

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА И РАСЧЕТ СООРУЖЕНИЙ

НАУЧНО-

ТЕХНИЧЕСКИЙ

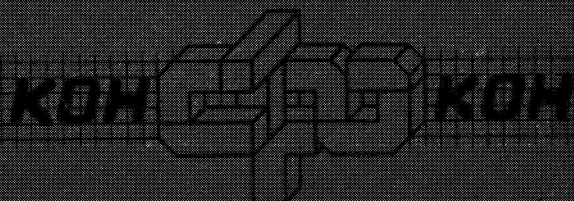
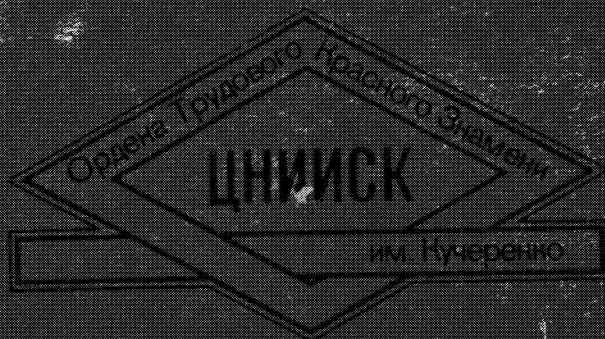
ЖУРНАЛ

ГОСУДАРСТВЕННОГО

СТРОИТЕЛЬНОГО

КОМИТЕТА

СССР



4
1988

Пролетарии всех стран, соединяйтесь!

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА И РАСЧЕТ СООРУЖЕНИЙ

НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ ЖУРНАЛ
ГОСУДАРСТВЕННОГО СТРОИТЕЛЬНОГО
КОМИТЕТА СССР

Издается с января 1959 г.

№4(178)

июль, август

1988

Выходит 6 раз в год

Москва Стройиздат

Редакция журнала предлагает читателям познакомиться с одним из головных институтов Госстроя СССР

ЦНИИСК им. Кучеренко — достижения и задачи

Центральный научно-исследовательский и проектно-экспериментальный институт комплексных проблем строительных конструкций и сооружений им. В. А. Кучеренко Госстроя СССР (ЦНИИСК им. Кучеренко) является головной организацией по теории сооружений и строительной механике, по разработке принципиально новых форм металлических, каменных, деревянных, асбестоцементных конструкций из новых материалов и технологий их изготовления, а также в области сейсмостойкости зданий и сооружений, огнестойкости строительных конструкций.

В результате проведенных исследований по теории сооружений получен ряд важных результатов, имеющих большую практическую и научную значимость. Среди них такие, как СТ СЭВ 384—87, который устанавливает основные положения расчета строительных конструкций из различных материалов для зданий и сооружений четырех классов, имеющих различную степень ответственности. Разработаны главы СНиП 2-01-07.85 «Нагрузки и воздействия» и новый СНиП «Предельные прогибы», регламентирующий единые значения предельных прогибов, не зависящих от материала конструкций. Использование перечисленных нормативных документов в проектировании обеспечивает существенный экономический эффект.

В последнее время большое внимание уделяется разработке методики расчета строительных конструкций различного назначения с количественной оценкой их надежности, методов оценки надежности кон-

струкций по результатам контрольных испытаний, а также совершенствованию методов нормирования нагрузок и их сочетаний.

В институте разработаны рекомендации по расчету стальных рам как единых нелинейных систем. Проектирование стальных каркасов на основе этих рекомендаций позволяет снизить металлоемкость до 10%.

Проводятся работы по анализу аварий и повреждений строительных конструкций.

Основу научно-производственной деятельности в области металлоконструкций составляют экспериментальные и теоретические исследования, на основе которых разрабатываются дополнения и изменения, а также новые положения для двух нормативных документов по расчету и проектированию стальных и алюминиевых конструкций. Кроме этого, сфера деятельности специалистов по металлостроительству включает также создание и организацию производства принципиально новых высокоэффективных конструктивных форм.

За последнее время разработаны и изданы главы СНиП по проектированию и расчету стальных и алюминиевых конструкций. Практическое использование этих документов обеспечило значительное снижение расхода металлопроката, которое достигнуто за счет совершенствования расчетов и конструкций, а также за счет повышения расчетных характеристик металлопроката в результате дифференцирования прочностных свойств.

Примерами применения новых конструктивных форм могут служить покрытия

Олимпийского стадиона, велотрека в Крылатском и спорткомплекса в Измайлове.

В настоящее время с целью выполнения заданий по индустриализации строительства интенсивно ведутся разработки по созданию легких несущих металлоконструкций зданий комплектной поставки. Примерами могут служить рамные конструкции из элементов переменной жесткости, выбираемой в соответствии с эпюрой внутренних усилий, каркасы для теплиц, структурные покрытия из прокатных или гнутых профилей. Дополняют этот перечень весьма эффективные конструкции зернохранилищ с емкостями из тонкого листа и покрытия из мембран.

Важное место занимает изыскание возможности использования малоуглеродистых сталей для конструкций северного исполнения, что позволяет сократить дефицит низколегированных сталей в строительстве. Это достигается в результате совершенствования конструктивных форм и узловых соединений. На основании этих исследований представилось возможным для районов с расчетной температурой ниже минус 40°C разрешить применение опор ЛЭП, фундаментных болтов, а также рамных этажерок для обустройства нефтяных скважин, которые взамен низколегированной стали изготавливаются из малоуглеродистой стали.

Одно из направлений деятельности института — исследование по установлению расчетных характеристик древесины и изделий на ее основе (плит различного назначения, как, например, древесно- или цементно-стружечных и т. п.). Ведутся также разработки по созданию и организации производства конструкций из дерева, включающие исследования клеев и технологии изготовления.

Результаты используются для составления различных рекомендаций, ГОСТов, а также главы СНиП по расчету и проектированию деревянных конструкций.

Среди достижений этого направления необходимо отметить конструкции из клееной древесины. Примером служат рамные конструкции с разборными узловыми соединениями, которые в сравнении с гнуто-клееными обеспечивают снижение себестоимости конструкций и транспортных расходов и, что самое главное, обеспечивают повышение индустриализации строительства. Такие конструкции весьма целесообразны для общественных зданий комплектной поставки (физкультурно-оздоровительные комплексы (ФОК), рынки и т. п.). В настоящее время широким фронтом ведутся исследования по расширению номенклатуры зданий комплектной поставки из древесины. К числу эффективных необходимо отнести также конструкции из цементно-стружечных плит (ЦСП). В этом классе конструкций наиболее перспективными являются встроенные блоки полной заводской готовности для сантехнического, вентиляционного и электротехнического оборудования. Использование ЦСП в строительстве обеспечивает возможность эффективной замены таких материалов, как сталь и древесина.

Для успешного применения конструкций из ЦСП разработаны клеи и защитные материалы, среди которых следует назвать недорогой полиуретановый клей ускоренного отверждения и нетоксичный водостойкий состав для защиты древесины на основе пасты «Фанкор».

Одно из направлений деятельности института связано с применением фосфатных связующих. По результатам исследований создан ряд эффективных теплоизоляционных, конструкционных и огнеупорных материалов, а также огнезащитных и противокоррозионных покрытий для металла и древесины. В качестве примера можно привести перлитофосфатные плиты на основе вспученного перлитового песка, применяемые для тепловой изоляции кровель.

В области конструкционных материалов созданы и широко внедрены древесно-стружечные плиты на фосфатном связующем, которые по физико-техническим свойствам отвечают требованиям, предъявляемым к плитам для устройства полов в жилых и гражданских зданиях.

Для защиты металлических и деревянных конструкций от огня разработаны рецептура и установка для нанесения специальных покрытий, которые обеспечивают защиту металла при развивающемся пожаре в течение 2,5 часов, а использование освоенных промышленностью специальных красок переводит древесину в категорию трудносгораемых материалов.

Коллектив отдела динамики выполняет комплексные исследования динамических воздействий на конструкции зданий и сооружений от технологического оборудования, ветра, морского волнения, взрывов и т. д. Результаты исследований использованы в нормативно-технической документации по проектированию сооружений и СНиП, а также в конструкторских разработках по виброзащите оборудования и строительных конструкций. Среди важнейших достижений отдела следует отметить разработку методов расчета сооружений на ветровые воздействия с учетом пульсации давления, метода расчета производственных зданий на групповые нагрузки от виброактивных машин, метода расчета нефтедобывающих сооружений шельфа на морское волнение. Важные результаты получены в области теории внутреннего трения, волновой динамики, метода граничных элементов, нелинейных колебаний и др. Из работ инженерного направления следует отметить разработку по виброзащите зданий, расположенных вблизи метро мелкого заложения, разработки по кинематической виброизоляции фундаментов под прецизионное оборудование, исследования в области бесфундаментной установки виброактивного оборудования, например, бесфундаментная виброизолированная установка компрессоров различного типа.

Следующее направление деятельности института связано с экспериментально-теоретическими исследованиями прочности и деформативности конструкций из глиняного и силикатного кирпича, а также керамического камня различных модификаций и

мелких ячеистобетонных блоков. Результаты исследований являются основой для составления нормативно-технической документации (СНиПов, ГОСТов и т. д.) и конструкторских разработок, обеспечивающих эффективное использование кирпича, керамических изделий и мелких блоков в строительстве, которое охватывает почти половину возводимых в стране жилых и общественно-гражданских зданий. Для изготовления кирпича, блоков и камней кроме глины возможно использовать отходы углеобогащения, барханный песок, различные шлаки и побочные продукты производства.

Значительное внимание уделяется вопросу индустриализации, в первую очередь созданию автоматизированного производства керамических изделий. Ведутся работы по организации производства крупных блоков и панелей с использованием гибких технологий и робототехники.

Обеспечением надежности зданий и сооружений, строящихся в сейсмических районах, занимается отдел сейсмостойкого строительства. Цель исследований, выполняемых коллективом, заключается в разработке методов расчета конструкций зданий и сооружений с учетом нелинейной пространственной работы сооружений, а также волнового характера и повторяемости сейсмозданий. Разрабатываются новые конструкции зданий, которые обеспечивают повышение сейсмостойкости сооружений за счет использования «выключающихся связей», «скользящих или качающихся опор» и т. д.

Основные результаты деятельности в данном направлении представлены главой СНиП «Строительство в сейсмических районах». Анализ последствий землетрясений убедительно свидетельствует о том, что применение методов расчета и конструирования, регламентируемых названной главой СНиП, при качественном производстве строительных работ обеспечивает достаточную степень сейсмостойкости сооружений.

Важное место в исследованиях по сейсмостойкости сооружений занимает организация инженерно-сейсмометрической службы (ИСС) страны, которая включает сеть станций (более 160) инженерно-сейсмометрических наблюдений, установленных на различных сооружениях гражданского и промышленного назначения и обеспечивающих сейсмостойкое строительство инструментальной информацией о поведении сооружений при землетрясениях.

В последнее время большое внимание уделяется разработке сейсмостойких зданий, предназначенных для строительства в районах с резко отрицательной температурой. Для этих целей совместно с ЛенЗНИИЭП разработано крупнопанельное здание с «сухими» стыками и адаптивной системой сейсмозащиты. Эти конструктивные решения способствуют индустриализации строительства на севере в результате того, что резко снижается выполнение мокрых процессов в построечных условиях. Первый экспериментальный дом запроектирован и построен в 1986 г. в г. Нерюнгри.

В число перспективных направлений исследований института входят прикладные разработки для монолитного домостроения, а также составление региональных строительных норм (РСН), которые учитывают характерные особенности сейсмической территории. Первый такой документ составляется для Молдавии.

Важнейшим направлением деятельности института является разработка легких ограждающих конструкций (многослойных панелей) для стен и покрытий с эффективными утеплителями на основе вспененных полимеров с наружными обшивками из тонколистовых металлических и неметаллических материалов. При этом основное внимание уделяется комплексному решению проблемы: созданию рецептур полимерных композиций и проектированию конструкций на их основе; разработке промышленной технологии производства; всестороннему изучению свойств составляющих материалов и элементов конструкций, включая исследования пожарно-технических характеристик; разработке технологического оборудования и промышленному освоению конструкций.

Впервые в мировой практике разработан непрерывный технологический процесс изготовления панелей повышенной огнестойкости с утеплителями из фенольных пенопластов, создан головной образец промышленной линии для их производства.

Создана целая серия конструкций на основе асбестоцемента, асбестосиликата и тканепленочных материалов, позволяющих существенно сократить расход металла и изготавливать строительные элементы полной заводской готовности с обеспечением высокой индустриальности и мобильности технологии монтажа возводимых зданий и сооружений.

Новые книги Стройиздата

Пилюгин Л. П. Конструкции сооружений взрывоопасных производств. — М.: Стройиздат, 1988 (1 кв.). — 20 л.: ил. — (В пер.): 3 р. 60 к., 4900 экз.

