.П., Тронов А.В. Очистка вод различных типов для использования в системе ППД. – Казань: ФЭН, 2001. – 560 с.
2. Адельшин А.Б. Интенсификация процессов гидродинамической очистки нефтесодержащих сточных вод / Дис. докт. техн. наук. – СПб., 1998. – 73 с.
3. Адельшин А.А., Адельшин А.Б., Хисамеева Л.Р., Шешегова И.Г. К основным положениям разработки блочных установок очистки нефтепромысловых сточных вод с использованием закрученных потоков. – М.: Технология нефти и газа, 2007. – С. 13-17.
4. Патент РФ №2189360. Бюл. №26 от 20.09.2002 г. Устройство для очистки нефтесодержащих сточных вод. Адельшин А.Б., Потехин Н.И., Адельшин А.А.
5. Патент РФ №2227791. Бюл. №12 от 27.04.2004 г. Устройство для очистки нефтесодержащих сточных вод. Адельшин А.Б., Потехин Н.И., Адельшин А.А., Каюмов Р.А.
6. Патент РФ №2248327. Бюл. №8 от 20.03.2005 г. Устройство для очистки нефтесодержащих сточных вод. Адельшин А.Б., Потехин Н.И., Адельшин А.А.
7. Патент РФ №2253623. Бюл. №16 от 10.06.2005 г. Устройство для очистки нефтесодержащих сточных вод. Адельшин А.Б., Потехин Н.И., Адельшин А.А.
8. Патент РФ №2255903. Бюл. №26 от 20.09.2002 г. Устройство для очистки нефтесодержащих сточных вод. Адельшин А.Б., Потехин Н.И., Адельшин А.А., Каюмов Р.А., Урмитова Н.С.
9. Патент РФ №2257352. Бюл. №21 от 27.07.2005 г. Устройство для очистки нефтесодержащих сточных вод. Адельшин А.Б., Потехин Н.И., Адельшин А.А.
10. Патент РФ №2303002. Бюл. №20 от 20.07.2007 г. Устройство для очистки нефтесодержащих сточных вод. Адельшин А.А., Адельшин А.Б.
11. Патент РФ №2313493. Бюл. №36 от 27.12.2007 г. Устройство для очистки нефтесодержащих сточных вод. Адельшин А.А., Адельшин А.Б., Файзулин Р.Н., Сахапов Н.М.
12. Кафаров В.В. Методы кибернетики в химии и химической технологии. – М.: Химия, 1985. – 448 с.
13. Корн Г., Корн Т. Справочник по математике. – М.: Наука, 1977. – 632 с.
14. Адельшин А.Б., Потехин Н.И., Ланцов М.В., Адельшин А.А. Параметры закрученных струй на сливах гидроциклона. // Исследование проблем водоснабжения, водоотведения и подготовки специалистов. Межвуз. сб. научн. трудов. – Казань: КазГАСА, 1999. – С. 137-142.



УДК 691 328

И.В. Боровских – аспирант

Н.М. Морозов – кандидат технических наук, ассистент

В.Г. Хозин – доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой технологии строительных материалов, изделий и конструкций

Казанский государственный архитектурно-строительный университет (КазГАСУ)

ОПТИМИЗАЦИЯ ГРАНУЛОМЕТРИЧЕСКОГО СОСТАВА ПЕСКА ДЛЯ ПОЛУЧЕНИЯ ВЫСОКОПРОЧНОГО ТОНКОЗЕРНИСТОГО БЕТОНА

АННОТАЦИЯ

В статье показаны свойства песков для тонкозернистого бетона с различным фракционным составом. Рассчитан и экспериментально проверен оптимальный гранулометрический состав. Показано положительное влияние базальтового волокна на свойства тонкозернистого бетона.

I.V. Borovskikh – post-graduate student

N.M. Morozov – candidate of the technical sciences, assistant

V.G. Khozin – doctor of technical sciences, professor, head of Technologies of the Building Materials, Product and Designs department

Kazan State University of Architecture and Engineering (KSUAE)

THE OPTIMIZATION OF GRANULOMETRIC COMPOSITION OF SAND FOR GETTING HIGHLY TENSILE CLOSE-GRAINED CONCRETE

ABSTRACT

This article considers the properties of sand for close-grained concrete with different fractional composition. The optimal granulometric composition is experimentally verified and calculated. The positive influence of basalt fiber on the properties of close-grained concrete was indicated.

Важнейшую роль в формировании физико-механических свойств тонкозернистых бетонов играет качество и состав заполнителей. При этом рекомендуется использовать фракционированный песок с крупностью до 1,0 мм [1]. Одним из условий получения бетонов высокой прочности является минимальная пустотность и однородность его структуры, достигаемая исключением грубой зернистости и подбором соответствующих фракций [2, 3].

При оптимизации зернового состава заполнителя тонкозернистого бетона мы использовали песок Камского месторождения, который был рассеян на четыре фракции 1,25-0,63; 0,63-0,315; 0,315-0,14; 0,14-0,063. Путем регулирования их весового соотношения был получен песок с наибольшей насыпной плотностью, т.е. с максимальной упаковкой зерен. В статье приведены фракционные составы песка с наибольшей насыпной плотностью (табл. 1).

При этом насыпная плотность песка варьируется в интервале от 1390 до 1748 кг/м³. При уплотнении песка его плотность увеличивается до значений от 1680 до 1953 кг/м³ в зависимости от фракционного состава. Кроме максимальной упаковки зерен песка, важную роль при получении тонкозернистых бетонов играет удельная поверхность заполнителя, влияющая на водопотребность бетонной смеси, и площадь сцепления зерен заполнителя

с цементной матрицей [4]. Удельная поверхность песка изменяется от 19,8 до 158,4 см²/г; а пустотность в уплотненном состоянии от 28,7 до 37,7%. Максимальной плотностью и, следовательно, минимальной пустотностью обладает состав № 8.

Дальнейшая обработка полученных экспериментальных данных произведена методами регрессивного анализа на программном комплексе MathCad. Аппроксимирующая функция от четырех аргументов (варьируемые факторы фракционного состава) была построена на основе сплайн функций второго порядка методом наименьших квадратов. При этом окрестность аппроксимации опытных данных в каждой точке была принята радиусом 1%. При помощи программного комплекса MathCad была решена задача максимизации (наибольшей насыпной плотности и плотности в уплотненном виде фракционируемого заполнителя) целевой функции четырех аргументов.

Таким образом, для насыпной плотности песка, равной 1966 кг/м³, необходим фракционный состав, приведенный в таблице 2. Полученный состав гранулометрии имеет следующие расчетные характеристики:

- насыпная пустотность 32%;
- пустотность в уплотненном виде 28%;
- удельная поверхность по формуле Ладинского $S_3=41,5 \text{ см}^2/\text{г}$;
- модуль крупности 2,4.



Таблица 1

Свойства фракционированных песков

№. состава	Содержание фракций, %				Плотность, кг/м³		Пустотность, %		Модуль крупности, M_k	Удельная поверхн. по Ладинскому [6], $см^2/г$
	1,25-0,63	0,63-0,315	0,3 15 - 0,14	0,14-0,063	насыпная	в уплотн. виде	насыпная	в уплотн. виде		
1	Песок Камского месторожд. 33 37 24 6				1605	1775	39,4	33	2,35	23,1
2	100		–	–	1520	1680	46,4	40,3	1,5	19,80
3	–	100	–	–	1550	1692	45,2	40,0	1,5	30,60
4	–	–	100	–	1535	1737	46,0	38,4	1,5	79,20
5	–	–	–	100	1390	1641	51,3	41,8	1,5	158,40
6	70	–	10	20	1706	1906	39,6	32,0	2,5	49,50
7	60	–	–	40	1694	1921	40,0	31,3	1,6	59,40
8	60	10	10	20	1732	1835	38,4	30,9	3,1	55,44
9	60	–	20	20	1694	1812	40,0	31,6	2,4	59,40
10	60	10	30	–	1691	1846	40,0	34,3	2,3	39,60
11	60	–	10	30	1727	1953	38,8	30,1	2,3	67,32
12	50	30	10	10	1691	1882	40,0	32,8	3,2	45,54
13	50	10	20	20	1728	1880	36,2	29,0	2,9	61,38

Таблица 2

Оптимальная гранулометрия песка

Насыпная						В уплотненном виде					
Содержание фракций, %				Плотность, $кг/м^3$		Содержание фракций, %				Плотность, $кг/м^3$	
1,25-0,63	0,63-0,315	0,315-0,14	0,14-0,063	расчетная	фактическая	1,25-0,63	0,63-0,315	0,3 15 - 0,14	0,14-0,063	расчетная	фактическая
64,4	6,7	24,9	4	1966	1810	64,1	12,1	22,8	1	2170	1910

Таблица 3

Свойства тонкозернистого бетона

№ сост.	Фракционный состав песка				В/Ц	Подвижность (расплыв конуса), мм	Прочность после 7 суток нормального твердения, МПа		Прочность после 28 суток нормального твердения, МПа	
	1,25-0,63	0,63-0,315	0,315-0,14	0,14-0,063			при изгибе	на сжатие	при изгибе	на сжатие
1	Нефракционированный 33 37 24 6				0,36	113	5,81	40,1	6,75	52,0
2	70	–	10	20	0,31	111	8,49	54,5	10,71	74,4
3	60	–	–	40	0,36	113	8,22	49,8	10,52	64,7
4	60	10	10	20	0,33	114	6,75	45,3	8,54	60,1
5	60	–	20	20	0,33	111	8,68	41,9	11,11	54,8
6	60	10	30	–	0,32	113	8,72	41,3	11,07	53,5
7	60	–	10	30	0,33	112	8,38	44,8	10,56	58,3
8	50	30	10	10	0,33	114	6,35	43,9	8,26	57,3
9	50	10	20	20	0,34	113	8,82	44,7	11,2	58,2
Расч.	65	5	25	5	0,30	112	9,26	58,3	12,91	76,0



Исходя из расчетов по оптимальному фракционному составу песка для тонкозернистого бетона, а также полученных в ходе эксперимента составов с наибольшей плотностью, были изготовлены тонкозернистые бетоны составов Ц:П=1:1 (табл. 3). Тонкозернистые бетоны были изготовлены на цементе марки ПЦ 500 Д0 ООО «Вольскцемент».

Как видно из табл. 3, все составы на фракционированных песках превосходят состав на не фракционированном песке. Приближенный к рассчитанному состав песка показал при испытании наилучшие результаты. По сравнению с контрольным, прочность при изгибе возросла на 28 сутки нормального твердения в 1,9 раза, а на сжатие – в 1,5 раза.

Получение высокопрочных тонкозернистых бетонов заключается не только в использовании оптимальной гранулометрии заполнителя, но и в использовании активных минеральных ультрадисперсных наполнителей, обладающих пуццолановыми свойствами, и суперпластификаторов, которые наиболее полно проявляют себя в цементно-песчаных смесях с высоким содержанием вяжущего [5]. Тонкозернистый бетон является также наилучшей средой для дисперсного армирования. Исключение из состава бетона крупного заполнителя позволяет наиболее полно использовать дисперсную арматуру в его среде, что благоприятно сказывается на физико-механических характеристиках тонкозернистого бетона.

Основываясь на проведенных нами ранее исследованиях, были изготовлены образцы, дисперсно-армированные базальтовым волокном длиной 8,9-9,1 мм, диаметром 10 мкм.

Процедура введения и распределение базальтового волокна исследованы нами в работе [7]. Волокно вводилось путем совместного помола с цементом, суперпластификатором и микрокремнеземом. Данный способ обеспечивает более полное распределение волокна в среде портландцемента и исключает образование комков при приготовлении бетонной смеси.