Изложены теоретические основы проектирования предохранительных конструкций. Дана оценка эффекта действия на строительные конструкции нагрузок, возникающих в аварийных ситуациях при взрывном горении газозвоздушных смесей в помещениях взрывоопасных производств.

Для научных и инженерно-технических работников научно-исследовательских организаций.

НАДЕЖНОСТЬ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

УДК 624.042.7.69(083.75)

Н. Н. СКЛАДНЕВ, чл.-корр. АН СССР, Я. М. АЙЗЕНБЕРГ, д-р техн. наук, проф.
(ЦНИИСК им. Кучеренко, Москва)

Основные направления развития норм проектирования сооружений для сейсмических районов

Значительная часть территории СССР расположена в сейсмически опасных районах. Камчатка, Сахалин, зона БАМа, Восточная Сибирь, Дальний Восток, Средняя Азия, Кавказ, Крым, Западная Украина, Молдавия — эти и другие регионы страны, в которых ведется интенсивное строительство, могут подвергаться воздействию разрушительных землетрясений. На дополнительные конструктивные мероприятия для защиты сооружений от землетрясений государство ежегодно расходует сотни миллионов рублей.

Принципиальные методы расчета и конструирования сооружений для сейсмических районов регламентируются Строительными нормами и правилами «Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования». Целью Норм является обеспечение достаточной надежности сооружений и безопасности людей при возможно меньших затратах. Это типичная оптимизационная задача, которая решается в явной или неявной форме, на уровне экспертных оценок, в зависимости от объема исходных данных и других факторов. От качества решения этой задачи и, следовательно, от качества норм зависит уровень затрат государства на сейсмостойкое строительство и безопасность населения. Нелишнее напомнить, что эти затраты включают не только первоначальные затраты на усиление конструкций во время строительства, но и на ликвидацию последствий сильных землетрясений, в том числе на восстановление сооружений, убытки в результате остановки промышленных предприятий, вызывающие цепочку экономических последствий.

Советские нормы проектирования «Строительство в сейсмических районах» по уровню теоретических предпосылок, положенных в их основу, и по степени детализации конструктивных рекомендаций не уступают лучшим зарубежным нормам.

С 1957 г. советские нормы включают динамический метод расчета сооружений на сейсмические нагрузки. Этот метод, пришедший на смену так называемому статическому методу, был впервые и практически одновременно включен в нормы проектирования СССР и США.

Динамический метод расчета включен в советские нормы в форме, разработанной в ЦНИИСКе профессором И. М. Корчинским [1], и с тех пор сохраняется с неко-

торыми модификациями во всех редакциях норм [2, 3].

Нынешняя редакция норм (СНиП II-7-81) утверждена Госстроем СССР в качестве закона в 1981 г. и действует с 1982 г.

За годы, прошедшие после разработки действующих норм, выполнен ряд теоретических и экспериментальных исследований по теории сейсмостойкости и инженерной сейсмологии. Результаты этих исследований, а также анализ последствий сильных землетрясений, происшедших в последние годы в Газли, Кишиневе, Мехико-сити и др., и опыт проектирования приводят к выводу о необходимости внесения в действующие нормы ряда изменений и дополнений.

Составлению проекта и утверждению пересмотренной редакции норм будет предшествовать их широкое обсуждение специалистами в институтах, рабочих группах и комиссиях Межведомственного совета по сейсмологии и сейсмостойкому строительству при Президиуме АН СССР, а также в печати.

Ниже приведены некоторые соображения об основных направлениях ближайших пересмотров норм. Разумеется, частично отражены и некоторые результаты предварительных обсуждений и обменов мнениями, происходивших на различных совещаниях, советах и научных семинарах. Одним из результатов этих обсуждений является сформировавшееся мнение большинства специалистов о том, что общая процедура расчетов сооружений на сейсмические нагрузки при ближайшем пересмотре останется в принципе прежней. Это означает, что расчеты большинства сооружений будут осуществляться с использованием упругих расчетных моделей сооружений и спектральных представлений сейсмического воздействия, с использованием графика спектрального коэффициента динамичности. Видимо, лишь к другому пересмотру СНиП, который будет осуществлен ориентировочно к концу 90-х годов, удастся накопить достаточные данные о расчетных моделях сейсмических воздействий, расчетных моделях сооружений и критериях оптимальной надежности, которые позволят перейти к более научно обоснованным расчетным процедурам с учетом всей истории деформирования сооружения при землетрясении, вклю-

чая неупругие деформации и локальные разрушения.

Учет повторяемости землетрясений и сейсмическое районирование для норм. В действующих СНиП II-7-81 [3] была впервые учтена повторяемость землетрясений. На картах общего сейсмического районирования, часть которых (7—9 баллов) является приложением к строительным нормам, каждый из сейсмических районов (7, 8 и 9 баллов) разбит на 3 подрайона. Эти подрайоны отличаются один от другого средним периодом повторяемости землетрясений, интенсивность которых соответствует баллу района. Средние периоды составляют 100, 1000 и 10 000 лет. Для учета различной повторяемости землетрясений введены специальные коэффициенты. Применение коэффициентов приводит к увеличению эквивалентной сейсмической нагрузки приблизительно на 15%, если период повторения землетрясения 100 лет, и к такому же уменьшению, если период повторения 10 000 лет. Для периода повторения 1000 лет указанный коэффициент равен единице.

Необходимость уточнения способов учета повторяемости землетрясений определяется несколькими обстоятельствами. Одно из них связано с необходимостью более правильного количественного учета повторяемости. Как уже отмечалось, согласно действующим нормам, в случае, если для двух районов средние периоды повторяемости землетрясений отличаются в 10 раз, эквивалентные расчетные сейсмические нагрузки отличаются друг от друга всего на 15%.

Между тем, исследования сейсмического риска, выполненные в ИФЗ АН СССР [4, 5], ЦНИИСКе [6, 7], в ТашЗНИИЭПе [8], приводят к выводу, что величины эквивалентных сейсмических нагрузок могут различаться на 50% и более, когда периоды повторяемости отличаются на порядок.

Если ввести более правильные коэффициенты по учету повторяемости землетрясений, то возникает ситуация, когда величины эквивалентных расчетных сейсмических нагрузок в районах с сейсмичностью, например, 9 баллов, с периодом повторения 10 000 лет, приблизительно равны нагрузкам в районах с сейсмичностью 8 баллов с периодом повторения 100 лет. Таким образом, районирование в баллах имело некоторый смысл, когда балльность территории, по определению сейсмологов, означала интенсивность в баллах максимально возможного землетрясения на данной территории. Но, как только баллам территории сопоставляются некоторые статистические оценки повторяемости, понятие «балльность территории» утрачивает смысл.

В [6] еще в начале 70-х годов делались предложения о переходе к районированию по сейсмической опасности (с одновременным учетом «балльности» и повторяемости). Однако тогда эти предложения имели чисто теоретическое значение, поскольку повторяемость на картах сейсмического районирования не регламентировалась. Теперь повторяемость включена в официальные карты сейсмического районирования. На их основе для нужд строительного проектирования

могут быть составлены специальные карты сейсмической опасности. Заметим, что число подрайонов на таких картах может быть заметно уменьшено (до 4—5). При этом для ближайшего пересмотра СНиП могут быть использованы существующие карты общего сейсмического районирования.

Что касается дальнейшего развития строительных норм и сейсмического районирования, то здесь необходимо заметить следующее. Интенсивность землетрясений (в смысле амплитудных характеристик воздействия) и их повторяемость еще не характеризуют однозначно разрушительный эффект землетрясений. Этот эффект весьма существенно зависит от преобладающих периодов и конфигурации спектров сейсмических движений, длительности главной фазы, волновых характеристик, остаточных деформаций и других параметров сейсмического движения грунта. В настоящее время проводятся исследования по разработке расчетных моделей сейсмических воздействий. Эти модели частично или полностью учитывают перечисленные факторы. По мере накопления региональных данных они будут включаться в нормы. Реализация изложенных выше предложений по районированию сейсмической опасности может дать не только экономию средств, но и повышение суммарной надежности по сейсмическим районам в целом.

Отметим, что предлагаемая схема районирования пока вынужденно опирается на существующие карты общего сейсмического районирования.

Заметим, что в нормах США и других развитых стран не существует понятия сейсмической балльности территорий. Районы подразделяются по степени сейсмической опасности [9].

Учет спектров сейсмического движения. Важной задачей пересмотра СНиП является уточнение расчетных спектральных характеристик сейсмических воздействий. В действующих нормах содержатся три графика спектрального коэффициента динамичности β для жестких, средних и рыхлых грунтов. Расчетные сейсмические нагрузки пропорциональны ординатам графиков β .

Представляется, что актуальными являются несколько задач, связанных с необходимостью корректировки графиков β при ближайшем пересмотре СНиП.

Во-первых, поскольку сейсмический спектр зависит от эпицентральных расстояний, глубин и механизмов очагов землетрясений и от других локальных факторов, то расчетные спектры должны быть в принципе различными для различных районов. Целесообразно включить в нормы региональные графики β для тех районов, где имеются достоверные данные.

Во-вторых, универсальный единый график должен учитывать все возможные ситуации и компенсировать неполноту исходных данных некоторым завышением соответствующих эффектов. Такой подход обычен в строительном проектировании. С этой точки зрения представляется необходимым вновь рассмотреть вопрос о конфигурации графика β в СНиП [3]. Весьма

велико различие в ординатах и, следовательно, в величинах нагрузок для области периодов колебаний, например, в окрестностях 0,3...0,4 с и 0,8...1,2 с: они отличаются в 3...4 раза. Вероятно, правая, криволинейная часть графика β должна быть более пологой, различие в нагрузках, например, для указанных выше диапазонов периодов следует сгладить. Заметим, что в большинстве норм и кодов различных стран (США, Канада, Франция и др.) значения эмпирического коэффициента, аналогичного β , на определенном участке пропорционально T^α , где α обычно имеет значения 1/3, 1/2 или 2/3 [9]. В любом из них кривые оказываются более пологими, чем в СНиП II-7-81, где $\alpha=1$.

Практическим последствием реализации этого предложения явилось бы достаточно значительное увеличение сейсмической нагрузки на гибкие, в частности, высокие, сооружения при некотором небольшом ее снижении на жесткие сооружения. Общая надежность сооружений в целом могла бы даже повыситься при одновременной экономии затрат, поскольку преобладающее большинство сооружений относится к классам жестких, а число возводимых гибких сооружений относительно мало.

Представляется неправильным, что в СНиП II-7-81 для рыхлых грунтов рекомендуется единая кривая графика β . Известно, что преобладающий период колебаний зависит от толщины слоя. При наличии тонкого слоя рыхлого грунта на жестком основании может происходить резкое возрастание амплитуд сейсмических колебаний. Роль рыхлого грунта существенно зависит от интенсивности колебаний, вследствие возможных нелинейных и неупругих эффектов.

Естественно, что основная роль в решении вопросов, касающихся графиков β , должна принадлежать специалистам сейсмологического профиля. Целесообразно в рамках одной или нескольких рабочих групп МСССР при Президенте АН СССР создать специальную подгруппу для подготовки предложений по данному вопросу.

Другие вопросы корректировки положений по расчету. Из числа вопросов, которые нуждаются в решении в связи с пересмотром норм, следует назвать весьма важный вопрос о возможности включения в нормы исходной сейсмологической информации для проектирования сооружений для площадок сейсмичностью по терминологии внешних норм свыше 9 баллов.

Некоторые республики активно и, к сожалению, решительно приступают к освоению таких площадок, в то время как отсутствуют необходимые исходные данные о том, каковы возможные сейсмические ускорения, скорости, смещения, остаточные явления для таких площадок. Данный вопрос адресован главным образом сейсмологам, которые совместно со специалистами по механике грунтов и изыскателями должны также произвести корректировку таблицы I СНиП II-7-81, в которой грунты классифицируются по сейсмическим свойствам.

Вкратце сформулируем некоторые другие вопросы расчетов на сейсмические на-

грузки, которые представляется целесообразным более или менее детально отразить в новой редакции норм.

В последние годы в ЦНИИСКе и других институтах, а также за рубежом разработан ряд новых эффективных систем сейсмозащиты и сейсмоизоляции. Целесообразно включить в нормы положения, регламентирующие их расчет на сейсмические нагрузки.

Во многих случаях проектные организации встречаются с затруднением в связи с невозможностью выполнить требования пункта 2.2б о расчете с использованием инструментальных записей ускорений, в частности, потому, что такие записи в большинстве случаев отсутствуют.

Могут быть предложены некоторые альтернативные, приближенные подходы к учету неупругой стадии работы в условиях воздействия больших ускорений, например, учет дополнительных моментов от вертикальных сил на горизонтальных перемещениях с учетом возможных неупругих перемещений, введение дополнительных коэффициентов условий работы и т. п.

При практическом использовании норм встречаются затруднения, связанные с тем, что отсутствует точная и однозначная трактовка того, для какой стадии деформирования конструкций вычисляются периоды собственных колебаний при определении расчетной сейсмической нагрузки и в какой стадии, для какого физического состояния осуществляется расчет несущей способности конструкций. В связи с этим в некоторых случаях, как показывает опыт, нагрузки определяются для одного состояния, а расчет на прочность производится для другого состояния конструкций.

Приведем пример. Пусть башня с вантами-оттяжками может находиться в двух состояниях: до разрыва вант и после их разрыва, но до возникновения остаточных деформаций в конструкции башни. Целесообразно было бы включить в нормы положение, регламентирующее порядок расчета подобных систем, в частности, регламентирующее случаи, когда можно осуществлять по отдельности расчет в обоих указанных состояниях либо только в одном из них.

Необходимо дополнить нормы рекомендациями о способах учета сейсмического взаимодействия между сооружением и грунтом.

Здесь названы некоторые основные, по мнению авторов, задачи ближайшего пересмотра норм. Что же касается последующих пересмотров СНиП, то, видимо, понадобятся более принципиальные изменения процедуры расчетов и более полный набор сейсмологических данных. Расчеты сооружений будут, по-видимому, осуществляться на основе нелинейных нестационарных математических моделей, при этом будут учитываться все стадии работы конструкций, вплоть до разрушения, регулироваться механизмы разрушения путем назначения при проектировании более и менее прочных сечений. При этом будет более широко и непосредственно применяться вероятностные процедуры, методы оптимального проекти-

рования с учетом неполной информации и другие подходы. Это означает, что понадобятся кроме карт сейсмической опасности и другие сейсмологические данные.

Будут необходимы представительные наборы расчетных акселерограмм, синтезированных и инструментальных, с градацией внутри наборов по различным параметрам (с указанием повторяемости): спектральным, временным, волновым и другим. Будут нужны, вероятно, карты магнитуд в сочетании с рекомендациями о методике построения наборов расчетных воздействий для каждой конкретной площадки.

Об изменениях и дополнениях положений норм по конструированию. Ряд положений норм, касающихся конструирования сейсмостойких сооружений, нуждается в пересмотре и (или) дополнении.

1. Землетрясение 1986 г. в Кишиневе выявило необходимость уточнения и детализации рекомендаций норм по креплению перегородок. Значительный ущерб был нанесен этим землетрясением в связи с массовым выпадением перегородок.

2. Необходимо включить в нормы положения, касающиеся проектирования монолитных железобетонных конструкций, которые находят все более широкое распространение в сейсмических районах.

3. По-видимому, назрела необходимость расширить рекомендации по конструированию и расчету высоких зданий в сейсмических районах.

4. Некоторые требования к конструкциям крупнопанельных зданий могут быть, видимо, смягчены; такие здания показали весьма высокую живучесть и надежность при сейсмических воздействиях.

5. Видимо, необходимо дополнить нормы положениями о порядке реконструкции промышленных и гражданских сооружений.

6. Многие специалисты выдвигают предложение о необходимости включения в нормы положений, касающихся основных

требований к технологии выполнения строительных работ в сейсмических районах. Этот вопрос заслуживает внимательного обсуждения.

7. Целесообразно включить в нормы положения о порядке размещения в сооружениях станций инженерно-сейсмометрической службы.

8. Необходимо дополнить нормы указаниями о проектировании новых эффективных сейсмозащитных систем.

9. Необходимо поставить объем и характер конструктивных мероприятий в зависимости от расчетной сейсмической нагрузки, а не от расчетной сейсмичности.

Имеется ряд других предложений, которые будут изучаться и обсуждаться в рамках пересмотра норм.

Многие положения норм нуждаются в редактировании, конкретизации, исключении возможности разночтений, неоднозначного истолкования.

Весьма важно вновь обсудить и рационально решить вопрос о составе и содержании СНиП.

Действующие нормы распространяются на гражданские и обычные промышленные сооружения, транспортные и гидротехнические сооружения. Для ряда других сооружений имеются отдельные нормативные документы (атомные электростанции, энергетические сооружения кроме гидротехнических и др.).

Видимо, следует избрать один из двух путей: интеграция всех норм проектирования для сейсмостойкого строительства по крайней мере в части общих положений и нагрузок либо дифференциация. В последнем случае для транспортных и гидротехнических сооружений следовало бы иметь отдельные нормы. Нынешние нормы базируются на некотором половинчатом решении.

Предложения специалистов по пересмотру норм будут с благодарностью приняты и внимательно изучены.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Нормы и правила строительства в сейсмических районах*: СН-8-57. — М.: Стройиздат, 1957. — 103 с.
2. *СНиП II-A.12-69. Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования*. — 54 с.
3. *СНиП II-7-81. Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования*. — 49 с.
4. *Кейлис-Борок В. И., Яглом И. М., Нерсесов И. Л.* Методика оценки экономического эффекта сейсмостойкого строительства. — М.: Изд-во АН СССР, 1962. — 20 с.
5. *Канторович Л. В., Кейлис-Борок В. И., Молчан Г. М.* Сейсмический риск и принципы сейсмического районирования // Вычислительные и статистические данные интерпретации сейсмических данных. — М., 1973. — С. 3—24.
6. *Айзенберг Я. М., Нейман А. И.* Экономические оценки оптимальности сейсмостойких конструкций и принцип сбалансированного риска // Стронт. механика и расчет сооружений. — 1973. — № 4. — С. 6—10.
7. *Айзенберг Я. М.* Сейсмический риск. Экономические и неэкономические оценки // Стронт. механика и расчет сооружений. — 1982. — № 4. — С. 4—9.
8. *Ципенюк И. Ф.* Оценка надежности и учет повторяемости землетрясений при расчетах крупнопанельных зданий на сейсмические воздействия // Стронт. механика и расчет сооружений. — 1987. — № 3. — С. 53—57.
9. *Berg G. V.* Seismic Design Codes and Procedures EERI. Berkeley. — California, 1983. — 119 p.

Об использовании логнормального закона распределения нагрузки при оценке надежности деревянных конструкций

Если обобщенные показатели нагрузки S и прочности материала R как случайные величины распределяются по логнормальному закону, то вероятность безотказной работы $P(+)$ элемента конструкции представляется в виде [1]:

$$P(S/R < 1) = \Phi(\beta), \quad (1)$$

где $\Phi(\beta)$ — табулированная функция нормированного нормального распределения; β — характеристика безопасности или показатель надежности, который при небольших значениях коэффициентов вариации нагрузки, V_S и прочности V_R (не более 0,4) можно определить по формуле

$$\beta = \ln(\bar{R}/\bar{S}) / \sqrt{V_R^2 + V_S^2}, \quad (2)$$

где \bar{R} и \bar{S} — математические ожидания соответствующих случайных величин.

Таким образом, для определения вероятности безотказной работы конструкции в этом случае необходимо знать лишь два момента случайных величин — первый начальный и второй центральный. Такой подход достаточно прост и потому наиболее удобен для практических расчетов конструкций с заданной надежностью. Однако, поскольку либо R , либо S сами являются функциями нескольких случайных величин, закон их распределения, как правило, неизвестен. Отмеченное преимущество метода перед другими обуславливает его использование и в этих случаях, если предположение о логнормальном законе распределения не противоречит сведениям о свойствах соответствующих случайных величин. $\Phi(\beta)$ при этом является некоей условной вероятностью безотказной работы, а β дает приближенную оценку уровня надежности при сравнительном анализе.

Распределение прочности древесины на изгиб, сжатие и растяжение удовлетворительно описывается логнормальным законом [2]. Основным сочетанием нагрузок при расчете деревянных конструкций является сочетание постоянной нагрузки от собственного веса q_n и кратковременной снеговой q_c . Постоянная нагрузка принимается обычно распределенной по нормальному закону. Распределение снеговой нагрузки удовлетворительно описывается двойным экспоненциальным законом [3]. Возникает вопрос: насколько $\Phi(\beta)$, полученная из приведенных выражений, отличается от «истинной» вероятности безотказной работы деревянного элемента в этом основном

расчетном случае. И нельзя ли, если это отличие невелико, использовать описанный подход для расчетов элементов с заданной надежностью в подобных весьма распространенных примерах практики проектирования деревянных конструкций.

Для выяснения этого вопроса рассчитали изгибаемый элемент методом статистического моделирования Монте-Карло. Результаты сравнили с полученными для того же элемента по приведенным выше формулам в [4].

Вероятность безотказной работы определяли как

$$P(S/R_n < 1) = \int_0^1 f(y) dy, \quad (3)$$

где $f(y)$ — плотность вероятности случайной величины y , определяемой как отношение S/R_n ; S — случайная величина напряжения в элементе от полной нагрузки, равная

$$\bar{S} = k(\bar{q}_n + \bar{q}_c); \quad (4)$$

R_n — случайная величина сопротивления древесины изгибу.

Для случая балки пролетом L на двух опорах, загруженной равномерно распределенной нагрузкой, в выражении (4) $k = L^2/8W$, где W — момент сопротивления сечения балки.

Таким образом, производили расчет по формуле

$$y = k(\bar{q}_n + \bar{q}_c)/\bar{R}_n,$$

задавая случайные величины q_n , q_c и R_n по нормальному, двойному экспоненциальному и логнормальному законам соответственно, согласно [5]

$$q_n = \bar{q}_n + \hat{q}_n \left(\sum_{i=1}^{12} z_i - 6 \right); \quad q_c = a - b \ln |\ln z|; \quad R_n = m \exp \left\{ \sigma_{1п} \left| \sum_{i=1}^{12} z_i - 6 \right| \right\},$$

где z_i — случайная величина, равномерно распределенная на отрезке 0,1, генерируемая датчиком случайных чисел (программа RANDU); \bar{q}_n , \hat{q}_n — соответственно математическое ожидание и стандарт q_n ; a — параметр расположения, мода; b — параметр масштаба функции распределения снеговой нагрузки

$$a = \bar{q}_c + b \Gamma'(1), \quad b = \hat{q}_c \sqrt{6} / \pi,$$

где \bar{q}_c — математическое ожидание снеговой нагрузки; \hat{q}_c — ее стандартное отклонение; $\Gamma'(1) = -0,577 21$ — производная гамма-функции $\Gamma(x)$ в точке $x=1$; m — параметр масштаба функции распределения прочности, медиана; σ_{ln} — параметр формы, стандартное отклонение случайной величины $\ln R_n$. Согласно [5]

$$\bar{R}_n = m \sqrt{\exp(\sigma_{ln}^2)}; \quad (5)$$

$$V_R = \sqrt{\exp(\sigma_{ln}^2) - 1}, \quad (6)$$

где \bar{R}_n — математическое ожидание прочности древесины при изгибе; V_R — ее коэффициент вариации. Из (5) и (6) получаем

$$m = \bar{R}_n / \sqrt{V_R^2 + 1}; \quad \sigma_{ln} = \sqrt{\ln(V_R^2 + 1)}.$$

Истинное значение вероятности безотказной работы является неслучайной величиной. Для его оценки просчитывали не менее 10 вариантов $P(+)$, принимая в результате среднее. В каждом варианте было получено $n=1000$ значений величины y . По ним строилась гистограмма, которая аппроксимировалась затем одной из кривых Пирсона. Численное интегрирование этой кривой по (3) давало значение $P(+)$ в одном варианте.

Расчет производили на ЭВМ ЕС 1060 по программе STATIST, написанной на языке PL1. Время счета одного варианта составляло 15 с. Было установлено, что увеличение числа статистических испытаний в одном варианте до 10 тысяч практически не сказывается на окончательном результате, а лишь увеличивает время счета.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ржаницына А. Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность. — М.: Стройиздат, 1978. — 239 с.
2. Ellingwood B. Reliability of wood structural elements // Proc. of Amer. Soc. Civ. Engrs. — 1981. — Vol. 107. — NST. 1 — P. 77—81.
3. Розенберг Л. С. Предложения для СНиП по уточнению снеговых нагрузок для покрытий с плоскими кровлями и малыми уклонами (научно-технический отчет). — М.: ЦНИИСК им. Кушнеренко. — 1967. — 45 с.
4. Денеи Н. Д., Славик Ю. Ю. Расчет коэффициентов условий работы древесины при изгибе в зависимости от ее эксплуатационной температуры и влажности // Изв. вузов. Сер.: Стр-во и архитектура. — 1987. — № 1. — С. 16—19.
5. Хастингс Н., Пикок Дж. Справочник по статистическим распределениям. — М.: Статистика, 1980. — 94 с.
6. Знаменский Е. М., Сухов Ю. Д. О расчете конструкций с заданным уровнем надежности // Строит. механика и расчет сооружений. — 1987. — № 2. — С. 7—9.