На оптимальных фракционных составах песка и полученных смесях вяжущего с различным процентным содержанием базальтового волокна были

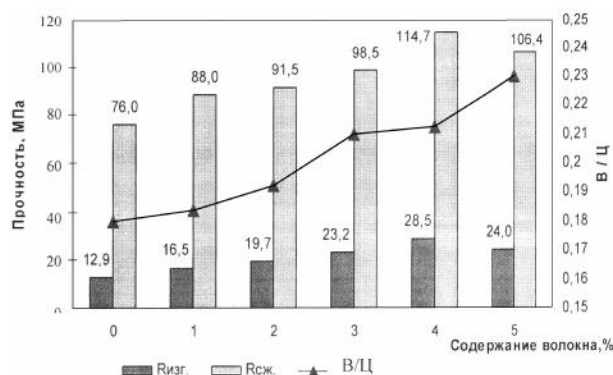


Рис. Прочностные показатели тонкозернистого базальтофибробетона

изготовлены образцы тонкозернистого бетона с отношением Ц:П 1:1. Прочности дисперсно-армированного тонкозернистого бетона в 28-суточном возрасте нормального хранения представлены на рис.

Как видно из рисунка, наилучший результат показал состав с 4% содержанием волокна. Его прочность на изгиб превосходит контрольный состав без волокна более чем в 2,2 раза по прочности на растяжение при изгибе и в 1,5 раза по прочности на сжатие. Следует также отметить, что при увеличении процентного содержания волокна водопотребность смеси увеличивается незначительно, что говорит о хорошем распределении волокна в смеси тонкозернистого бетона.

При одноминутном помоле в пружинной мельнице базальтового волокна в среде портландцемента остаток комков волокна составляет не более 1% от исходной навески.

Однако здесь следует учитывать как общее количество волокна, так и распределение его по длине при помоле. При известных геометрических размерах волокон и истинной плотности можно подсчитать процентное содержание волокна после его распределения в мельнице, как показано в табл. 4.

Как видно из табл. 4, после помола до полного распределения волокна в смеси остается 2,71% при изначальном содержании 3%. Большое значение здесь имеет и процентное распределение волокна по длине

Таблица 4

Содержание волокна при совместном помоле с цементом

Исходный процент волокна	Суммарное количество волокна в 0,1 г готовой смеси, шт./г						Содержание волокна в готовой смеси, %
	$l = 7-9$ мм	$l = 5-7$ мм	$l = 3-5$ мм	$l = 1-3$ мм	$l < 1$ мм	Итого	
3%	150 / $9,43 \cdot 10^{-4}$	199 / $9,38 \cdot 10^{-4}$	185 / $5,90 \cdot 10^{-4}$	121 / $1,90 \cdot 10^{-4}$	57 / $0,45 \cdot 10^{-4}$	712 / $27,1 \cdot 10^{-4}$	2,71



после помола. При уменьшении длины теряются армирующие свойства волокна. Здесь следует отметить, что при помоле с цементом в диапазоне длины от 9 до 3 мм остается 75% всех волокон.

Таким образом, нами показана возможность улучшения свойств тонкозернистого бетона путем регулирования гранулометрии заполнителей. При помощи программного комплекса MathCad решена задача получения наибольшей насыпной плотности и плотности в уплотненном виде фракционируемого заполнителя. Прочность при изгибе тонкозернистого бетона с использованием оптимального гранулометрического состава песка превосходит в 1,9 раза прочность состава на не фракционированном песке, а на сжатие – в 1,5 раза. Дисперсное армирование базальтовым волокном оптимизированного состава увеличивает его прочность на изгиб в 2,2 раза, а прочность на сжатие – в 1,5 раза.

Литература

1. Баженов Ю.М. Высококачественный тонкозернистый бетон. // Строительные материалы, 2000, № 2. – С. 24-25.
2. Клаус Хольшемахер, Франк Ден. Технология и исследования производства ультравысокопрочного бетона UHFB. // Международное бетонное производство, 2004, №3. – С. 28-34.
3. Морозов Н.М. Дорожные песчаные бетоны, уплотняемые методом зонного нагнетания. // Автореферат дис. ... канд. техн. наук. – Казань, 2007. – 18 с.
4. Калашников В.И. Порошковые высокопрочные дисперсно-армированные бетоны нового поколения. // Популярное бетоноведение, 2008, № 6. – С. 5-7.
5. Мелкозернистые бетоны: Учеб. пособие / Ю.М. Баженов, У.Х. Магдеев, Л.А. Алимов, В.В. Воронин, Л.Б. Гольденберг. – М.: МГСУ, 1998. – 148 с.
6. Баженов Ю.М. Технология бетона. – М.: Изд-во АСВ, 2002. – 500 с.
7. Боровских И.В., Хозин В.Г. Особенности введения базальтового волокна в цементную матрицу. // Материалы международного конгресса «Наука и инновации в строительстве SIB-2008». Том 1. – Воронеж, 2008. – С. 60-64.



УДК 666.943.4(088.88):913.2

Р.Н. Мирсаев – кандидат технических наук, заместитель директора по строительству
ОАО «Полиэф»

Т.В. Печенкина – инженер

В.В. Бабков – доктор технических наук, профессор

И.В. Недосеко – доктор технических наук, профессор

С.С. Юнусова – кандидат технических наук, заведующая отделом

Уфимский государственный нефтяной технический университет (УГНТУ)

ИСТОРИЧЕСКИЙ ОПЫТ И СОВРЕМЕННЫЕ ПЕРСПЕКТИВЫ ПРОИЗВОДСТВА ГИПСОВЫХ СТЕНОВЫХ ИЗДЕЛИЙ

АННОТАЦИЯ

В статье приведен исторический опыт производства и применения гипсовых изделий различного назначения в жилищном строительстве. Обследование состояния двухэтажных жилых зданий с несущими гипсобетонными стенами, построенных в 1940-50-ых гг. в городах Уфа и Стерлитамак (Республика Башкортостан), показало их хорошее эксплуатационное состояние. Показаны перспективы организации производства прессованных гипсовых стеновых и перегородочных изделий, получаемых по упрощенной технологии, с использованием серийного технологического оборудования, выпускаемого отечественными машиностроительными предприятиями.

R.N. Mirsaev – candidate of technical sciences, vice-principal on building

OSC «Polief»

T.V. Pechenkina – engineer

V.V. Babkov – doctor of technical sciences, professor

I.V. Nedoseko – doctor of technical sciences, professor

S.S. Yunusova – candidate of technical sciences, department manager

Ufa State Petroleum Technical University (USPTU)

HISTORICAL EXPERIENCE AND MODERN PERSPECTIVES OF GYPSUM WALL PRODUCT MANUFACTURE

ABSTRACT

The article provides a historic experience of production and utilization of gypsum products for various applications in home construction industry. The examination of condition of two-storey apartment buildings with load-carrying gypsum concrete walls, built in 40-50-ss of the last century in Ufa and Sterlitamak (Republic of Bashkortostan), has shown their good maintenance condition. The article shows perspectives of production of compact gypsum internal and external wall products manufactured by using simplified technology and utilizing serial technological equipment, manufactured by domestic machine-building plants.

Одной из актуальных задач современного строительства является необходимость возведения недорогого и комфортного жилья, что невозможно без опережающего роста производства строительных материалов и изделий различного назначения. Поэтому в Республике Башкортостан, как и в других регионах Российской Федерации, одним из крупных инвестиционных проектов является планирование увеличения объема производства строительных материалов. К 2012 году, по сравнению с показателями 2007 года, объемы производства строительных материалов должны возрасти на 50 %, а к 2020 году – в три раза.

На сегодняшний день для строительства жилых зданий применяются самые разнообразные

строительные материалы с заданными эксплуатационными и конструктивными характеристиками, также при этом большое значение имеют их теплофизические свойства и долговечность. Гипсовые материалы в полной мере отвечают соответствующим требованиям и являются одним из наиболее перспективных строительных материалов. Развитию производства гипсовых строительных материалов в Республике Башкортостан способствует наличие соответствующей сырьевой базы: всего на территории республики учтены около 300 месторождений гипса и 15 месторождений ангидрита. Имеется также огромное количество гипсосодержащих отходов, пригодных для производства гипсовых материалов различного назначения.

Достоинства и преимущества гипсовых вяжущих и изделий на их основе, по сравнению с другими минеральными композициями (известь, цемент), общеизвестны – они определяются, прежде всего, простотой и низкими удельными энергозатратами технологического процесса переработки исходного сырья на вяжущее и, соответственно, вяжущего в изделия. Решающее значение имеют также короткие сроки схватывания гипса в сочетании с возможностью их регулирования и быстрое достижение изделиями расплубочной прочности, что значительно ускоряет оборачиваемость формовочного оборудования и сокращает потребность в производственных площадях.

Применение гипса для отделочных работ (гипсокартон, штукатурные смеси) развивается в последние годы достаточно успешно, но, на наш взгляд, наиболее эффективным в связи с намеченными планами роста объемов строительства жилых зданий малой этажности и острой нехваткой стеновых материалов является массовое производство низко- и среднемарочных стеновых и перегородочных изделий, получаемых по упрощенной безобжиговой технологии.

История богата организацией производства гипсовых изделий, опыт которой, к сожалению, сегодня во многом утрачен [1]. Интересный опыт использования гипса в строительстве наработан во время Великой Отечественной войны и послевоенные годы в Башкирии (г.г. Уфа, Стерлитамак) [2]. Здесь на базе собственного производства гипсового вяжущего различной модификации (как стандартного обжигового, так и автоклавного «демпферного») было организовано производство широкого ассортимента гипсовых конструкций и изделий: мелкоштучные (рис. 1) и крупноразмерные (рис. 2) гипсобетонные стеновые блоки, перемычки и даже плиты перекрытий (рис. 3),

элементы колонн, а также многочисленные архитектурно-строительные детали (подоконные доски, карнизные блоки, лепные украшения и др.). Причем составы гипсобетонов, учитывая требования острейшего дефицита строительных материалов в военное время, были весьма экономичны. В среднем расход гипсового вяжущего составлял не более 15-20 %, в качестве заполнителя использовали шлаки и золы местных котельных, отсева щебня (как гипсового, так и известнякового), а также опилки. Изделия производились методом литья (в деревянных формах), трамбованием, а также вибропрессованием (использовалось традиционное оборудование для приготовления бетонных блоков). За 1942-1950 гг. на основе данных стеновых изделий были построены целые кварталы из сотен двухэтажных многоквартирных жилых домов (рис. 4-9), большинство из которых успешно простояли до настоящего времени.

Конструктивно большинство домов выполнено следующим образом: фундаменты ленточные бутовые из гипсового камня; по бутовой кладке уложено 2-5 рядов керамического кирпича с последующей гидроизоляцией расплавленным битумом; наружные и внутренние стены выполнены из гипсобетонных блоков, перекрытия дощатые по деревянным балкам засыпные (частично из гипсобетонных плит), кровля скатная. Наружные стены из гипсовых блоков были офактурены так, что здания не требовали наружной отделки (только побелки). Лишь в 1960-65 гг. большинство домов были оштукатурены (однако, несмотря на дополнительные затраты, это нельзя признать рациональным решением, так как из-за некачественных отделочных составов штукатурные слои в последующие годы постоянно отслаивались).



Рис. 1. Мелкоштучные гипсобетонные вибропрессованные блоки на строительной площадке (фото 1951 г.)