Новые книги Стройиздата

Исследования по теории сооружений. Вып. 25 / Под ред. Б. Г. Коренева, А. Ф. Смирнова, О. В. Лузина — М.: Стройиздат, 1988 (III кв.) — 20 л.: ил. — (В пер.): 3 р. 10 к., 4900 экз.

Содержатся статьи, посвященные актуальным проблемам развития теории сооружений, непосредственно связанным с решением практических задач. Научные исследования, освещенные в книге, охватывают проблемы статике, динамики и устойчивости сооружений. Определенное внимание уделено расчету сооружений на случайные воздействия, рассмотрены некоторые вопросы теории надежности.

Для научных работников научно-исследовательских институтов, инженеров-проектировщиков, преподавателей, студентов, аспирантов.

Условия эксплуатации	β	$\Phi(\beta)$	$P(+)$
Стандартные	2,61	0,9955	0,9961
Влажные	2,94	0,9984	0,9983

В качестве примера приняли прогон покрытия сечением 6×12 см пролетом 3 м в стандартных условиях эксплуатации и в условиях с повышенной влажностью. В первом случае принимали $\bar{R}_n = 29,1$ МПа, $V_R = 0,3$, во втором — $\bar{R}_n = 25,9$ МПа, $V_R = 0,19$ [4]; $\bar{q}_n = 0,72$ кН/м, $V_n = 0,08$ при утепленной кровле, $q_c = 0,62$ кН/м, $V_c = 0,5$ (для 1-го снегового района). Характеристики нагрузок здесь приняты те же, что и при расчете по двум моментам в работе [4].

Показатели надежности, полученные по формулам (1) и (2) и по методу Монте-Карло, свидетельствуют о том, что оба метода дают практически одни и те же результаты (см. таблицу). Это подтверждает правомерность использования формул (1) и (2) для решения практических задач, исходя из предположения о логнормальных законах распределения случайных величин полной нагрузки, включающей снеговую и постоянную от собственного веса. В частности, расширяется возможность применения формулы для вычисления коэффициента надежности γ , предложенной в [6]. Она может быть использована для расчета деревянных конструкций с заданной надежностью на указанное основное сочетание нагрузок во всех случаях, когда прочностные характеристики древесины имеют логнормальный закон распределения.

УДК 624.074.433.014

И. Е. МИЛЕЙКОВСКИЙ, д-р техн. наук, проф., А. В. АХТЯМОВ, инж.
(ЦНИИСК им. Кучеренко, Москва)

Применение метода начальных параметров к расчету спирально-навивных цилиндрических оболочек

В статье излагается расчет спирально-навивных цилиндрических оболочек с ребрами фальцевого типа с малым углом наклона их витка, при упругих деформациях на основе сочетания аналитического решения задачи методом начальных параметров с построением переходных матриц и ортогонализацией собственных векторов в местах сопряжения оболочки с ребром. Задача ограничивается осесимметричным нагружением, но переменным вдоль образующей оболочки.

В последнее время появился новый тип цилиндрических ребристых оболочек, монтируемых специальным механизмом путем непрерывной навивки по спирали металлической ленты с образованием фальцевого ребра, стыкующего кромки ленты вдоль каждого витка. Такой тип оболочек может быть использован в качестве конструкций различных сооружений.

Широкое распространение этот тип оболочек получает в качестве силосов для хранения зерна. Для этих конструкций ширина металлической ленты принимается порядка

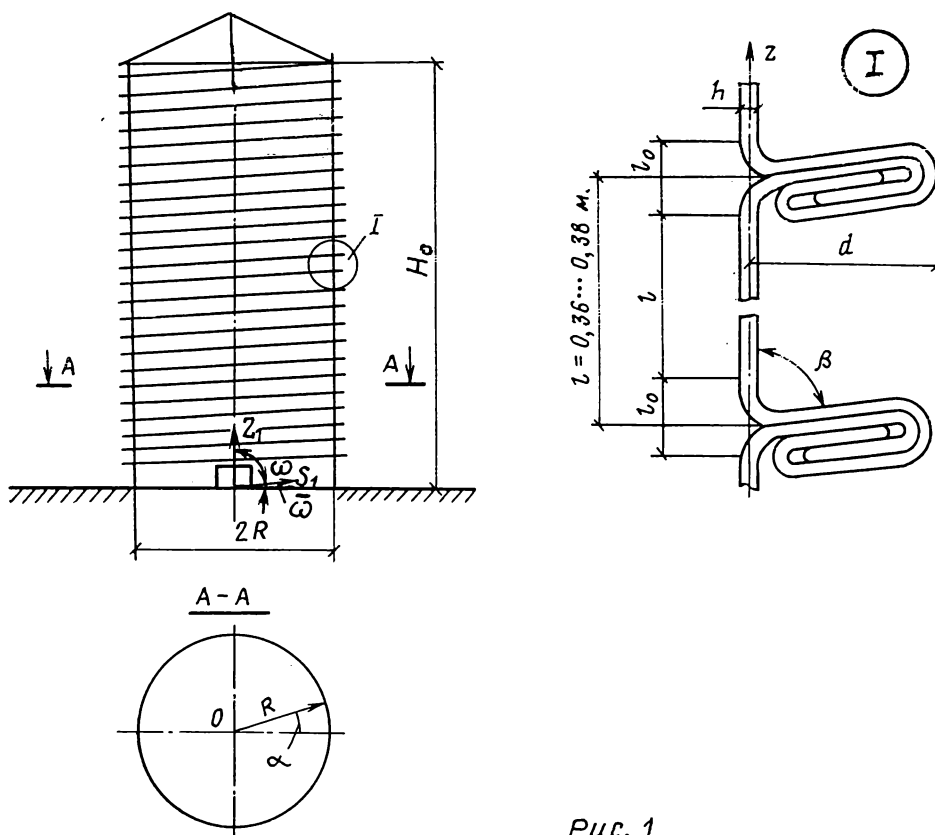


Рис. 1

0,5 м при толщине $h=2-4$ мм, а шаг витка ребра порядка $l_1=0,36-0,38$ м, $l \approx 0,345$ м (рис. 1).

В этих оболочках ребра фальцевого типа, повышая жесткость оболочки на растяжение и изгиб в окружном направлении, снижают ее жесткость в продольном направлении; слоистая структура ребра и наличие закруглений в местах сопряжения его со стенкой оболочки создают эксцентричную передачу продольных усилий в этих зонах оболочки, малый шаг расположения витков спирального ребра вызывает существенно моментное состояние по всей высоте оболочки даже при осесимметричной нагрузке; большая тонкостенность ($h/R \approx 1/1000$) и способ образования оболочки путем навивки приводят к возникновению начальных погибей в межфальцевых зонах, что повышает деформативность оболочки. Отмеченные конструктивные особенности и специфика НДС, отличающиеся от традиционных типов ребристых оболочек, потребовали разработки своего метода их расчета.

Нагрузка от давления зерна при центральной выгрузке и от воздействия температуры на силосную конструкцию определяется согласно [1]. Расчетная схема спирально-навивной оболочки и соответствующая схема действующей на нее нагрузки приведены на рис. 2. При этом для расчета горизонтальная и вертикальная нагрузка в пределах отсеков оболочки (обечаяк) принята постоянной, а функция начальной погиби, по данным некоторых натуральных замеров, может рассматриваться симметричной относительно середины высоты обечайки, а в окружном направлении — постоянной.

В результате НДС всей оболочки может рассматриваться в условиях спиральной симметрии, когда функция прогиба зависит только от одной координаты z_1 (см. рис. 1). Задача расчета включает: получение разрешающего дифференциального уравнения для каждого из регулярных участков (обечаяк), расположенных между витками спирального ребра фальцевого типа, построение «соотношений перехода» в местах расположения спирального ребра, интегрирование уравнений методом начальных параметров.

Уравнение прочности отдельной обечайки при расчете по деформированной схеме в спиральных координатах с учетом винтовой симметрии, полученное в работе [2], имеет вид

$$\frac{D}{\sin^4 \omega} w^{IV}(z_1) + p w''(z_1) + \frac{\sin^4 \omega}{B R^2} w(z_1) = q - \frac{\sin \omega}{R} c_0 - p \bar{w}_0''(z_1). \quad (1)$$

где $D = E h^3 / 12 (1 - \nu^2)$ — цилиндрическая жесткость оболочки при изгибе; $B = 1/Eh$ — податливость оболочки при тангенциальных деформациях; ω — сетевой угол между осями s_1 и z_1 (см. рис. 1); $\bar{w}_0''(z_1)$ — функция начальной погиби; p — продольное сжимающее усилие.

В случае весьма малого угла наклона ребра $\bar{\omega} = 90^\circ - \omega$ (для рассматриваемых конструкций силосов $\bar{\omega} \approx 89-88^\circ$) можно принять $\sin \bar{\omega} \approx 1$, а $\cos \bar{\omega} \approx 0$, при этом $c_0 = \nu p$.

Уравнение (1) принимает вид ($z_1 \rightarrow z$, рис. 2)

$$D w^{IV}(z) + p w''(z) + (E h / R^2) w(z) = q + \nu p / R - p \bar{w}_0''(z). \quad (2)$$

При этом исходная конструкция оболочки со спиральным фальцевым ребром при расчете заменяется оболочкой с кольцевыми фальцевыми ребрами, расстояние между которыми принимается равным шагу витка l_1 .

В данной задаче для каждого регулярного t -го участка оболочки принималась своя локальная система отсчета координаты z_t в нижней точке участка (см. рис. 2).

Уравнение начальной погиби задаем в следующем виде [2]:

$$\bar{w}_0(z) = \vartheta h (16 z^2 / l^2 - 32 z^3 / l^3 + 16 z^4 / l^4).$$

Общее решение уравнения (2) имеет вид

$$w(z) = c_1 \operatorname{ch} \delta z \cos \gamma z + c_2 \operatorname{sh} \delta z \sin \gamma z + c_3 \operatorname{ch} \delta z \sin \gamma z + c_4 \operatorname{sh} \delta z \cos \gamma z + \bar{q} R^2 / E h + q^* p R^2 / E h (2 p R^2 / E h - l^2 / 6 + l z - z^2), \quad (3)$$

где $\bar{q} = q + \nu p / R$; $q^* = 192 \vartheta h / l^4$; $\vartheta h = \bar{w}_0(l/2)$ — амплитуда начальной погиби при $z = l/2$. Индекс t при z_t здесь и ниже опускается.

При $z=0$ функция $w(z)$ и производные от нее принимают вид

$$\begin{aligned} w(0) &= c_1 + \bar{q} R^2 / E h + q^* p R^2 / E h [2 p R^2 / E h - l^2 / 6] = w_0; \\ w'(0) &= c_3 \gamma + c_4 \delta + q^* p R^2 / E h = w_0'; \quad w''(0) = c_1 (\delta^2 - \gamma^2) + c_2 2 \delta \gamma - \\ &- 2 q^* p R^2 / E h = w_0''; \quad w'''(0) = c_3 \gamma (3 \delta^2 - \gamma^2) + c_4 \delta (\delta^2 - 3 \gamma^2) = w_0'''; \end{aligned} \quad (4)$$

$$\delta = \sqrt{(B^2 - A^2)/2}; \quad \gamma = \sqrt{(B^2 + A^2)/2}; \quad A^2 = p/2D; \quad B^4 = E h / R^2 D.$$

Выражая в (4) постоянные интегрирования c_1, c_2, c_3, c_4 через начальные параметры w_0, w_0', w_0'', w_0''' , подставляя их в выражения (3) и соответствующие производные, получим для t -го участка оболочки систему уравнений:

$$\begin{bmatrix} w \\ w' \\ w'' \\ w''' \end{bmatrix}_t = \begin{bmatrix} A_{11} & A_{12} & A_{13} & A_{14} \\ A_{21} & A_{22} & A_{23} & A_{24} \\ A_{31} & A_{32} & A_{33} & A_{34} \\ A_{41} & A_{42} & A_{43} & A_{44} \end{bmatrix}_t \times \begin{bmatrix} w_0 \\ w'_0 \\ w''_0 \\ w'''_0 \end{bmatrix}_t + \begin{bmatrix} A_{01} \\ A_{02} \\ A_{03} \\ A_{04} \end{bmatrix}_t, \quad t = 1, 2, \dots, n \quad (5)$$

Полученная в (5) матрица A имеет несимметричную структуру относительно обратной диагонали, поскольку в качестве начальных параметров выбраны значения функции прогиба w_0 и ее производных w'_0, w''_0, w'''_0 .