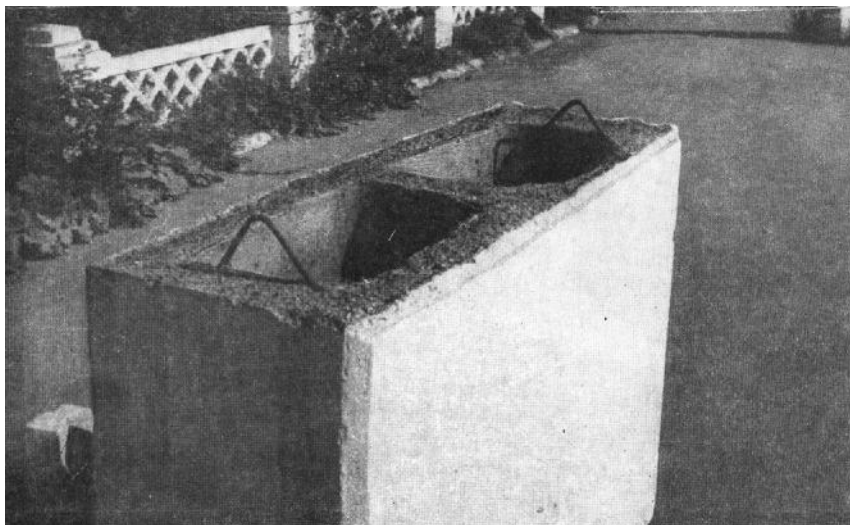


Рис. 2. Крупноразмерный двухпустотный гипсобетонный блок (1,2x0,8x0,4 м), производимый трестом №3 г. Уфы в 1957-1959 гг. (фото 1958 г.)

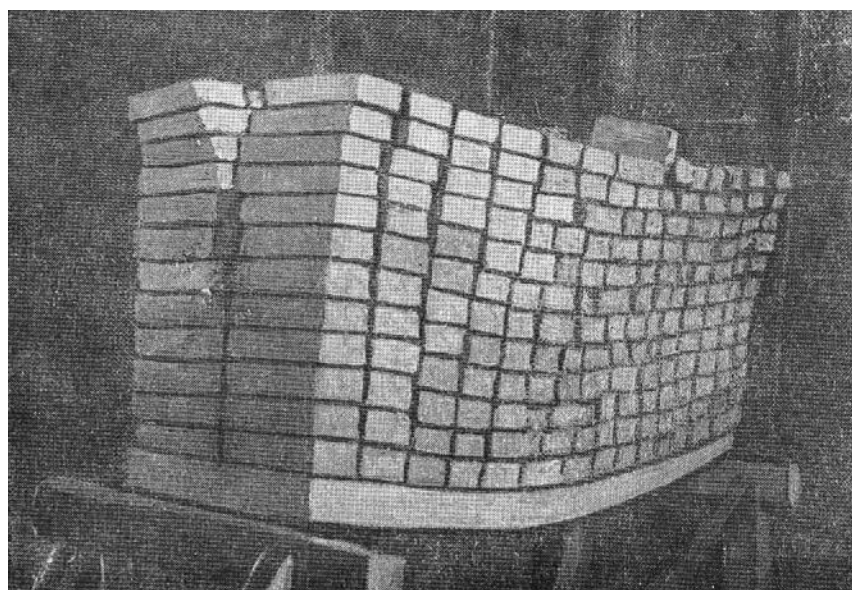


Рис. 3. Испытание гипсовой плиты перекрытия (1961 г., нагрузка соответствует весу 336 кирпичей)

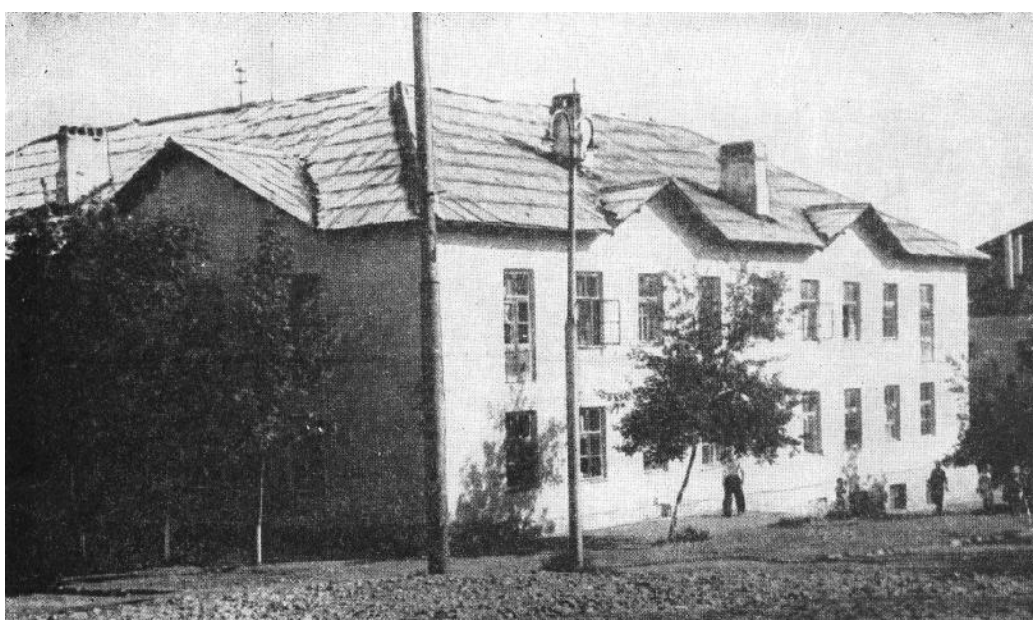


Рис. 4. Жилой дом в г. Уфе по ул. Калинина с несущими стенами из гипсоблоков (фото 1956 г.)



Рис. 5. Жилой дом по ул. Калинина
(фото 2008 г.).

При капитальном ремонте
мелкоразмерные («фальшьбалконы»)
были заменены на стандартные
с выносными монолитными ж/б плитами

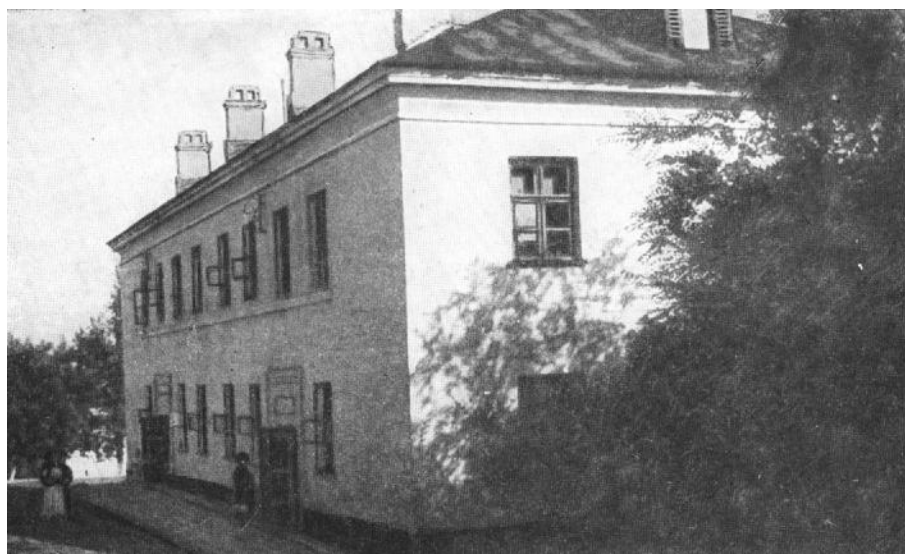


Рис. 6. Жилой дом в г. Уфе
по ул. Нежинской, построен
в 1942 г. (фото 1956 г.).
Стены, карнизы и отделка
выполнены из гипса



Рис. 7. Жилой дом по ул. Нежинской
(фото 2008 г.).



Рис. 8. Несмотря на постоянное отслоение наружной штукатурки наблюдается хорошее состояние гипсобетонных блоков (фото 2008 г.)



Рис. 9. Цокольная часть дома по ул. Нежинской. Несмотря на постоянное промораживание и воздействие атмосферной влаги за более чем 60 лет эксплуатации дефекты минимальны. Виден состав гипсобетонных блоков с заполнителем на основе топливных шлаков местных котельных



Рис. 10. Мобильная установка РК-250 для полусухого прессования стеновых изделий из различных материалов (грунтоблок, гипсоблок). Кувандыкский механический завод, Оренбургская область



Опыт эксплуатации данных зданий в течение более 60 лет свидетельствует о том, что, несмотря на многолетние воздействия атмосферной влаги (среднегодовая влажность воздуха в районе строительства 75 % и более), осадков и знакопеременных температур, а также тяжелые условия эксплуатации (изношенные коммуникации в коммунальных квартирах), ограждающие и большинство несущих конструкций находятся в хорошем состоянии и не потеряли своих эксплуатационных качеств. Дома сухие, теплые и отличаются хорошей звукоизоляцией.

В настоящее время, по нашему мнению, также возможно и целесообразно существенное увеличение выпуска гипсовых стеновых изделий, как на базе природного сырья, так и промышленных отходов [3]. Причем организация такого производства не требует значительных капиталовложений, при этом возможно использование серийного технологического оборудования (например, для прессования грунтоблоков (рис. 10) и других подобных изделий), выпускаемого отечественными предприятиями машиностроения, а также перепрофилирование простаивающих технологических линий на заводах силикатного кирпича на выпуск прессованных гипсобетонных изделий.

Литература

1. Передерий И.А. Применение высокопрочного гипса в строительстве. – Куйбышевский инженерно-строительный институт, 1963. – 285 с.
2. Бабков В.В., Недосеко И.В., Мирсаев Р.Н. Опыт производства и применения гипсовых вяжущих в Республике Башкортостан. // Труды II-й Всероссийской конференции «Гипс и его применение». – Уфа, 2003. – С. 196-200.
3. Мирсаев Р.Н., Бабков В.В., Недосеко И.В. и др. Фосфогипсовые отходы химической промышленности в производстве стеновых изделий. – М.: Химия, 2004. – 173 с.



УДК 691.51/55

Н.Р. Рахимова – кандидат технических наук, доцент**Р.З. Рахимов** – доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой строительных материалов
Казанский государственный архитектурно-строительный университет (КазГАСУ)

ПРОЧНОСТЬ КАМНЯ КОМПОЗИЦИОННЫХ ШЛАКОЩЕЛОЧНЫХ ВЯЖУЩИХ С ЦЕОЛИТСОДЕРЖАЩИМИ ДОБАВКАМИ

АННОТАЦИЯ

В работе исследовано влияние условий твердения на прочность камня композиционного шлакощелочного вяжущего в зависимости от вида шлака, цеолитсодержащих добавок и затворителей. В работе использованы цеолитсодержащие добавки с низким содержанием порообразующего минерала – клиноптилолита, а в качестве затворителей – водные растворы жидкого стекла, соды и сульфата натрия. Выявлены закономерности изменения прочности и водостойкости камня композиционного шлакощелочного вяжущего от химико-минералогического состава цеолитсодержащих добавок.

N.R. Rakhimova – candidate of technical sciences, associate professor**R.Z. Rakhimov** – doctor of technical sciences, professor, head of Building Materials department
Kazan State University of Architecture and Engineering (KSUAE)

THE STRENGTH OF STONE OF COMPOSITIONAL SLAG-ALKALINE BINDING WITH ZEOLITE CONTAINING ADDITIVES

ABSTRACT

This paper is focused on study of the effect of mechanical properties of artificial stone of compositional slag-alkaline binding depending on the type of blast furnace slag, zeolite-containing additives and alkaline components. The zeolite containing additives with low concentration of rock forming mineral, i.e. clinoptilolite, but as alkaline components the water solutions of liquid glass, soda, sodium sulphate, were used in current research. The regularities of strength and water-resistance changes of artificial stone of compositional slag-alkaline binding depending on chemical and mineralogical composition of additives are revealed.

Производство основного минерального вяжущего современного строительства – портландцемента и его композиционных разновидностей – связано с высоким потреблением природного сырья, высокими энергозатратами и значительными объемами выбросов побочных продуктов в окружающую среду.