По найденным значениям функции $w(z)$ и ее производных определяются все компоненты НДС оболочки по формулам

$$\begin{aligned} \theta &= -w'(z); & M &= Dw''(z); & Q &= -Dw'''(z) - pw'(z); \\ N_s &= (Eh/R)w(z) - \nu p/R. \end{aligned} \quad (6)$$

Для решения соответствующей краевой задачи полученная система соотношений (5) должна быть дополнена граничными условиями по концам всей оболочки. В общем случае при наличии упругих связей на нижнем конце оболочки граничные условия имеют вид

$$\begin{bmatrix} w_{10} \\ w'_{10} \\ w''_{10} \\ w'''_{10} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \\ -\frac{\nu_0}{D} & -\frac{\alpha_0}{D} \\ -\frac{\beta_0}{D} & \frac{\gamma_0 - p}{D} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} w_0 \\ w'_0 \end{bmatrix}. \quad (7)$$

Для того чтобы выразить параметры конца первого участка $w_{1l}, w'_{1l}, w''_{1l}, w'''_{1l}$ через основные начальные параметры w_0 и w'_0 , следует в соотношения (5) подставить значения $w_{10}, w'_{10}, w''_{10}, w'''_{10}$ согласно (7), или, иными словами, произвести перемножение матрицы $A_{t=1}$ на матрицу из (7), которую обозначим через H :

$$[A_1 H] = [A]_1 \times [H] + [A_0]_1.$$

Переход от параметров конца первого регулярного участка к параметрам начала второго участка производится по формулам, выражающим условия их сопряжения:

$$\begin{bmatrix} w_{20} \\ w'_{20} \\ w''_{20} \\ w'''_{20} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} B_{11} & B_{12} & B_{13} & B_{14} \\ B_{21} & B_{22} & B_{23} & B_{24} \\ B_{31} & B_{32} & B_{33} & B_{34} \\ B_{41} & B_{42} & B_{43} & B_{44} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} w_{1l} \\ w'_{1l} \\ w''_{1l} \\ w'''_{1l} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} B_{01} \\ B_{02} \\ B_{03} \\ B_{04} \end{bmatrix} \quad (8)$$

Условия перехода (8) обозначим через B_1 . Выражение параметров $w_{20}, w'_{20}, w''_{20}, w'''_{20}$ через начальные w_0 и w'_0 получим, производя перемножение

$$[B]_1 \times [A_1 H] = [B_1 A_1 H].$$

Для конца последнего n -го участка соответствующее преобразование имеет вид

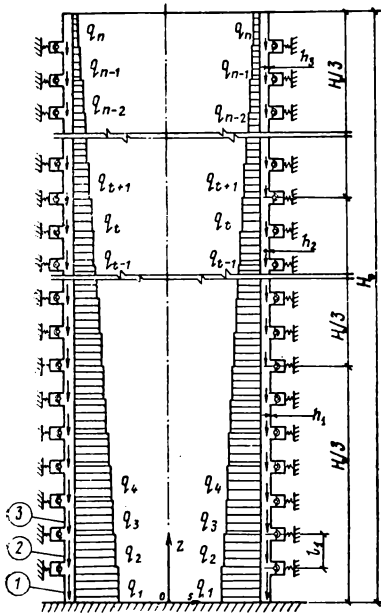


Рис. 2

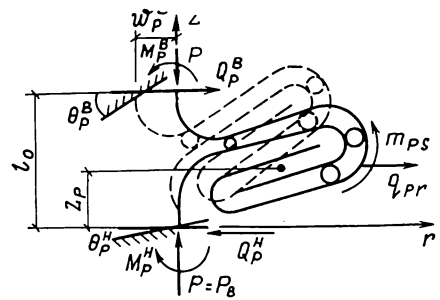


Рис. 3

$$[A_n B_{n-1} \dots B_t A_t \dots B_1 A_1 H].$$

Матрица этого преобразования принимает вид

$$\begin{vmatrix} w_{nl} \\ w'_{nl} \\ w''_{nl} \\ w'''_{nl} \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \\ K_{31} & K_{32} \\ K_{41} & K_{42} \end{vmatrix} \times \begin{vmatrix} w_0 \\ w'_0 \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} K_{01} \\ K_{02} \\ K_{03} \\ K_{04} \end{vmatrix}. \quad (9)$$

Граничные условия для конца последнего участка в общем случае записываются в следующей форме:

$$\begin{vmatrix} \gamma_n & -\alpha_n & D & 0 \\ \beta_n & (p - \gamma_n) & 0 & D \end{vmatrix} \times \begin{vmatrix} w_{nl} \\ w'_{nl} \\ w''_{nl} \\ w'''_{nl} \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 0 \\ 0 \end{vmatrix}. \quad (10)$$

В (7) и (10) $\alpha_0, \beta_0, \gamma_0, \alpha_n, \beta_n, \gamma_n$ — коэффициенты жесткости упругих связей на нижнем и верхнем концах оболочки.

Подставляя в матричное преобразование (10) выражения входящих в них величин w_{nl}, \dots, w'''_{nl} (9), получим два линейных алгебраических уравнения для определения начальных параметров w_0 и w'_0 . Решение краевой задачи при $z=H_0$ определяется соотношениями (9). На этом заканчивается прямой ход решения задачи, при обратном ходе по найденным значениям параметров w_0 и w'_0 определяется вектор решения краевой задачи в необходимых точках сечения оболочки.

Ребра фальцевого типа обладают жесткостью на растяжение и стесненное кручение в окружном направлении и податливостью поперечного сечения как стыка замкового типа, характеризуемой коэффициентами δ_{ij} ($j, i=1,2$) [2]. Схема нагружения ребра усиления, заменяющими собой отброшенные верхнюю и нижнюю части оболочки, показана на рис. 3.

Геометрические соотношения матрицы перехода от нижнего участка к верхнему получим исходя из схемы деформирования (рис. 3) ребра

$$w_p^B = w_p^H + \theta_p l_0; \quad \theta_p^B = \theta_p - \theta_p^H. \quad (11)$$

Для вывода статических соотношений перехода выразим нагрузку m_{ps} и q_{pr} через усилия, действующие на ребро со стороны оболочки

$$M_p^B = M_p^H + \frac{E S_p}{R^2} w_p + \frac{E J_p}{R^2} \theta_p; \quad Q_p^B = Q_p^H + \frac{E F_p}{R^2} w_p + \frac{E S_p}{R^2} \theta_p. \quad (12)$$

При выводе соотношений (12) для m_{ps} и q_{pr} использовалось выражение относительного кольцевого удлинения ϵ_r , полученное в работе [3] для криволинейного тонкостенного стержня.

Учитывая (11) и (12), получаем искомые соотношения перехода типа (8). При этом элементы матрицы B_t и вектора \vec{B}_t вычисляются по следующим формулам:

$$B_{11} = 1; \quad B_{12} = l_0; \quad B_{13} = 0; \quad B_{14} = 0; \quad B_{22} = 1; \quad B_{23} = D_H \delta_{11}; \quad B_{24} = D_H \delta_{11} z_p; \quad B_{21} = 0;$$

$$B_{31} = -\frac{E S_r}{D_B R^2}; \quad B_{32} = -\frac{E S_r}{D_B R^2} z_p; \quad B_{33} = \frac{D_H}{D_B} + \frac{E J_r D_H \delta_{11}}{D_B R^2}; \quad B_{34} = \frac{E J_r D_H \delta_{11}}{D_B R^2} z_p;$$

$$B_{41} = -\frac{E F_p}{D_B R^2}; \quad B_{42} = -\frac{E S_r}{D_B R^2}; \quad B_{43} = \frac{E S_r D_H \delta_{11}}{D_B R^2} - \frac{D_H \delta_{11} p_B}{D_B};$$

$$B_{44} = \frac{D_H}{D_B} + \frac{E S_r D_H \delta_{11}}{D_B R^2} z_p - \frac{D_H \delta_{11} p_B}{D_B} z_p; \quad B_{01} = 0.$$

$$B_{02} = -\delta_{12} p_B; \quad B_{03} = -\frac{E J_r \delta_{12} p_B}{D_B R^2}; \quad B_{04} = \frac{\delta_{12} p_B^2}{D_B} - \frac{E S_r \delta_{12} p_B}{D_B R^2}. \quad (13)$$

В (13) F_p, S_r, J_r — площадь, статический момент и момент инерции ребра относительно оси r ; D_B, D_H — цилиндрическая жесткость стенки верхней и нижней обечайки в месте перехода от участка t к $t+1$; δ_{11}, δ_{12} — коэффициенты податливости ребра (вычисленные согласно «стержневой модели» ребра, принятой в работе [2], и получающие-

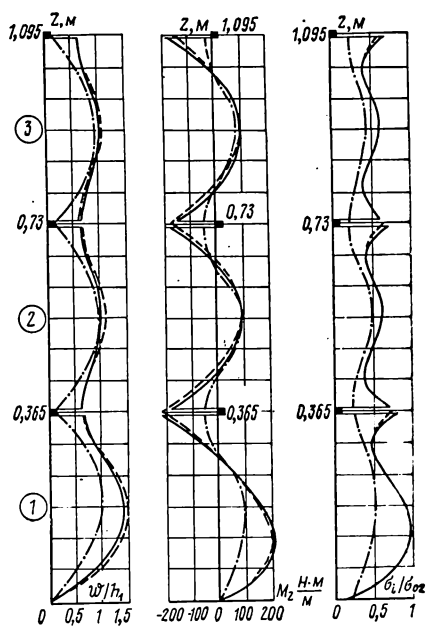


Рис. 4

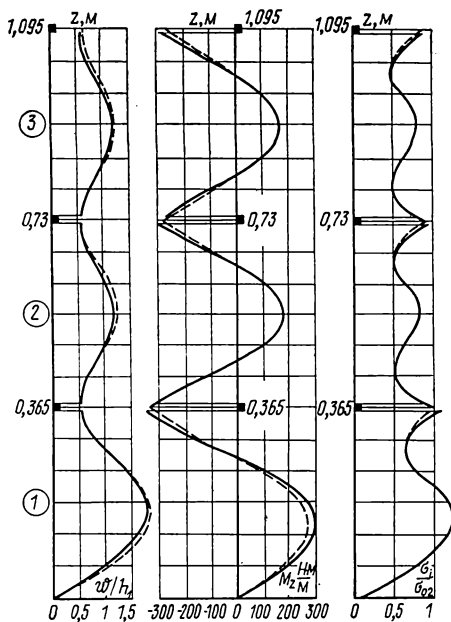


Рис. 5

ся, например, при толщине листа $h_1=0,4$ см; $\delta_{11}=1,488 \cdot 10^{-2}$, $1/\text{МПа} \cdot \text{см}^2$, $\delta_{12}=1,254 \times 10^{-2}$ $1/\text{МПа} \cdot \text{см}$.

Изложенный выше алгоритм решения краевой задачи был реализован в программе LIPP2 на языке ФОРТРАН для ЭВМ ЕС-1060. Алгоритм, реализованный в программе, включает в себя, помимо метода начальных параметров, также ортонормированную прогонку Годунова [4]. Несмотря на значительное число регулярных участков (обечаяек) и точек ортонормализации, программа является достаточно простой, универсальной (может быть трансформирована для решения линейных краевых задач 8-го порядка) и самое главное ее достоинство по сравнению с программами, в которых реализованы численные методы интегрирования, — время счета программы на ЭВМ ЕС-1060 8—11 с при минимальном объеме требуемой памяти ЭВМ и 100 К.

С помощью разработанной программы был рассчитан спирально-навивной силос емкостью 600 т размерами $H_0=8$ м, $2R=10$ м, $d=4$ см, $\beta=65^\circ$ (рис. 1). Оболочка навивается из алюминиевой ленты (с модулем упругости $E=7,1 \cdot 10^4$ МПа и коэффициентом Пуассона $\nu=0,3$) трех толщин $h_1=0,4$ см, $h_2=0,3$ см, $h_3=0,2$ см. При этом жесткости оболочки D_1, D_2, D_3 (в МПа·см³) соответственно равны: 416,11; 175,55; 52,01. В нагрузку, действующую на оболочку, помимо давления зерна, входила также нагрузка от веса оболочки и покрытия, снеговая нагрузка и вес оборудования согласно [5]. Геометрические и жесткостные характеристики ребер фальцевого типа были подсчитаны по известным формулам сопротивления материалов.

С целью сравнения разработанной методики с существующей [5] расчет оболочки выполнялся при следующих граничных условиях: неподвижный шарнир внизу и свободный край вверх. При этом для сопоставления с расчетом по [5] при $\vartheta h=0$ коэффициенты податливости ребер были уменьшены примерно в 1000 раз. Результаты расчета приведены на рис. 4 для нижних трех обечаяек силоса. Сплошной линией показаны результаты расчета по предлагаемой методике, когда учитывается и податливость ребра, и его сопротивление кручению и растяжению, штриховой — результаты расчета по предлагаемой методике, когда учитываются только податливость ребра и его сопротивление растяжению (т. е. не учитывается кручение ребра), штрих-пунктирной линией — результаты расчета согласно [5]. Из данного рисунка видно: а) значения прогибов и моментов по обоим методикам близки в средней зоне 2-й и 3-й обечаяек; б) поскольку в [5] расчет велся по недеформированной схеме, то значения прогибов, моментов и особенно напряжений получились меньшими, чем по предлагаемой методике, особенно в нижней обечаяке.