В условиях современных повышенных требований ресурсо- и энергосбережения и охраны окружающей среды, как условий обеспечения устойчивого развития земной цивилизации в целом и строительства в частности, особую актуальность приобретают развитие разработок и производства нетрадиционных вяжущих, менее энергоемких и на основе техногенного сырья [1]. Одной из эффективных разновидностей таких вяжущих являются шлакощелочные вяжущие (ШЩВ) [2, 3]. С учетом мировых тенденций увеличения разработок и производства композиционных вяжущих развитие исследований, разработок и производства ШЩВ является актуальным в направлении разработок и создания производств композиционных шлакощелочных вяжущих (КШЩВ) с различными добавками природного и техногенного происхождения [4]. В Казанском ГАСУ в течение последнего десятилетия

ведутся систематические исследования в части разработок КШЩВ, растворов и бетонов на их основе [5-8], в результате которых разработан комплекс КШЩВ с различными минеральными добавками, часть из которых защищена патентами на изобретения РФ (№№ 2271343, 2273610, 2287498, 2289551, 2296724).

В настоящей статье приведены результаты исследований влияния условий твердения на свойства КШЩВ с цеолитсодержащими добавками. Известными исследованиями было установлено [9], что введение цеолитсодержащих добавок с содержанием клиноптилолита не менее 40% в ШЩВ повышает их прочность, трещиностойкость, стабильность свойств и снижает высолообразование. При проведении исследований использованы кислый и нейтральный доменные шлаки Магнитогорского (ММК) (Мо=0,9) и Орско-Халиловского (ОХМК) (Мо=1,0) металлургических комбинатов.

В качестве цеолитсодержащих добавок (ЦД) в ШЩВ в настоящей работе впервые использовались:

– цеолитсодержащая кремнистая порода (ЦСП) Татарско-Шатранского месторождения состава: цеолит (клиноптилолит) – 16±3, кальцит – 22±4, опал-



кристобалит-тридимитовая (ОКТ) фаза – 44 ± 6 , глинистые минералы – 12 ± 2 , кварц – 6 ± 1 ;

– отход варки жидкого стекла (ОВС), получаемого безавтоклавным методом обработки ЦСП раствором гидроксида натрия и отличающегося по составу от ЦСП отсутствием ОКТ-фазы и пониженным содержанием (до 10-15%) клинопилолита;

– крошка синтетического цеолита (СЦ) NaX состава $\text{Na}_2\text{O} \cdot x \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2 \dots 2,5 \text{SiO}_2$ – отход Стерлитамакского АО «Каустик».

В качестве щелочных компонентов использованы водные растворы каустической и кальцинированной соды плотностью $1,15 \text{ г/см}^3$; натриевого жидкого стекла плотностью $1,3 \text{ г/см}^3$ с силикатными модулями $M=1,5$ и $2,8$. Шлак подвергался помолу совместно с оптимальной в количестве 10% по массе цеолитсодержащей добавкой в лабораторной планетарной мельнице МПЛ-1 в течение времени, необходимого для помола шлака без добавок до удельной поверхности $300\text{--}350 \text{ м}^2/\text{кг}$.

Образцы камня вяжущих размерами $2 \times 2 \times 2 \text{ см}$ готовились из теста нормальной густоты и подвергались твердению в условиях: воздушно-сухих, нормально-влажностных, в воде при температуре $20 \pm 2 \text{ }^\circ\text{C}$, термовлажностной обработки (ТВО) по режиму $4+3+6+3$ часов при температуре изотермического прогрева $95 \pm 5 \text{ }^\circ\text{C}$ в соответствии с рекомендациями НИИЖБ [10]. Образцы, твердевшие на воздухе, в воде и нормально-влажностных условиях, подвергались испытаниям на прочность после 28 суток твердения.

Ниже последовательно приведены результаты исследований влияния условий твердения на прочность бездобавочного и с ЦСД шлаков с различными щелочными затворителями.

А) Влияние условий твердения на прочность камня ШЩВ без добавок и с ЦСД с затворителем водным раствором каустической соды.

Образцы на бездобавочном шлаке ОХМК с сульфатнатриевым затворителем после 28 суток твердения в нормально-влажностных условиях (НВУ) имеют прочность при сжатии $32 \pm 4 \text{ МПа}$. Образцы на основе шлаков со всеми 3-мя использованными видами ЦСД, твердевшие в этих же условиях, имели практически такую же прочность, что и на основе бездобавочного шлака. Термообработка образцов на бездобавочных шлаках не дала положительных результатов: прочность образцов на шлаке ОХМК составила 10 МПа ; на шлаке ММК – $4,2 \text{ МПа}$, а с добавкой 10% портландцементного клинкера (ПЦК) 20 МПа . Введение 10% ЦСП позволило увеличить прочность термообработанных образцов на основе обоих видов шлаков в 4 с лишним раза, а введение дополнительно 10% ПЦК обеспечило увеличение прочности термообработанных образцов на шлаке ММК по сравнению с прочностью образцов на бездобавочном шлаке.

Введение добавок ОВС и СЦ не столь существенно,

по сравнению с добавками ЦСП, повлияло на прочность термообработанных образцов с затворителем раствором каустической соды.

Б) Влияние условий твердения на прочность камня ШЩВ без добавок и с ЦСД с затворителем водным раствором кальцинированной соды.

Исследования влияния различных условий твердения на прочность камня ШЩВ показали, что составы на шлаке ОХМК твердеют и набирают прочность во всех условиях: воздушно-сухих, нормально-влажностных, в воде и при ТВО. Введение 10% добавок ЦСП, ОВС и СЦ повышает прочность ШЩВ по сравнению с прочностью бездобавочных, соответственно: у термообработанных с 60 МПа до $109, 93$ и 80 МПа ; у твердевших в нормально-влажностных условиях с 52 МПа до $82,76 \text{ МПа}$. Образцы без добавок и с ЦСД набрали прочность в воздушно-сухих условиях и в воде ниже, соответственно, до 18 и 12-ти процентов, чем образцы, твердевшие в нормально-влажностных условиях.

В таблице 1 приведены результаты исследований влияния условий твердения на прочность камня бездобавочного ШЩВ и с ЦСД на основе шлака ММК.

Приведенные в таблице 1 результаты исследований показывают, что бездобавочный ШЩВ на основе шлака ММК не является водостойким. Все принятые при исследованиях ЦСД обеспечивают разное по уровню повышение прочности камня ШЩВ при всех условиях твердения, в том числе и в воде.

В) Влияние условий твердения на прочность камня ШЩВ без добавок и с ЦСД с силикатным затворителем.

Прочность камня ШЩВ с силикатным затворителем $M_c=1,5$ без добавок после ТВО и после 28-суточного твердения в нормально-влажностных условиях составила соответственно на основе шлаков ОХМК и ММК – 110 и $103,5 \text{ МПа}$ и $102,9$ и $96,7 \text{ МПа}$. Прочность образцов на основе шлака ОХМК с 10% ЦСП как после ТВО, так и после твердения в нормально-влажностных условиях – на уровне прочности камня бездобавочного ШЩВ, а прочность образцов на основе шлака ММК с 10% добавки ЦСП снизилась в обоих упомянутых условиях твердения до 10% по сравнению с прочностью камня бездобавочных составов.

С увеличением силикатного модуля с $1,5$ до $2,8$ установленные особенности влияния условий твердения на прочность камня ШЩВ бездобавочного и с ЦСД на жидком стекле с $M_c=1,5$ сохраняются, однако прочность камня вяжущих на жидком стекле с $M_c=2,8$ снижается на $24\text{--}26,7\%$ (табл. 2).

Камни бездобавочных вяжущих на основе кислого шлака с силикатным затворителем с $M_c=2,8$ разрушились при хранении в воде. Введение в состав ШЩВ всех принятых при исследованиях разновидностей ЦСД обеспечивает твердение и повышение прочности при хранении в воде. Прочность камня ШЩВ бездобавочных и с ЦСД на основе обоих



Таблица 1

Результаты исследований влияния условий твердения на прочность камня бездобавочного ШЩВ и с ЦСД на основе шлака ММК

Состав ШЩВ, %		Рсж, МПа	Условия твердения
Шлак ММК	Добавка		
100	-	48,1	Воздушно-сухие (28 сут.)
100	-	51,1	Нормально-влажностные (28 сут.)
100	-	разрушились	В воде (28 сут.)
100	-	57,7	ТВО
90	ЦСП-10	59,6-76,1	Воздушно-сухие (28 сут.)
90	ЦСП-10	68,2-81,0	Нормально-влажностные (28 сут.)
90	ЦСП-10	61,3-74,1	В воде (28 сут.)
90	ЦСП-10	86,7-96,3	ТВО
90	ОВС-10	56,2-64,9	Воздушно-сухие (28 сут.)
90	ОВС-10	71,3-72,0	Нормально-влажностные (28 сут.)
90	ОВС-10	65,1-67,8	В воде (28 сут.)
90	ОВС-10	72,2-80,0	ТВО
90	СЦ-10	52,0-58,4	Воздушно-сухие (28 сут.)
90	СЦ-10	64,0-65,2	Нормально-влажностные (28 сут.)
90	СЦ-10	63,1-64,2	В воде (28 сут.)
90	СЦ-10	66,4-71,5	ТВО

Таблица 2

Прочность камня бездобавочного и в зависимости от условий твердения, вида ЦСД и силикатного модуля жидкого стекла

Состав ШЩВ, %		Рсж (ТВО), МПа		Рсж (28 сут.), МПа	
Шлак	Добавка	Мс=1,5	Мс=2,8	Мс=1,5	Мс=2,8
ОХМК-100	-	110,0	81,1	103,5	78
ОХМК-90	ЦСП-10	108,0-112,3	81,3-84,2	93,6-97,4	64,3-69,6
ОХМК-90	ОВС-10	136,7-140,1	103,8-105,4	124,2-125,2	95,1-98,3
ОХМК-90	СЦ-10	129,9-133,5	98,9-99,7	119,0-122,0	92,0-92,8
ММК-100	-	88	67	82,7	59,8
ММК-90	ЦСП-10	75,4-81,3	56,3-59,8	71,4-74,2	51,9-54,3
ММК-90	ОВС-10	105,3-107,7	81,1-83,1	98,4-100,0	72,9-74,7
ММК-90	СЦ-10	101,6-102,9	77,7-79,1	95,9-96,7	69,9-70,6

видов шлаков и силикатных затворителей, твердевших в воздушно-сухих условиях, оказалась ниже прочности образцов нормально-влажностного твердения до 14,6%.

Приведенные выше результаты исследований позволяют сделать следующие выводы.

Тепловлажностная обработка шлакощелочных материалов на основе бездобавочных нейтральных и кислых шлаков с сульфатнатриевым затворителем не целесообразна. Прочность камня бездобавочных ШЩВ,

твердевших в нормально-влажностных условиях, в 3 и более раз выше, чем подвергнутых тепловлажностной обработке. Добавки 10% ЦСП к ШЩВ на основе нейтрального шлака, а 10% ЦСП с 10-ю процентами ПЦК к ШЩВ на основе кислого шлака позволяют от 4-х до 10 раз повысить прочность камня вяжущих, подвергнутых тепловлажностной обработке. Камни ШЩВ на основе бездобавочного кислого шлака с затворителями раствором кальцинированной соды и



жидким стеклом с $M_c=2,8$ разрушаются при твердении в воде. Введение в состав ШЩВ цеолитсодержащих добавок обеспечивает твердение и набор прочности камня вяжущих в воде.

Прочность камня бездобавочных и с ЦСД ШЩВ, твердевших в воздушно-сухих условиях, а с добавками ЦСД ШЩВ на основе обоих видов шлаков в воде ниже прочности камня вяжущих нормально-влажностного твердения, соответственно, до 18 и 12 процентов.

Литература

1. Rakhimov R., Rakhimova N. The influence of the type and content zeolite containing addings on the properties and composition slag-alkaline bindings with liquid glass solution. // Non-traditional cement&concrete – III. Proceedings of the International Symposium. Brno Iniversity of technology&ZPSV. – 2008. – p.640-646.
2. Глуховский В.Д., Пашков В.А. Шлакощелочные цементы и бетоны. – Киев.: Будівельник, 1978. – 280 с.
3. Дворкин Л.И., Пашков И.А. Строительные материалы из отходов промышленности. – Киев.: Вища школа, 1989. – 208 с.
4. Рахимова Н.Р. Состояние и перспективные направления развития исследований и производства композиционных шлакощелочных вяжущих, растворов и бетонов. // Строительные материалы, 2008, №9. – С. 2-5.
5. Рахимов М.М., Хабибуллина Н.Р., Рахимов Р.З. Изделия из шлакощелочного бетона для сооружений метрополитенов. // Метроинвест, 2003, №3. – С. 34-35.
6. Рахимов Р.З., Хабибуллина Н.Р., Рахимов М.М., Соколов А.А., Гатауллин Р.Ф. Бетоны на основе композиционных шлакощелочных вяжущих. // II-я Всероссийская (Международ.) конф. «Бетон и железобетон. Пути развития». Научные труды. Т. 3. – М.: НИИЖБ, 2005. – С. 380-384.
7. Khabibullina N., Rakhimov R. Compositional slag-alkaline bindings. Ibaasil. 16. Internationale Baustofftagung, Tagungsbericht. T.A.Figner. Institut für Baustoffkunde, Bauhaus-Universitdt. Weimar. – Band 1. – 2006. – p.1-0917 – 1-0922.
8. Хабибуллина Н.Р., Рахимов Р.З. Повышение эффективности шлакощелочных вяжущих и бетонов. // Бетон и железобетон, 2006, №5. – С. 15-17.
9. Сидоренко Ю.А. Повышение стойкости шлакощелочных вяжущих и бетонов против высолообразования. Автореф. дисс. к.т.н. – Киев, 1991. – 23 с.
10. Рекомендации по изготовлению шлакощелочных бетонов и изделий на их основе. – М.: НИИЖБ Госстроя, 1986. – 55 с.



УДК 691.33

Р.А. Каюмов – доктор физико-математических наук, профессор, заведующий кафедрой сопротивления материалов и основ теории упругости

Р.А. Зиннуров – ассистент

К.П. Алексеев – кандидат технических наук

Казанский государственный архитектурно-строительный университет (КазГАСУ)

И.М. Закиров – доктор технических наук, профессор

К.А. Алексеев – кандидат технических наук

Казанский научно-исследовательский институт авиационной технологии

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОПТИМАЛЬНЫХ ПАРАМЕТРОВ СКЛАДЧАТЫХ ЗАПОЛНИТЕЛЕЙ ПО УСЛОВИЯМ МАКСИМАЛЬНОЙ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ПАНЕЛИ ПРИ НАЛИЧИИ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ ОГРАНИЧЕНИЙ

АННОТАЦИЯ

На основе анализа работы складчатых заполнителей предложены соотношения для расчёта предельной нагрузки, равномерно распределенной по поверхности обшивки трехслойных панелей. Найдены оптимальные параметры складчатых заполнителей по условиям максимальной несущей способности панели при наличии технологических ограничений. Разработана методика анализа чувствительности предельной нагрузки к технологическим неточностям изготовления.

R.A. Kayumov – doctor of physical-mathematical sciences, professor, head of Materials Resistance department

R.A. Zinnurov – assistant

K.P. Alexeev – candidate of the technical sciences

Kazan State University of Architecture and Engineering (KSUE)

I.M. Zakirov – doctor of the technical sciences, professor

K.A. Alexeev – candidate of the technical sciences

Kazan Scientifically -Research Institute of Aviation Technology

DEFINITION OF OPTIMUM PARAMETERS OF FOLDED FILLERS ON CONDITIONS OF THE MAXIMUM BEARING ABILITY OF THE PANEL IN THE PRESENCE OF TECHNOLOGICAL RESTRICTIONS

ABSTRACT

Based on analysis of folded fillers work the ratios for calculation of maximum load equally distributed on the surface of three-layer panels covering are suggested. The optimum parameters of folded fillers on conditions of maximal bearing ability of panel under technological restrictions are found. The technique of analysis of maximum load sensitivity to technological discrepancies of production is developed.

1. Объект исследования

Рассмотрим трёхслойные панели, нагруженные поперечной силой, равномерно распределенной по поверхности обшивки (рис. 1). Различные типы таких панелей исследовались [1, 2, 4-7].

Каждый образец представляет собой блок складчатого заполнителя на основе М-гофра, размещенный между обшивками. Блок заполнителя расположен симметрично между краями обшивок и приклеен к последним по всем верхним и нижним ребрам. Геометрические параметры заполнителя приведены на рис. 1.

Материал заполнителя - арамидная бумага NOMEX® T412, покрытая полимером; её плотность без покрытия – $r = 9,77 \times 10^{-7}$ кг/мм³, толщина (без

покрытия) – $t = 0,13$ мм, материал обшивок – стеклопластик, толщиной 1 мм.

Зависимость объемной плотности складчатой конструкции r_M от конструктивных параметров имеет вид:

$$r_M = \frac{r K_{\Pi} t 2b_0 \sin b_0 + 2C_1 + 2C_2}{H \cos b_0 (2C_1 + 2C_2)} \quad (1.1)$$

Здесь K_{Π} – технологический параметр, определяющий количество покрытия, нанесенного на поверхность материала заготовки, вычисляемый следующим образом:

$$K_{\Pi} = \frac{100}{100 - m}, \quad (m - \text{массовая доля покрытия на образце в \%}).$$

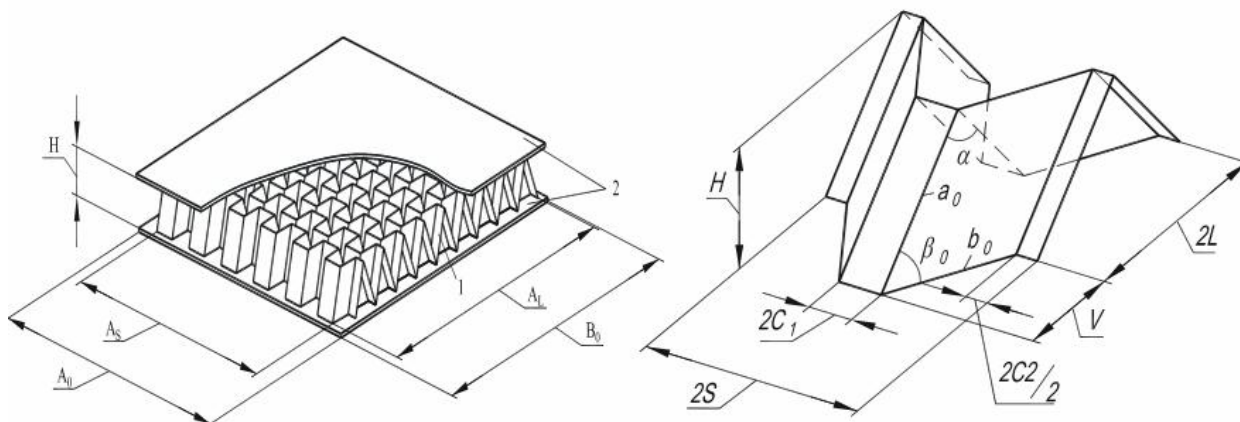


Рис. 1. Испытываемый образец: 1 – заполнитель, 2 – обшивки

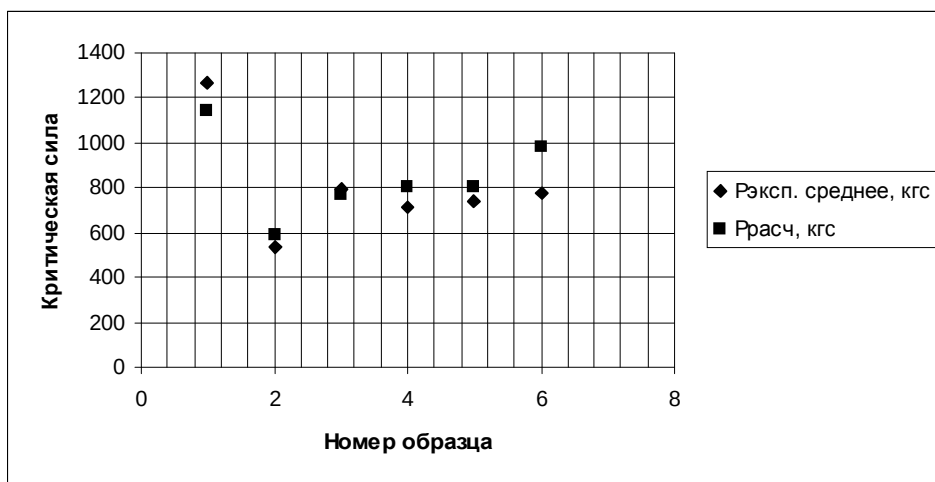


Рис. 2. Сравнение экспериментальных и численных исследований

Для 6 серий образцов, отличающихся геометрическими параметрами, были проведены экспериментальные исследования. Их результаты приведены на рис. 2.

2. Определение предельной сжимающей нагрузки

Эксперименты показывают, что потеря несущей способности заполнителей происходит в области упругих деформаций в результате потери устойчивости ребер заполнителя. При этом ребро представляет собой тонкостенный стержень с достаточно сложным сечением.

Приведем основные положения, которые были использованы при определении

$$P_{пред} = P_{пред1} + P_{пред2}$$

Здесь $P_{пред1}$ – нагрузка, воспринимаемая ребрами-стержнями, у которой одна ширина полки имеет величину C_1 , а другая V_1 (см. рис. 3). Аналогично

$P_{пред2}$ – нагрузка, воспринимаемая ребрами-стержнями, у которой одна ширина полки имеет величину C_2 , а другая V_1 , $P_{пред1}$, $P_{пред2}$ – нагрузки, перпендикулярные обшивке.

В связи с наклоном ребер заполнителя $P_{пред1}$ выражается через предельные продольные нагрузки $N_{пред}^1 = s_{кр1} \cdot A_1$ следующим образом (A_1 – площадь поперечного сечения, m_1 – число ребер):

$$P_{пред1} = s_{кр1} \cdot A_1 \cdot m_1 \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right).$$

На основе анализа результатов экспериментов нормальные напряжения предлагается аппроксимировать функцией:

$$\sigma_{кр1} = (a_N - b_N \cdot \lambda_1) \cdot \left(1 + c_1 \cdot (\sqrt{K_{II} - 1})^{c_2}\right) \quad (2.1)$$

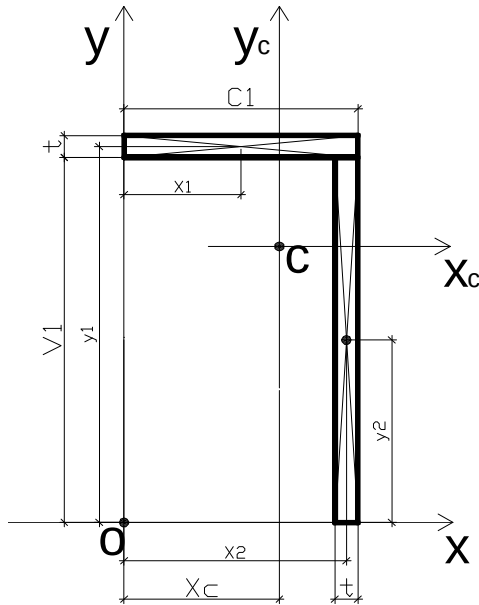


Рис. 3. Расчётная схема сечения ячейки М-гофра

Необходимость введения соотношения (2.1) с коэффициентами c_1 , c_2 обуславливалась резким возрастанием несущей способности заполнителя даже при малом коэффициенте покрытия K_{II} . Выражение для гибкости стержня модифицируем следующим образом:

$$l_1 = \frac{m \cdot a_0 \cdot \sqrt{A_1}}{\sqrt{J_{\min 1}}} \cdot \left(\frac{V_1}{a_0} + k_1 \right)^2, \quad \mu=2 \quad (2.2)$$

Как видно, гибкость выражается через геометрические параметры сечения, высоту ребра a_0 и эмпирический коэффициент k_1 , учитывающий конструктивную зависимость гибкости от C_1 и V_1 . Гибкость нельзя рассчитать по обычным формулам вследствие того, что основная часть нагрузки воспринимается малой областью стенки, примыкающей к ребру.