Для изучения влияния начальных несовершенств оболочки на характер ее НДС, расчет был повторен при амплитуде начальной погни $\vartheta h_i=h_i$ и значениях коэффициентов податливости δ_{ij} , принятых согласно [2].

На рис. 5 приведены результаты повторного расчета для нижних трех обечаяек силоса. Из рис. 4 и 5 видно: расхождение между данными расчета при учете сопротивления ребер кручению и без их учета не превышает 1—5%; с увеличением коэффициентов податливости ребер δ_{ij} возрастают прогибы, моменты и напряжения в зоне сопряжения оболочки с ребрами (рис. 4, сплошная и штрих-пунктирная линии); с увели-

чением амплитуды начальной погиби резко возрастают значения моментов и интенсивности фибровых напряжений δ_i (рис. 5), которые в первой обечайке даже превосходят принятый условный предел текучести $\delta_{02} = 156,8$ МПа, прогибы же в зонах примыкания оболочки к ребрам уменьшаются.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *СНиП 2.10.05—85*. Нормы проектирования. Предприятия, здания и сооружения по хранению и переработке зерна.
2. *Провести* теоретические исследования по разработке уточненного метода расчета устойчивости и несущей способности силосов спирально-навивного типа системы «LIPP»: Отчет о НИР / Рук. И. Е. Милейковский. № ГР 01.84.0005729, Инв. № 02850085059. — М., 1985. — 171 с.
3. *Милейковский И. Е., Васильков Б. С.* Расчет покрытий и перекрытий из пологих выпуклых оболочек двойкой кривизны // Экспериментальные и теоретические исследования тонкостенных пространственных конструкций: Сб. статей. — М., 1952. — С. 37—49.
4. *Годунов С. К.* О численном решении краевых задач для систем обыкновенных линейных дифференциальных уравнений // Успехи математических наук. — 1961. — Т. XVI. — Вып. 3(99). — С. 171—174.
5. Расчет алюминиевого силоса емкостью 600 т.: Отчет о НИР / Рук. О. С. Игудисман. — № ГР 0187.0076471, Инв. № 0287.0067564. — М., 1987. — 33 с.

УДК 624.014.2.044.3

В. Н. ПОТАПОВ, канд. техн. наук (ЦНИИСК им. Кучеренко, Москва)

Учет при проектировании металлических конструкций опасности перехода стали из упругого состояния в пластическое

Возможность наиболее полного использования прочностных свойств материалов в элементах стальных конструкций предполагает достаточно существенное развитие пластических деформаций до разрушения. При этом в зонах концентраторов происходит перераспределение напряжений и номинальные разрушающие напряжения оказываются выше предела текучести. Такая оценка несущей способности элементов конструкций оказывается достаточно обоснованной, если в процессе эксплуатации температура выше критической температуры хрупкости.

Для температуры эксплуатации ниже критической в нормах проектирования стальных конструкций [1] приводится расчет конструктивных форм пониженной хладостойкости на прочность с учетом сопротивления хрупкому разрушению.

Известно, что хрупкое разрушение наиболее вероятно при наличии концентрации напряжений, низких температур и динамических воздействий. В то же время анализ отказов строительных стальных конструкций в результате хрупкого разрушения показывает, что достаточно большое число отказов наблюдается в статически нагруженных конструкциях, без приложения явно выраженной внешней динамической нагрузки.

При нагружении конструкции реализуется мягкая или жесткая схема нагружения стали в зависимости от того, является ли данная конструкция статически определенной или неопределимой, а также от степени неоднородности напряженно-деформированного состояния, т. е. от степени стесне-

ния развития деформаций в рассматриваемом объеме материала соседними менее (или более) напряженными участками. Для условий работы стали в металлических конструкциях, например, в элементах решетки статически определимых систем типа ферм, в тонкостенных пространственных конструкциях, сосудах и т. п., характерно мягкое нагружение, имеющее место при увеличении внешнего силового воздействия при свободном развитии деформаций.

В условиях мягкого нагружения при равномерном распределении напряжений по сечению процесс перехода стали из упругой стадии в пластическую может протекать в виде волнообразного процесса распространения фронта пластического течения с весьма высокими скоростями. Время прохождения волны может составлять всего несколько долей секунды, т. е. этот процесс по существу является динамическим. Остановить этот процесс где-то на площадке текучести практически невозможно, так как нагрузка на конструкцию остается неизменной. В связи с этим очевидна опасность, которая может возникнуть при достижении в несущих элементах металлических конструкций напряжений, вызывающих переход стали из упругого состояния в пластическое [2]. Особенно опасным это явление может стать в конструкциях из стали высокой прочности с малой степенью упрочнения [3].

Отметим, что все стали, рекомендуемые главой СНиП II-23-81, как правило, имеют ярко выраженную площадку текучести [6; с. 57]. В [4, 5] отмечаются положительные стороны наличия у строительных сталей

площадки текучести, так как в этом случае отношение предела пропорциональности (или предела упругости $\sigma_{0,01}$) к пределу текучести более высокое, чем у сталей с плавным переходом от упругой стадии работы к пластической. В то же время, как уже отмечалось, в элементах статически определимых конструкций, в том случае, когда реализуется схема мягкого нагружения, при переходе от упругой к пластической стадии работы деформации в строительной стали, имеющей площадку текучести, развиваются неоднородно (путем распространения фронта текучести), их развитие носит явно выраженный динамический характер. Существуют предположения, что при наличии резкого перехода стали от упругой стадии работы к пластической вероятность хрупкого разрушения такой стали больше, чем стали, имеющей диаграмму растяжения с плавным переходом от упругой стадии работы к пластической. Отметим также, что опасность перехода стали из упругого состояния в пластическое, особенно повышенная для растянутых элементов стержневых конструкций покрытий и перекрытий, а также для различного рода затяжек и подвесок, в главе СНиП II-23-81 учитывается коэффициентами условий работы γ_c , пониженными на 10% по сравнению с коэффициентом для элементов, не находящихся в условиях мягкого нагружения.

Наряду с этим следует указать на различного вида ограничения, принимаемые при проектировании стальных конструкций из-за отсутствия в нормах конкретных указаний о допустимости неупругих деформаций стали высокой прочности с малой степенью упрочнения.

В связи с изложенным возникает необходимость в количественной оценке степени опасности перехода стали в условиях мягкого нагружения из упругого состояния в пластическое в зависимости от уровня прочности стали и формы диаграмм растяжения: наличия площадки текучести и степени ее протяженности.

Оценим степень опасности перехода стали из упругого состояния в пластическое в условиях мягкого нагружения. С этой целью определим возможный уровень напряжений, возникающих в результате динамического характера перехода стали в пластическое состояние на площадке текучести.

Учитывая, что наибольшая скорость прохождения фронта пластической деформации имеет место при завершении текучести, определим динамическую составляющую напряжений $\sigma_{дин}$ именно в этот момент: на диаграмме растяжения $\sigma - \epsilon$ этому моменту соответствует точка конца площадки текучести

$$\sigma_{дин} = m a / A, \quad (1)$$

где m — часть массы конструкции вместе с массой полезной нагрузки, приходящейся на долю рассматриваемого элемента и вызывающей в нем напряжения, достигающие предела текучести σ ; a — ускорение элемента в момент завершения текучести; A — на-

чальная площадь поперечного сечения элемента.

Очевидно, что в момент наступления текучести

$$m = \sigma_T A / g, \quad (2)$$

где g — ускорение силы тяжести.

В точке K диаграммы $\sigma - \epsilon$ удлинение элемента составит

$$\Delta l_T = l \epsilon_k, \quad (3)$$

где l — длина элемента; ϵ_k — деформация Людерса, равная протяженности площадки текучести.

Для углеродистых горячекатаных сталей $\epsilon_k = (1,5...2)\%$, для низколегированных: в горячекатаном состоянии $\epsilon_k = (2,5...3)\%$, в термически улучшенном — $\epsilon_k = (3...4)\%$. Величина ускорения a (в предположении равноускоренного движения фронта пластической деформации, что хорошо соответствует наблюдаемому экспериментально) равна

$$a = 2 \Delta l_T / t^2 = 2 l \epsilon_k / t^2, \quad (4)$$

где t — время прохождения площадки текучести.

Согласно экспериментальным данным [3] величина t может составлять 0,5 с и менее. Подставляя (2) и (4) в (1), получаем

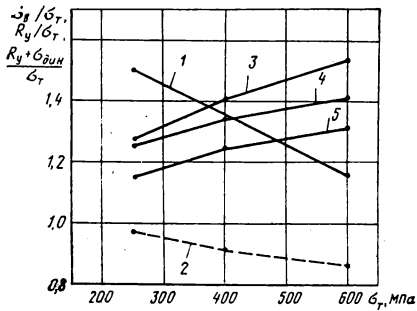
$$\sigma_{дин} = (\sigma_T / g) (2 l \epsilon_k / t^2). \quad (5)$$

Определим величину динамических составляющих напряжений $\sigma_{дин}$, возникающих в растянутом поясе ферм, изготовленных из стали с разным уровнем прочности. Примем: 1) длина растянутого элемента нижнего пояса, переходящая в пластическое состояние, $l = 6$ м; 2) протяженность площадки текучести ϵ_k составляет: а) для углеродистой горячекатаной стали марки ВСтЗ с пределом текучести 250 МПа $\epsilon_k = 2\%$; б) для низколегированной нормализованной стали марки 14Г2АФ с пределом текучести 400 МПа $\epsilon_k = 3\%$; в) для высокопрочной низколегированной термически улучшенной стали марки 12ГН2МФАЮ с пределом текучести 600 МПа $\epsilon_k = 4\%$; 3) время прохождения площадки текучести у всех сталей одинаково и равно $t_c = 0,3$ с.

По формуле (5) получим:
 для стали ВСтЗ $\sigma_{дин} = 250 \cdot 2 \cdot 600 \cdot 0,02 / 980 \times 0,3^2 = 68$ МПа;
 для стали 14Г2АФ $\sigma_{дин} = 400 \cdot 2 \cdot 600 \cdot 0,03 / 980 \cdot 0,3^2 = 163$ МПа;
 для стали 12ГН2МФАЮ $\sigma_{дин} = 600 \cdot 2 \cdot 600 \times 0,04 / 980 \cdot 0,3^2 = 326$ МПа.

Как видно, величина динамической составляющей напряжений при переходе в пластическую стадию работы в ферме из высокопрочной стали 12ГН2МФАЮ в пять раз выше по абсолютной величине, чем в ферме из стали ВСтЗ. Превышение предела текучести при этом составляет для стали ВСтЗ — 0,27 σ_T ; 14Г2АФ — 0,41 σ_T ; 12ГН2МФАЮ — 0,54 σ_T .

Полученные результаты, естественно, относятся к рассмотренным исходным данным, и в частности, для $l = 6$ м. При больших (меньших) длинах элементов, переходящих в пластическую стадию работы, ве-



личина $\sigma_{дин}$ будет соответственно прямо пропорционально возрастать (уменьшаться).

Для оценки степени опасности перехода рассматриваемых сталей из упругого состояния в пластическое в условиях мягкого нагружения сопоставим суммарные значения их расчетных сопротивлений R_n и динамических составляющих напряжений в них в этот момент с величинами временных сопротивлений σ_v . Такое сопоставление удобнее проводить в относительном виде, т. е. когда рассматриваются отношения $(R_n + \sigma_{дин})$ и σ_v к пределу текучести σ_t , как это показано на рисунке.

На рисунке кривая 1 — σ_v/σ_t ; 2 — $R_n/(\sigma_t + \sigma_{дин})$; 3 — $(\sigma_t + \sigma_{дин})/\sigma_t$; 4 — $(R_n + \sigma_{дин})/\sigma_t$; 5 — $(R_n + \sigma_{дин})\gamma_c/\sigma_t$ при $\gamma_c = 0,9$. Коэффициент надежности по материалу γ_m при увеличении предела текучести от 250 до 600 МПа возрастает согласно [1] от 1,025 до 1,15, поэтому влияние существенно различных динамических составляющих напряжений в сталях разной прочности (кривая 3) несколько выравнивается (ср. с кривой 4, которая становится более пологой). Тем не менее, в сталях с $\sigma_t > 400$ МПа возникает опасность разрушения, так как при этом $(R_n + \sigma_{дин}) > \sigma_v$.