Механические характеристики $a_N = 9,58 \text{ Н} / \text{мм}^2$,

$b_N = 0,097 \text{ Н} / \text{мм}^2$ материала NOMEX® T412, коэффициенты $c_1 = 2,45$, $c_2 = 0,33$, $k_1 = 0,8$ были получены методами идентификации [3] на основе анализа экспериментальных данных при $K_{II} = 1$; $K_{II} = 1,25$; $K_{II} = 2$; $K_{II} = 3,5$. Контрольными являлись образцы с коэффициентами покрытия $K_{II} = 1,5$; $K_{II} = 2,5$.

Нагрузка $P_{пред2}$ определяется аналогично, но с заменой C_1 на C_2 . Сравнительный анализ прогнозируемых и экспериментальных результатов, приведенных на рис. 1, показывает, что предложенные соотношения (2.1), (2.2) удовлетворительно коррелируют с экспериментальными данными.

3. Зависимость удельного давления от геометрических параметров заполнителя

Удельное давление P_{ud} определим по формуле:

$$P_{ud} = \frac{p}{r_M}, \quad \text{где } p - \text{давление, приложенное к}$$

обшивке, r_M – объемная плотность складчатого заполнителя, определяемая по (1.1).

Оптимальные значения геометрических параметров определялись по максимальному значению удельного давления P_{ud} .

Варьируемыми параметрами являются угол a , ширина стенки b_0 , размеры стенки ячейки C_1 , C_2 (рис. 2). Для каждого варьируемого параметра задаются ограничения (границы изменения). Например, для приведенных ниже результатов использовались следующие ограничения: $a_{\min} = 10^\circ$, $a_{\max} = 150^\circ$, $b_{0\min} = 1 \text{ мм}$, $b_{0\max} = 20 \text{ мм}$, $C_{1\min} = 1 \text{ мм}$, $C_{1\max} = 10 \text{ мм}$, $C_{2\min} = 1 \text{ мм}$, $C_{2\max} = 10 \text{ мм}$.

Некоторые результаты приведены ниже в графическом виде.

Анализ численных результатов показал, что при заданных в данной работе ограничениях для варьируемых геометрических параметров удельное давление сильно меняется при малых C_1 , C_2 и мало изменяется при $C_1 > 3 \text{ мм}$, $C_2 > 3 \text{ мм}$.

Для решения задачи оптимизации ввиду небольшого количества искомых параметров использовался метод сжимающихся сеток по a , b_0 , C_1 , C_2 , в узлах которых вычислялся P_{ud} . Оказалось, что оптимальными значениями геометрических параметров при заданных ограничениях являются следующие величины: $C_1 = 8,1 \text{ мм}$; $C_2 = 3,4 \text{ мм}$; $b_0 = 10,6 \text{ мм}$; $a = 10^\circ$. Интересно отметить, что при этом P_{ud} мало зависит от изменения угла a . Снижение значения P_{ud} в зависимости от увеличения угла a представлено на рис. 6.

4. Локальный анализ чувствительности

Для выяснения влияния неточности изготовления заполнителя на величину удельного давления P_{ud} при оптимальных управляющих параметрах был проведен анализ чувствительности решения к разбросу этих параметров. Он состоял из следующих 3 этапов:

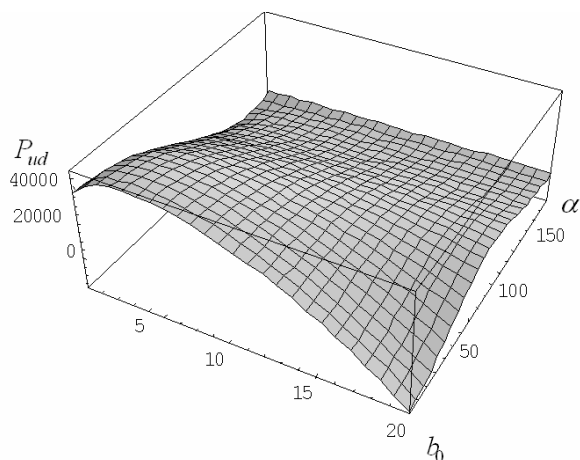
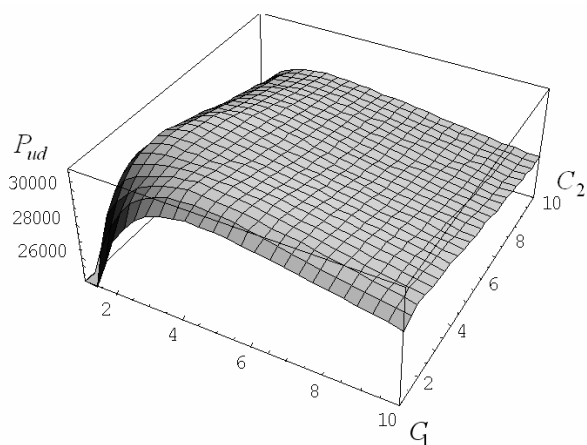
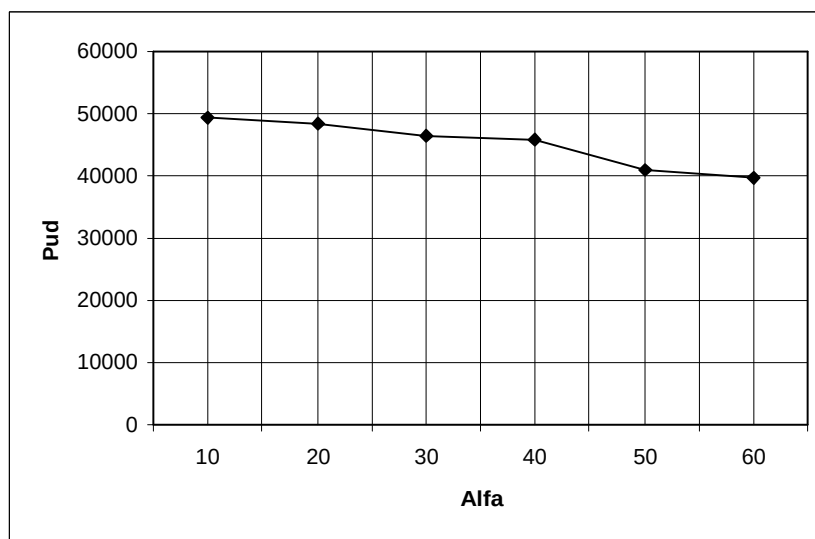
1. Выбираются оптимальные параметры.

2. Вычисляются первые 2 производные функции цели по управляющим параметрам.

3. Записывается зависимость P_{ud} от изменений параметров в виде:

$$P_{ud} = P_{opt} + P'_a \Delta a + P''_{aa} \Delta a^2 + P'_{b_0} \Delta b_0 + P''_{b_0 b_0} \Delta b_0^2 \dots \quad (4.1)$$

Для отыскания P'_a , P''_{aa} обычно используется процедура приближенного численного

Рис. 4. График зависимости $P_{ud}(a, b_0)$ при $(C_1=2; C_2=2)$ Рис. 5. График зависимости $P_{ud}(C_1, C_2)$ при $(a=73)$ Рис. 6. Зависимость P_{ud} от a

дифференцирования. Например,

$$P'_a = \frac{P(a_{onm} + \Delta a) - P(a_{onm} - \Delta a)}{2\Delta a},$$

$$P''_a = \frac{P(a_{onm} + \Delta a) - 2P_{onm} + P(a_{onm} - \Delta a)}{2\Delta a^2}$$

Аналогично для b_0, C_1, C_2 :

В качестве $\Delta a, \Delta b_0, \Delta C_1, \Delta C_2$ при вычислении

P', P'' можно брать величины порядка неточностей изготовления заполнителя. В данной работе было принято, что погрешности составляют следующие величины:

$$\Delta a = \pm 1^\circ, \quad \Delta b_0 = \pm 1 \text{ мм}, \quad \Delta C_1 = \pm 1 \text{ мм},$$

$$\Delta C_2 = \pm 1 \text{ мм}.$$

Таким образом, получим первую часть формулы (4.1)

$$P_{ud} = P_{onm} + P'_a \Delta a + P''_a \Delta a^2 =$$

$$= 1178,6 \text{ кН} \cdot \text{мм} / \text{кГ} + 180 \cdot \Delta a \text{ Н} \cdot \text{мм} / (\text{кГ} \cdot \text{град}) -$$

$$- 90 \cdot \Delta a^2 \text{ Н} \cdot \text{мм} / (\text{кГ} \cdot \text{град}^2).$$

Аналогично получим другие части формулы (4.1). В частности, вторая часть формулы имеет вид:

$$P'_{b_0} \Delta b_0 + P''_{b_0 b_0} \Delta b_0^2 = 265 \cdot \Delta b_0 \frac{\text{Н} \cdot \text{мм}}{\text{кГ} \cdot \text{мм}} - 2145 \cdot \Delta b_0^2 \frac{\text{Н} \cdot \text{мм}}{\text{кГ} \cdot \text{мм}^2}.$$

Отметим здесь, что аналитически ввиду наличия экстремума по b_0 должно было быть $P'_{b_0} = 0$ (см. рис.

6). Здесь $P'_{b_0} \neq 0$ ввиду численного дифференцирования.

Кроме того, несмотря на то, что коэффициент при Δb_0^2 достаточно велик, изменение P_{ud} все же составляет



малую величину, например, при $\Delta b_0 = 1 \text{ мм}$ отклонение P_{ud} составляет 0,2%.

Аналогичные выражения были получены относительно неточностей изготовления ΔC_1 , ΔC_2 . Анализ результатов показал, что, в рассмотренном выше примере неточности изготовления геометрических параметров М-гофра оказывают незначительное влияние на оптимальное значение удельного давления P_{ud} .

Работа выполнена при поддержке РФФИ, проекты № 08-01-00628, № 06-08-01170.

Литература

1. Каюмов Р.А., Закиров И.М., Алексеев К.П., Алексеев К.А., Зиннуров Р.А., Талаков М.А. Методика расчета панелей с шевронным заполнителем // «Математические методы и модели в науке, технике, естествознании и экономике: синтез, анализ, диагностика»: Труды международной «Конференции по логике, информатике, науковедению – КЛИН – 2007». – Ульяновск, 2007. – С. 118-120.
2. Каюмов Р.А., Закиров И.М., Алексеев К.П., Алексеев К.А., Зиннуров Р.А. Определение несущей способности панелей с шевронным заполнителем. // Изв. вузов. Авиационная техника, 2007, № 4.
3. Каюмов Р.А., Нежданов Р.О., Тазюков Б.Ф. Определение характеристик волокнистых композитных материалов методами идентификации. – Казань: Изд-во КГУ, 2005. – 258 с.
4. Закиров И.М., Алексеев К.А. Исследование параметров формообразования складчатого заполнителя одинарной кривизны. // Известия вузов. Авиационная техника, 2004, №4. – С.63-67.
5. Закиров И.М., Алексеев К.А. Формообразование складчатого заполнителя одинарной кривизны // Авиакосмические технологии и оборудование: Материалы Всерос. науч.-практич. конф. – Казань: Изд-во Казан. гос. техн. университета, 2004. – С. 5-9.
6. Зигзагообразная складчатая структура с сопряженными рифтами. // Сборник материалов XVII Всероссийской межвузовской научно-технической конференции. Часть 2, 17-19 мая 2005 г. – Казань: КВАКУ (военный институт) им. М.Н. Чистякова. – С. 175-176.
7. Халиулин В.И., Батраков В.В. и др. Звукопоглощающие конструкции и элементы фильтров складчатой структуры. // Авиакосмические технологии и оборудование: Материалы Всерос. науч.-практич. конф. – Казань: Изд-во Казан. гос. техн. университета, 2004. – С. 115-117.



УДК 658.5:624.014.:539.4

В.И. Лукашенко – кандидат технических наук, доцент

Казанский государственный архитектурно-строительный университет (КазГАСУ)

НАПРАВЛЕНИЯ РАЗВИТИЯ АРС ЭРА-ПК2000

АННОТАЦИЯ

Предварительные исследования и обобщения позволили развить новые направления дальнейших разработок для включения их в АРС ЭРА-ПК2000 (Автоматизированная Расчетная Система Экспертиза Расчет Анализ Пространственных Конструкций) и расширить круг решаемых задач при расчетах пространственных конструкций.

V.I. Lukashenko – candidate of technical sciences, associate professor

Kazan State University of Architecture and Building (KSUAB)

DIRECTIONS OF AAS ECA-SD2000 DEVELOPMENT

ABSTRACT

The preliminary studies and generalizations have resulted in developing of new directions of further engineering for enabling them into AAS ECA-SD2000 and in expanding of solvable tasks to calculations of spatial designs.

Предлагаемые в АРС ЭРА-ПК2000 новые программные средства и алгоритмы созданы на основе совершенствования многочисленных версий математического обеспечения и разработок [1-5].

Целью данной работы являлась постановка новых задач и разработка алгоритмов их решения с целью дальнейшего включения их в АРС на ПЭВМ.

Углубление исследований и расширение круга решаемых задач в современных исследованиях прочности конструкций при проектировании требует получения достоверных результатов на основе уточнения существующих моделей и разработки программных средств для реализации этих уточнений.

Предварительные исследования, представленные в работе [6], позволили выделить основные тенденции и актуальные направления усовершенствования математических моделей поведения объектов и методов реализации в АРС ЭРА-ПК2000:

1. Модели учета геометрически нелинейного поведения конструкций при статических воздействиях.
2. Моделирование нелинейного поведения многоэтажных зданий с железобетонным каркасом при действии сейсмических и импульсных нагрузок.
3. Задачи исследования релаксации напряжений в элементах пленочно-тканевых покрытий.
4. Задачи расчета вращающихся в жидкой среде дисков на действие совокупности произвольных гармонических нагрузок.
5. Внедрение новых технологий и программного обеспечения для исследований высотных сооружений при проектировании в области прочности и аэродинамики.

1. Модели учета геометрически нелинейного поведения конструкций при статических воздействиях

Задача линейной теории упругости в перемещениях по методу конечных элементов, как правило, сводится к решению уравнения вида:

$$[K^y]\{q\} - \{P\} = 0, \quad (1)$$

где: $[K^y]$ – упругая матрица жесткости конструкции, не зависящая от $\{q\}$, $\{q\}$ – вектор искомых узловых перемещений, $\{P\}$ – вектор узловых усилий. Учитывая, что деформированное состояние является однозначной функцией узловых перемещений и влияет на окончательный вид матрицы жесткости, можно записать нелинейное уравнение:

$$[K(q)]\{q\} = \{P\}, \quad (2)$$

которое приходится решать различными итерационными методами.

Для решения задачи (2) в АРС использован шагово-итерационный метод учета нелинейного поведения системы, связанный с конечными перемещениями ее элементов, работающих в пределах закона Гука. Нелинейный характер поведения конструкции отражается решением заданного в неявной форме нелинейного уравнения (2) с переменными коэффициентами, представляющими элементы матрицы жесткости $K(U)$:

$$K(U)U - P = 0, \quad (3)$$

где $U = U(P)$ – функция перемещений, отражающая нелинейное поведение узлов системы (рис. 1). Решение уравнения (3) производится следующим образом:

$$K_i^* \Delta U_i^* - \Delta P_i = \Delta P_i^* \approx 0, \quad (4)$$

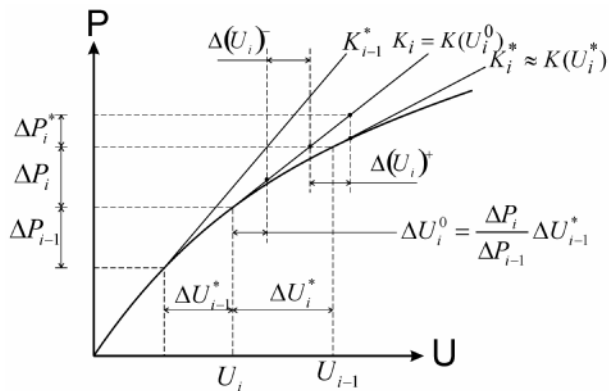


Рис. 1. Процедура шагово-итерационного метода

где: $K(U)$ на каждом шаге – линейная функция от U , а $U(P)$ – нелинейная. При этом, возникающая в ходе решения уравнения сила ΔP_i^* – есть величина невязки, которая эквивалентна величине невязки $\{f\}$, вводимой группой авторов: Дж. Стриклин, В. Хейслером и В. Риземаном. Вычисление $K_i^* \approx K(U_i)$ из условия равновесия (4) отражает решение нелинейного уравнения (3) и производится методом Ньютона-Рафсона или модифицированным методом Ньютона-Рафсона на тех участках, где $\partial P / \partial U$ стремится к нулю.

Применение различных видов шагового метода приводит к решению, отличающемуся от точного решения, и дает накопление погрешности на каждом шаге. Предлагаемый метод уменьшает на каждом шаге невязку ΔP_i^* до минимума и, тем самым, повышает точность даже при небольшом количестве шагов. Применение различных итерационных методов типа Ньютона имеет следующие недостатки:

1. Методы не являются глобально сходящимися, то есть не все исходные векторы сходятся к решению.
2. Методы не применимы при сингулярности матрицы K_i .

Для устранения этих недостатков и уменьшения количества итераций используется алгоритм Ланцоша, который позволяет, выделяя “слабые формы” (формы колебаний, соответствующие относительно малым энергиям деформации), использовать их в итерационном процессе для определения начального приближения U_i .

2. Моделирование нелинейного поведения многоэтажных зданий с железобетонным каркасом при действии сейсмических и импульсных нагрузок

С применением средств расчетного комплекса ЭРА-ПК2000 была разработана программа по расчету строительных конструкций на действие динамических воздействий с учетом нелинейного поведения

материалов. Программа может быть использована для оценки напряженно-деформированного состояния многоэтажных зданий с железобетонным каркасом при действии сейсмических и взрывных (импульсных) нагрузок.

Программа реализует шагово-итерационный метод прямого интегрирования уравнений колебания системы. Процесс нагружения разбивается на небольшие интервалы времени, в начале и конце которых рассматриваются уравнения динамического равновесия системы. Начальными условиями для каждого интервала служат характеристики, полученные из предыдущего шага; в конце характеристики изменяются в соответствии с текущим напряженно-деформированным состоянием.

Уравнение динамического равновесия системы записывается в форме:

$$m\ddot{\Delta y}(t) + c\dot{\Delta y} + k(t)\Delta y = \Delta p(t), \quad (5)$$

где m , c , k – матрицы масс, демпфирования и жесткости, соответственно; $\ddot{\Delta y}$, $\dot{\Delta y}$, Δy – векторы изменения (приращения) ускорений, скоростей и перемещений масс системы в рассматриваемом интервале времени; Δp – приращение нагрузки.

Решение уравнений (6) производится методом Холта (методом линейных ускорений).

$$\dot{k}(t)\Delta y(t) = \Delta \dot{p}(t), \quad (6)$$

$$\dot{k}(t) = k(t) + \frac{6}{\Delta t^2}m + \frac{3}{\Delta t}c, \quad (7)$$

$$\Delta \dot{p}(t) = -m\ddot{\Delta y}_{ep}(t) + m\left[\frac{6}{\Delta t}\dot{\Delta y}(t) + 3\ddot{\Delta y}(t)\right] + c\left[3\dot{\Delta y}(t) + \frac{\Delta t}{2}\ddot{\Delta y}(t)\right]. \quad (8)$$

Здесь: $\dot{k}(t)$ – матрица эффективной динамической жесткости, а $\Delta \dot{p}(t)$ – приращение эффективной нагрузки.

Динамический расчет проводится в следующей последовательности: на каждом интервале времени задается приращение нагрузки. Вычисляются матрицы $\dot{k}(t)$, $\Delta \dot{p}(t)$ и решается система уравнений (7).

Приращения Δy определяются в предположении, что коэффициенты затухания постоянны, и все происходящие нелинейные процессы в системе отражаются на матрице жесткости $k(t)$. Коэффициенты матрицы жесткости определяются величиной составляющих жесткости элементов системы B , вычисление которых производится на основе диаграмм деформирования железобетонных элементов “Момент

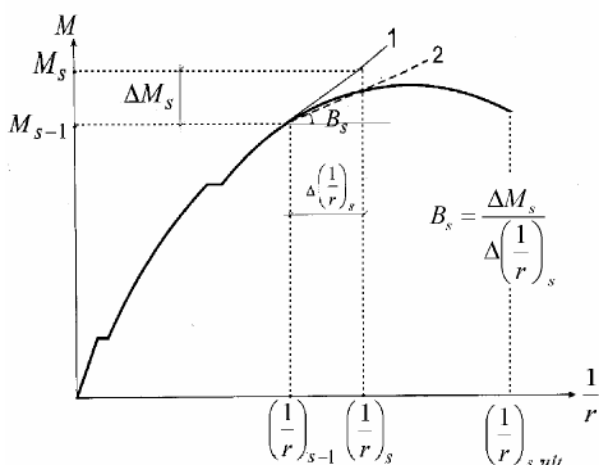


Рис. 2. Определение жесткости элемента системы на шаге s по диаграмме “Момент – кривизна”:

1 – начальное приближение; 2 – секущая составляющая жесткости.

$M_{s-1}, \left(\frac{1}{r}\right)_{s-1}$ – изгибающий момент и кривизна в сечении элемента, полученные в конце предыдущего шага;

$M_s, \left(\frac{1}{r}\right)_s$ – изгибающий момент и кривизна в сечении элемента, полученные в конце рассматриваемого шага s .

– кривизна” с включением итерационного процесса.

По выполнению условия сходимости производится проверка условия жесткости (кривизна элементов не должна превышать предельных значений). Если жесткость системы обеспечена, вычисляются значения перемещений, скоростей и ускорений в конце рассматриваемого интервала времени. Полученные величины служат начальными условиями для следующего шага интегрирования. Невыполнение условия жесткости в каком-либо элементе равносильно развитию в нем пластического шарнира. В этом случае

определяется жесткость системы, соответствующая моменту образования шарнира, вносятся изменения в расчетную схему здания (жесткое защемление элемента заменяется шарнирным). И проводится дальнейший расчет до окончания нагружения или до образования такого количества шарниров, которое превращает конструкцию в механизм. Причем, выключение связей производится по очереди. Если в пределах одного шага выключается сразу несколько элементов, то этот шаг повторяется вновь с более мелким разбиением.