Как отмечалось выше, для ряда элементов в главе СНиП II-23-81 введены коэффициенты условий работы γ_c . С учетом этих коэффициентов (кривая 5) опасность перехода стали из упругого состояния в пластическое возникает, когда $\sigma_t > 450$ МПа.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНиП II-23-81. Стальные конструкции.
2. Поталов В. Н. Об особенностях перехода строительной стали из упругого состояния в пластическое при равномерном распределении напряжений по сечению // Изв. вузов. Сер. Стр-во и архитектура. — 1983. — № 1. — С. 5—7.
3. Егоров М. И. Особенности поведения высокопрочной строительной стали марки 17Г2АФМД при свободном нагружении // Теоретические и экспериментальные исследования строительных конструкций. — М., ЦНИИСК им. Кучеренко, 1980. — С. 129—135.
4. Бельский Г. Е., Одесский П. Д. О едином подходе к использованию диаграмм работы строительных сталей // Пром. стр-во. — 1980. — № 7. — С. 4—6.
5. Тышкин М. А., Большаков В. И., Одесский П. Д. Структура и свойства строительной стали. — М.: Металлургия, 1983. — 287 с.
6. Поталов В. Н., Егоров М. И. Механика деформирования строительной стали при одноосном растяжении // Строит. механика и расчет сооружений. — 1986. — № 5. — С. 56—60.

Следует отметить условность проведенного анализа, связанную с тем, что не учитывалось некоторое возрастание временного сопротивления стали с ростом скорости нагружения. Однако это явление не столь существенно и к тому же его неучет идет в запас прочности.

На основании изложенного выше можно сделать следующие выводы:

1. С помощью разработанной методики, позволяющей количественно оценивать степень опасности перехода строительной стали (стали с площадкой текучести) в условиях мягкого нагружения из упругого состояния в пластическое, на конкретном примере показано, что при определенных условиях существует реальная опасность разрушения элемента в момент перехода стали из упругого состояния в пластическое. Это делает необходимым и обоснованным применение в нормах проектирования стальных конструкций, эксплуатируемых в условиях мягкого нагружения, дополнительных коэффициентов условий работы, учитывающих опасность разрушения.

2. Возникающий при переходе стали из упругого состояния в пластическое динамический эффект, связанный с распространением фронта текучести, наиболее опасен для сталей высокой прочности. Это обусловлено, во-первых, тем, что высокопрочные строительные стали, применяемые в металлических конструкциях в термически улучшенном состоянии, имеют деформацию Людерса и соответственно длину площадки текучести примерно вдвое большей протяженности, чем стали горячекатаные, и, во-вторых, тем, что предел текучести у высокопрочных сталей относительно близок по величине к временному сопротивлению.

3. Наиболее эффективным способом для устранения отмеченной опасности разрушения за счет динамических эффектов при переходе стали в упругопластическое состояние является использование в металлических конструкциях высокопрочных сталей без площадки текучести или с уменьшенной ее длиной, например, термически упрочненной с прокатного нагрева углеродистой стали.

Г. А. ГЕНИЕВ, д-р техн. наук, проф. (ЦНИИСК им. Кучеренко, Москва)

Давление внутреннего потока вязкой жидкости на круговую оболочку со слабо меняющимся радиусом поперечного сечения

В настоящей статье получены зависимости между гидродинамическими характеристиками установившегося ламинарного потока вязкой несжимаемой жидкости, протекающего в круговой оболочке со слабо меняющимся радиусом поперечного сечения. Радиус является непрерывной монотонной или периодической функцией координаты z вдоль оси потока и оболочки. Данные зависимости являются в определенном смысле аналогами интеграла Бернулли для вязкой несжимаемой жидкости.

В области строительной механики полученные результаты требуются при рассмотрении задач поперечной устойчивости и динамики оболочек с внутренним потоком вязкой жидкости, решения которых для идеальной жидкости приведены в работах [1, 2].

Предполагается, что ограниченность угла конусности оболочки на участках постепенного расширения ее поперечного сечения обеспечивает условия безотрывного движения вязкой жидкости вблизи стенок и отсутствие возвратных движений жидкости, характерных для диффузоров с достаточно большим углом конусности [3].

В цилиндрической системе координат (r, z) , если пренебречь влиянием массовых сил, уравнения осесимметричного установившегося движения вязкой несжимаемой жидкости Навье — Стокса [4] примут вид

$$\begin{aligned} V_z \frac{\partial V_z}{\partial z} + V_r \frac{\partial V_z}{\partial r} &= -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + \frac{\mu}{\rho} \left(\frac{\partial^2 V_z}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial V_z}{\partial r} + \frac{\partial^2 V_z}{\partial z^2} \right); \\ V_z \frac{\partial V_r}{\partial z} + V_r \frac{\partial V_r}{\partial r} &= -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial r} + \frac{\mu}{\rho} \left(\frac{\partial^2 V_r}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial V_r}{\partial r} + \frac{\partial^2 V_r}{\partial z^2} - \frac{V_r}{r^2} \right), \end{aligned} \quad (1)$$

где ρ — плотность жидкости; μ — динамический коэффициент вязкости. Рассмотрим модель ламинарного течения, основанную на следующих допущениях.

1. Исходя из геометрических особенностей потока, будем пренебрегать в уравнениях движения членами, содержащими радиальную составляющую скорости — V_r . При этом из второго уравнения (1) следует $\partial p / \partial r = 0$, $p = p(z)$, т. е. пьезометрическое давление p , как и в случае движения вязкой жидкости в цилиндрическом трубопроводе постоянно в пределах каждого поперечного сечения потока.

2. В правой части первого из уравнений (1) будем пренебрегать величиной $\partial^2 V_z / \partial z^2$ по сравнению со слагаемыми $\partial^2 V_z / \partial r^2 + (1/r) \partial V_z / \partial r$. Оценка вносимой при этом погрешности будет приведена ниже.

3. Условие сплошности потока будем записывать не в традиционной дифференциальной форме, а в интегральной:

$$a_z^2 V_{cp}(z) = Q / \pi = \text{const}, \quad (2)$$

где $a_z = a_z(z)$ — переменный радиус поперечного сечения потока; $V_{cp}(z)$ — средняя по сечению скорость движения жидкости; Q — заданное значение расхода, $[Q] \dots \text{м}^3 \text{с}^{-1}$.

4. Будем считать, что закон изменения скорости V_z по сечению потока определяется, как и в случае движения вязкой жидкости в цилиндрическом трубопроводе, следующей квадратичной зависимостью:

$$V_z = V_z(r, z) = V_0(z) \left(1 - \frac{r^2}{a_z^2} \right), \quad (3)$$

где $V_0(z)$ — максимальная (осевая) скорость; при $r = a_z$ $V_z = 0$. Величины $V_{cp}(z)$ и $V_0(z)$ связаны между собой следующим соотношением:

$$V_{cp}(z) = \frac{1}{\pi a_z^2} \int_F V_z(r, z) dF = \frac{V_0(z)}{2},$$

при этом, на основании (2)

$$V_0(z) = 2Q / \pi a_z^2. \quad (4)$$

В соответствии со сделанными допущениями запишем первое из уравнений (1) в форме

$$\frac{1}{2} \rho \frac{\partial (V_z^2)}{\partial z} = -\frac{dp}{dz} + \mu \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left(r \frac{\partial V_z}{\partial r} \right), \quad (5)$$

где второе слагаемое правой части может быть представлено на основании (2—4) следующими эквивалентными выражениями:

$$-\frac{4\mu V_0(z)}{a_z^2} = -\frac{2\pi\mu}{Q} V_0^2(z) = -\frac{8\pi\mu}{Q} V_{\text{cp}}^2(z) = -\frac{8\mu Q}{\pi a_z^4}.$$

Таким образом, правая часть уравнения (5) не зависит от координаты r . Это обстоятельство определяет целесообразность вычисления среднего по сечению значения V_z^2 , входящего в левую часть (5):

$$\int_F V_z^2(r, z) dF = V_0^2(z) \int_0^{2\pi} \int_0^{a_z} \left(1 - \frac{r^2}{a_z^2}\right)^2 r dr d\varphi = \frac{\pi a_z^2}{3} V_0^2(z),$$

откуда $(V_z^2)_{\text{cp}} = V_0^2(z)/3 = (4/3) V_{\text{cp}}^2(z)$.

Подставляя в (5) среднеквадратичное значение скорости, запишем последнее уравнение в виде

$$\frac{dp}{dz} + \frac{1}{6} \rho \frac{d}{dz} V_0^2(z) + \frac{2\pi\mu}{Q} V_0^2(z) = 0 \text{ или}$$

$$\frac{dp}{dz} + \frac{1}{6} \rho \frac{d}{dz} V_0^2(z) + \frac{8\mu Q}{\pi a_z^4} = 0. \quad (6)$$

Интегрируя уравнение (6) по z найдем, что вдоль потока

$$p(z) + \frac{1}{6} \rho V_0^2(z) + \frac{8\mu Q}{\pi} \int \frac{dz}{a_z^4} = \text{const.}$$

Если в сечении $z=z_0$ заданы граничные условия

$$p = p(z_0); V_0(z) = V_0(z_0) \text{ или } V_{\text{cp}}(z_0) = Q/\pi a_z^2(z_0),$$

то последнее уравнение можно записать в форме

$$p(z) - p(z_0) + \frac{1}{6} \rho [V_0^2(z) - V_0^2(z_0)] + \frac{8\mu Q}{\pi} \int_{z_0}^z \frac{dz}{a_z^4} = 0 \quad (7)$$

или

$$p(z) - p(z_0) + \frac{2}{3} \rho [V_{\text{cp}}^2(z) - V_{\text{cp}}^2(z_0)] + \frac{8\mu Q}{\pi} \int_{z_0}^z \frac{dz}{a_z^4} = 0. \quad (8)$$

Зависимости (7) и (8) являются аналогами интеграла Бернулли для осесимметричного потока вязкой несжимаемой жидкости. Они отличаются от его выражения для идеальной жидкости числовым значением коэффициента при скоростном напоре и наличием диссипативного члена.

Рассмотрим случай течения вязкой жидкости в расширяющейся конической оболочке с малым углом конусности, радиус поперечного сечения которой определяется зависимостью

$$a_z = a_z(z) = a_0 + kz; \quad 0 < k \ll 1.$$

При $z = z_0 = 0$: $a_z = a_0$; $p = p(0)$; $V_{\text{cp}}(0) = Q/\pi a_0^2$.

На основании (2) $V_{\text{cp}}(z) = V_{\text{cp}}(0) a_0^2/(a_0 + kz)^2$;

$$\int_0^z \frac{dz}{a_z^4} = \int_0^z \frac{dz}{(a_0 + kz)^4} = \frac{\Psi_1(z)}{3ka_0^3}, \text{ где } \Psi_1(z) = 1 - \frac{a_0^3}{(a_0 + kz)^3};$$

$$V_{\text{cp}}^2(z) - V_{\text{cp}}^2(0) = -V_{\text{cp}}^2(0) \Psi_2(z), \text{ где } \Psi_2(z) = 1 - a_0^4/(a_0 + kz)^4,$$

и зависимость (8) определяет

$$p(z) = p(0) + \frac{2}{3} \rho V_{\text{cp}}^2(0) \left[\Psi_2(z) - \frac{8}{k \text{Re}(0)} \Psi_1(z) \right], \quad (9)$$

где $\text{Re}(0) = V_{\text{cp}}(0)(2a_0)(\rho/\mu)$ — значение числа Рейнольдса для начального сечения потока.

При $k > 0$ $\Psi_1(z) < \Psi_2(z)$. При $k \rightarrow 0$ $\Psi_1(z) \rightarrow 0$, $\Psi_2(z) \rightarrow 0$, $\Psi_1(z)/k \rightarrow 3z/a_0$,

и из (9) следует известная зависимость для градиента давления в потоке вязкой жидкости в случае цилиндрического трубопровода:

$$\frac{p(z) - p(0)}{z} = - \frac{8 \mu V_{cp}(0)}{a_0^2} = - \frac{8 \mu Q}{\pi a_0^4}$$

Первое слагаемое в квадратных скобках (9) — функция $\Psi_2(z)$ — характеризует увеличение давления $p(z)$ по сравнению с $p(0)$ за счет постепенного увеличения площади поперечного сечения потока; второе слагаемое — пропорциональное $\Psi_1(z)$ — характеризует уменьшение $p(z)$ за счет диссипативных сил вязкого сопротивления.