3. Исследование релаксации напряжений в элементах пленочно-тканевых покрытий

Для пленочно-тканевого покрытия на основе экспериментальных исследований установлены законы изменения во времени физических свойств материалов в зависимости от исходного напряженного состояния. Ставится задача определения изменяющегося во времени НДС фрагмента пленочно-тканевого покрытия при заданной начальной деформации на его границах.

Решается объемная линейная задача теории упругости. Нити и пленочный наполнитель моделируются конечными элементами тетраэдра в области рассчитываемого фрагмента.

На основе АРС ЭРА-ПК2000 был составлен комплекс дополнительных программ, реализующих решение этой задачи.

Сначала необходимо запустить программу **formanew.exe**. В этой программе на основе параметров, указанных в файле **formanit.vv**, решением системы трансцендентных уравнений определяются геометрические параметры нитей основы и утка – прообразы пространственного представления их пересечения (рис. 3).

На выходе образуется файл **formanit.viv**, в котором содержатся эти вспомогательные параметры. Затем запускается программа **testpov.exe**. В ней образуются координаты узлов КЭ сетки нитей и топология. В

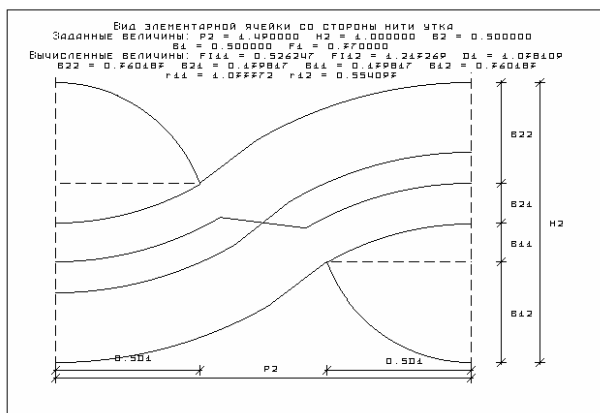
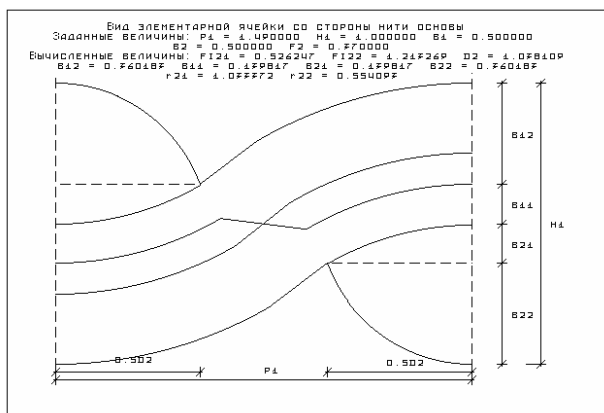


Рис. 3. Прообразы пространственного представления пересечения нитей

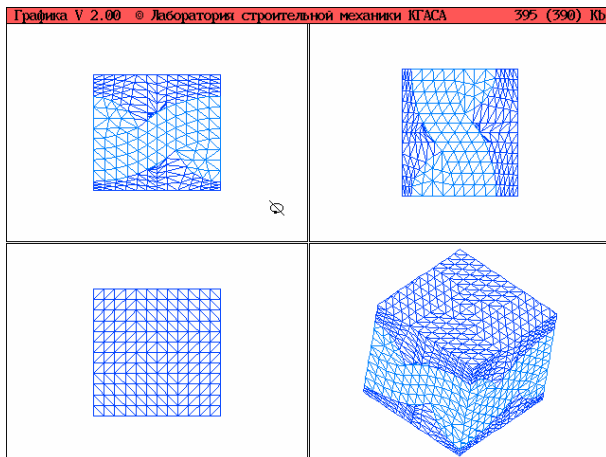


Рис. 4. Фрагмент пленочно-тканевого покрытия (расчетная модель)

результате генерируется расчетная модель фрагмента (рис. 4).

Далее происходит запуск программы **min_lent.exe**, в которой определяется новая нумерация узлов с целью минимизировать ширину ленты матрицы жесткости объединенной конструкции. Входные данные выбираются из файла **pover.viv**. Результат помещается в файл **invp.vv**.

На рис. 5 показаны некоторые результаты и возможности их представления для варианта представления фрагмента 2457 узлов (из них 640 узлов нитей) и случая нагружения торца равномерным наложенным перемещением вдоль оси X.

4. Расчет статора роторно-пульсационного аппарата (РПА) на действие совокупности произвольных гармонических нагрузок

Для получения устойчивых эмульсий механическим способом в РПА используется явление кавитации, возникающее при взаимодействии зубьев статора со смесью, разгоняемой ротором до определенной скорости. При определенных размерах статора геометрия расположения, количество рядов зубьев и их размеры могут быть подобраны таким образом, что частоты собственных колебаний зубьев и частоты возникновения вихрей, а, следовательно, и

частоты кавитационных импульсов совпадают. В этом случае процесс образования эмульсии протекает наиболее эффективно и обеспечивает наилучшее её качество.

На рис. 6 показана расчетная модель статора РПА. В модели 7536 узлов с тремя линейными степенями свободы. Область заполнена объемными элементами тетраэдра. Расчет проводился на собственные колебания и на действие совокупности произвольных гармонических нагрузок с целью получения динамического отклика системы на спектр динамических воздействий в диапазоне частот, определяющих возникновение кавитации на зубьях статора при различных скоростях вращения ротора РПА. В расчетах использованы решения в линейной постановке и дополнительные программы **stiffet.exe** и **vin_gart.exe**, не входящие в основную библиотеку APC ЭРА-ПК2000.

5. Внедрение новых технологий и программного обеспечения для исследований высотных сооружений при проектировании в области прочности и аэродинамики

В настоящее время в Казани и других крупных городах РТ наметилась тенденция строительства многоэтажных высотных зданий. Тенденция к лёгкому строительству и применение всё более лёгких конструкций приводит к доминирующей роли ветровых нагрузок на несущие каркасы зданий. Действующие СНИПы и другие нормативные документы в этой области устарели, а их новой редакцией государственные органы не занимаются. Имеющийся опыт проектирования, возведения и эксплуатации в отечественной и зарубежной практике показывает, что существенное значение для обеспечения прочности, безопасности, комфортности и экологичности высотных сооружений имеет детальный учет аэродинамических нагрузок. Действующие СНИПы не обеспечивают выполнение этих требований в условиях нестандартных архитектурных решений, размещения и необходимости учета сложной аэродинамики обтекания.

В соответствии с Концепцией научной, научно-технической и инновационной политики в системе

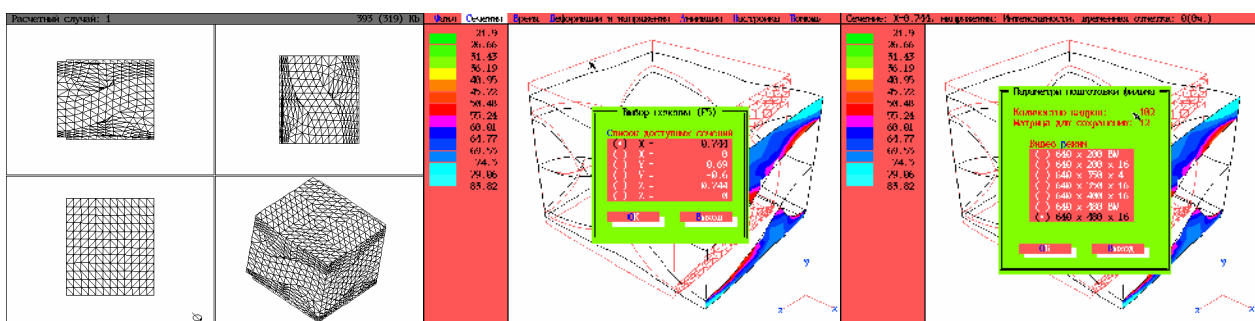


Рис. 5. Исходное НДС фрагмента (выбор сечения, настройка параметров фильма)

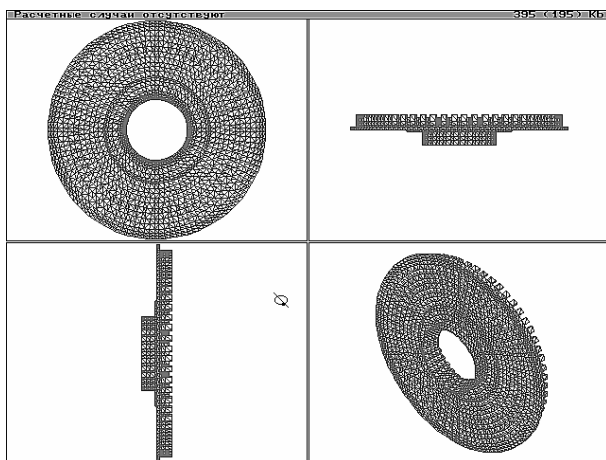


Рис. 6. Расчетная модель статора РПА

образования Российской Федерации, учитывая необходимость применения в строительной и других отраслях разработок ОНИЛ КазГАСУ и ИАТТ КГТУ им. А.Н. Туполева, на территории КазГАСУ создан совместный Центр внедрения новых технологий (ЦВНТ) расчетно-экспериментальных исследований.

Некоторые регионы, в частности г. Москва, разрабатывают свою систему нормативных актов с целью расширения нормативно-методической базы, необходимой для расчета и проектирования высотных зданий и сооружений, входящих в состав высотных многофункциональных комплексов. Здесь рассматриваются минимальные значения нагрузок и воздействий, которые как дополнение и уточнение положений СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия» рекомендуется использовать при проектировании несущих и ограждающих конструкций, оснований и фундаментов зданий и сооружений высотой более 75 метров. В Казани уже строятся такие здания, поэтому разработка аналогичных регламентов обеспечит требуемые функциональные, прочностные и другие качества возводимых сооружений.

Накопленный в КазГАСУ опыт расчета таких зданий, в том числе на ветровые и сейсмические нагрузки в сочетании с экспериментальными продувками моделей сооружений в оборудованной для этих целей аэродинамической трубе КГТУ им. А.Н. Туполева, позволит решать на требуемом уровне поставленные задачи непосредственно в Казани.

Планируются направленные расчетно-экспериментальные исследования, накопление, углубление и расширение исследований, обобщение результатов и включение новых алгоритмов и программ в библиотеку АРС ЭРА-ПК2000.

Литература

1. Аргирис Дж., Келси С. Расчет фюзеляжей произвольного поперечного сечения и произвольного закона изменения, сечений вдоль оси. // Современные методы расчета сложных статически неопределимых систем / Пер. с англ. под ред. Филина А.П. – Л.: Судпромгиз, 1961. – С. 421-653.
2. Бурман З.И., Лукашенко В.И., Тимофеев М.Т. Расчет тонкостенных подкрепленных оболочек методом конечных элементов с применением ЭЦВМ. – Казань: Изд-во КГУ, 1973. – 569 с.
3. Артюхин Г.А. Методы и алгоритмы генерации данных для подсистемы автоматизированного проектирования подкрепленных оболочек. – Дисс... канд. техн. наук. – Киев, 1985. – 158 с.
4. Бурман З.И., Аксенов О.М., Лукашенко В.И., Тимофеев М.Т. Суперэлементный расчет подкрепленных оболочек. – М.: Машиностроение, 1982. – 256 с.
5. Бурман З.И., Артюхин Г.А., Зархин Б.Я. Программное обеспечение матричных алгоритмов и метода конечных элементов в инженерных расчетах. – М.: Машиностроение, 1988. – 256 с.
6. Лукашенко В.И., Абдюшев А.А., Доронин М.М., Нуриева Д.М., Сладков А.В. Экспертиза, расчет, анализ пространственных конструкций: Монография. – Казань: КазГАСУ, 2006. – 321 с.