Исследуя зависимость (9), определяем из условия $dp(z)/dz=0$ значение координаты $z=\bar{z}$, соответствующее экстремальному (максимальному) значению $p(z)$:

$$\bar{z} = a_0 [k \operatorname{Re}(0) - 6]/6k. \quad (10)$$

При этом

$$\left. \frac{d^2 p(z)}{dz^2} \right|_{z=\bar{z}} = - \frac{8}{3} \left[\frac{6}{\operatorname{Re}(0)} \right]^6 \frac{\rho V_{cp}^2(0)}{a_0^2 k^4} < 0,$$

$$a_{\bar{z}} = a_0 + k\bar{z} = a_0 k \operatorname{Re}(0)/6.$$

$$\Psi_1(\bar{z}) = 1 - [6/k \operatorname{Re}(0)]^3; \quad \Psi_2(\bar{z}) = 1 - [6/k \operatorname{Re}(0)]^4.$$

Подставляя эти значения в (9), найдем максимальное значение $p(z)$ в потоке:

$$p(\bar{z}) = p(0) + \frac{2}{3} \rho V_{cp}^2(0) \left[1 - \frac{8}{k \operatorname{Re}(0)} + \frac{432}{k^4 \operatorname{Re}^4(0)} \right].$$

Из выражения (10) следует, что при $k \operatorname{Re}(0) > 6 \bar{z} > 0$, т. е. сечение с $\max p(z)$ находится в пределах системы оболочка — поток; при $k \operatorname{Re}(0) = 6 \bar{z} = 0$, т. е. максимальное $p(z)$ совпадает с начальным сечением потока и $\max p(z) = p(0)$.

На примере рассмотренного течения в конической оболочке произведем оценку погрешности, вносимой в решение использованием допущения 2. Как было показано выше, первые два слагаемых в круглой скобке правой части первого из уравнений (1) определяются выражением

$$\frac{\partial^2 V_z}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial V_z}{\partial r} = - \frac{4 V_0(z)}{a_z^2} = - 4 V_0(0) \frac{a_0^2}{(a_0 + kz)^4}.$$

Максимальное (по сечению) значение третьего члена имеет место при $r=0$ (на оси потока) и равно

$$\frac{\partial^2 V_z}{\partial z^2} = \frac{\partial^2}{\partial z^2} \left[V_0(0) \frac{a_0^2}{(a_0 + kz)^2} \right] = 6 k^2 V_0(0) \frac{a_0^2}{(a_0 + kz)^4}.$$

Таким образом, наибольшее абсолютное значение отношения этих слагаемых имеет порядок $(3/2)k^2$ и составляет: при $k=0,1$ 0,015, при $k=0,01$ 0,00015, что свидетельствует о практической приемлемости сделанного допущения 2 для трубопроводов с малым углом конусности.

Все рассмотренные выше решения исходили из предположения о недеформируемости контура оболочки, радиус которой определялся заранее известной функцией $a_z(z)$.

Для потока вязкой жидкости в круговой безмоментной оболочке из деформируемого на растяжение материала, радиус поперечного сечения которой определяется значением соответствующего, заранее неизвестного внутреннего давления

$$a_z = a_z(z) = A [p(z)], \quad (11)$$

связь между гидродинамическими характеристиками может быть установлена не из алгебраических зависимостей (7) или (8), а путем решения нелинейного дифференциального уравнения (6) относительно $p(z)$ с использованием соотношений (4) и (11).

Следует отметить, что зависимости (7) и (8) являются лишь в определенном смысле аналогами интеграла Бернулли, поскольку последний записывается для идеальной жидкости вдоль элементарной трубки (линии) тока, а не для всего сечения потока, как это сделано в настоящей статье. Использование указанных выше допущений и усреднение по сечению величины V_z^2 при вычислении интеграла кинетической энергии приводит к тому, что структура определяющих соотношений типа (7), (8) зависит от формы поперечного сечения потока.

Для плоского установившегося ламинарного потока вязкой несжимаемой жидкости, протекающего в симметричном относительно оси x канале со слабо меняющейся высотой поперечного сечения $2h_x = 2h_x(x)$, аналогичные (7) и (8) зависимости имеют вид:

$$p(x) - p(x_0) + \frac{4}{15} \rho [V_0^2(x) - V_0^2(x_0)] + \frac{3\mu Q}{2} \int_{x_0}^x \frac{dx}{h_x^3} = 0$$

или

$$p(x) - p(x_0) + \frac{3}{5} \rho [V_{cp}^2(x) - V_{cp}^2(x_0)] + \frac{3\mu Q}{2} \int_{x_0}^x \frac{dx}{h_x^3} = 0.$$

При этом $h_x V_{cp}(x) = Q/2 = \text{const}$, $[Q] \dots \text{м}^2 \text{с}^{-1}$,

$$V_{cp}(x) = (2/3) V_0(x); (V_x^2)_{cp} = (8/15) V_0^2(x) = (6/5) V_{cp}^2(x).$$

Для плоского линейно расширяющегося канала

$$h_x = h_x(x) = h_0 + kx, \quad 0 < k \ll 1$$

аналогичная (9) зависимость имеет вид

$$p(x) = p(0) + \frac{3}{5} \rho V_{cp}^2(0) (1 - 5/k \text{Re}) \Psi_0(x),$$

$$\text{где } \Psi_0(x) = 1 - h_0^2 / (h_0 + kx)^2,$$

$$\text{Re} = V_{cp}(x) (2h_x) (\rho/\mu) = Q (\rho/\mu) = \text{const}$$

— число Рейнольдса, постоянное вдоль длины потока. При $k\text{Re} < 5$ давление $p(x)$ с возрастанием x уменьшается, при $k\text{Re} > 5$ — увеличивается, и при $k\text{Re} = 5$ — остается постоянным, равным $p(0)$.

Полученные в статье результаты могут быть непосредственно использованы при решении различных задач гидроупругости оболочек с внутренним установившимся потоком вязкой жидкости.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Гениев Г. А.* Поперечная устойчивость тонкостенных замкнутых цилиндрических оболочек при движении в них потока идеальной жидкости // *Строит. механика и расчет сооружений.* — 1986. — № 1. — С. 42—44.
2. *Гениев Г. А., Зубков А. Н.* Радиальные колебания цилиндрических оболочек при движении в них потока идеальной жидкости // *Строит. механика и расчет сооружений.* — 1987. — № 3. — С. 40—43.
3. *Слезкин Н. А.* Динамика вязкой несжимаемой жидкости. — М.: Гостехиздат, 1955. — 432 с.
4. *Лойцянский Л. Г.* Механика жидкости и газа. — М.: Наука, 1970. — 904 с.

РАСЧЕТЫ НА УСТОЙЧИВОСТЬ

УДК 624.075.2.046

А. Я. ДРИВИНГ, канд. техн. наук (ЦНИИСК им. Кучеренко, Москва)

Метод перемещений в задачах устойчивости плоской формы деформирования тонкостенных стержневых систем

Плоские стальные конструкции раскрепляются из плоскости нагружения связями или прогонами, замыкаемыми в торцах здания на связевые фермы. Поэтому с точки зрения устойчивости плоской формы изгиба даже самые простые элементы, например балки покрытий, являются статически неопределимыми системами.

Отсутствие методов расчета таких систем приводит к тому, что в инженерной практике, в том числе и в нормах проектирования стальных конструкций (СНиП II-23-81), проверяется устойчивость не действительной системы, а отдельной панели между точками подкрепления как шарнирно опертой из плоскости нагружения балки. Это, естественно, снижает значения критических моментов и, как следствие, приводит к перерасходу материала на конструкцию.

Настоящая статья посвящена разработке специальной формы метода перемещений для задач устойчивости плоской формы тонкостенных статически неопределимых из плоскости изгиба стержневых систем с различного рода точечными подкреплениями, произвольно расположенными по высоте поперечных сечений.

1. Рассмотрим тонкостенный стержень, нагруженный по концам одинаковыми сжимающими силами P и моментами M . Напомним, что задача устойчивости плоской формы изгиба такого стержня является корректной, если он имеет хотя бы одну плоскость симметрии, а нагрузка действует в этой плоскости. Возможные равновесные состояния такого стержня около плоскости изгиба описываются двумя однородными дифференциальными уравнениями [1]:

$$E J_y \xi^{IV} + P \xi'' + (P a_y + M) \theta'' = 0; \quad E J_\omega \theta^{IV} - (G J_d - P r^2 + 2 \beta_y M) \theta'' + (M + P a_y) \xi'' = 0. \quad (1)$$

Обозначения и оси координат соответствуют принятым в [1]. Общие решения уравнений (1) получены в [2]:

$$\xi = a_1 \sin \alpha z + a_2 \cos \alpha z + a_3 \operatorname{sh} \beta z + a_4 \operatorname{ch} \beta z + a_5 z + a_6; \\ \theta = \lambda_1 (a_1 \sin \alpha z + a_2 \cos \alpha z) - \lambda_2 (a_3 \operatorname{sh} \beta z + a_4 \operatorname{ch} \beta z) + a_7 z + a_8. \quad (2)$$

В (2) приняты обозначения: $\lambda_1 = (E J_y \alpha^2 - P) / \bar{M}$; $\lambda_2 = (E J_y \beta^2 + P) / \bar{M}$; $\bar{M} = P a_y + M$; $\alpha = \sqrt{a/2 + D}$; $\beta = \sqrt{D - a/2}$; $D = \sqrt{a^2/4 + b}$; $a = P/E J_y - G J_d/E J_\omega + (P r^2 - 2 \beta_y M) / E J_\omega$; $b = \{P [G J_d + P (a_y^2 - r^2) + 2 M (a_y + \beta_y)] + M^2\} / E J_y E J_\omega$.

Выражения (2) содержат восемь произвольных постоянных, соответствующих числу естественных граничных условий, и поэтому дают возможность получить решения любых краевых задач. Рассмотрим некоторые из них.

2. а) Жесткое защемление с одной стороны и шарнирное опирание с другой. Свободная деформация по торцам. Граничные условия: при $x=0$ $\theta = \theta' = \xi = \xi'' = 0$; при $x=l$, $\theta = \theta'' = \xi' = \xi = 0$. Подставляя решения (2) в эти граничные условия и приравнявая нулю определитель полученной системы восьми однородных уравнений, получим

$$\lambda_1 \bar{\alpha}_\nu + \lambda_2 \bar{\alpha}_\mu = 0,$$

где $\bar{\alpha}_\nu$, $\bar{\alpha}_\mu$ — специальные функции метода перемещений Н. В. Корноухова [3] для сжатых и растянутых стержней соответственно (см. обозначения к табл. 1—3); $\nu = \alpha l$, $\mu = \beta l$.

б) То же, но при полном стеснении деформации в защемлении. Граничные условия: при $x=0$ $\theta = \theta'' = \xi = \xi'' = 0$; при $x=l$ $\theta = \theta' = \xi = \xi' = 0$. При этих граничных условиях условие нетривиальности решения сводится к виду:

$$\operatorname{tg} \nu - \nu = 0.$$

в) Упругое стеснение деформации и поворотов из плоскости изгиба конечных сечений. Начало координат удобно располагать в середине стержня. Вследствие симметрии задачи для получения симметричных форм потери устойчивости следует положить $a_1 = a_3 = a_5 = a_7 = 0$.

Граничные условия при $x=l/2$:

$$\xi = \theta = 0; \quad E J_y \xi'' + C_\varphi \xi' = 0; \quad E J_\omega \theta'' + C_\omega \theta' = 0, \quad (3)$$

где C_φ , C_ω — жесткости конечных пружин, стесняющих угловые и деформационные перемещения торцевых сечений.

Подставляя в (3) решения (2) и приравнявая нулю определитель полученных однородных уравнений, найдем

$$\lambda_2 (2 T_{\nu/2} + k_\varphi) (2 T_{\mu/2} + k_\omega) + \lambda_1 (2 T_{\nu/2} + k_\omega) (2 T_{\mu/2} + k_\varphi) = 0, \quad (4)$$

где $T_{\nu/2} = \frac{\nu/2}{\operatorname{tg}(\nu/2)}$; $T_{\mu/2} = \frac{\mu/2}{\operatorname{th}(\mu/2)}$; $k_\varphi = \frac{C_\varphi l}{E J_y}$; $k_\omega = \frac{C_\omega l}{E J_\omega}$.

Уравнение (4) позволяет провести исследования влияния степени стеснения деформации и угловых перемещений на устойчивость сжато-изогнутого тонкостенного стержня, имеющего одну плоскость симметрии.

Если положить $P=0$ (случай чистого изгиба) и учесть, что при этом $\lambda_1/\lambda_2 = \nu^2/\mu^2$, то вместо (4) будем иметь

$$\mu^2 (2 T_{\nu/2} + k_\varphi) (2 T_{\mu/2} + k_\omega) + \nu^2 (2 T_{\nu/2} + k_\omega) (2 T_{\mu/2} + k_\varphi) = 0. \quad (5)$$

Это уравнение получено другим путем и подробно исследовано в [4].

3. Поперечное сечение тонкостенного стержня имеет четыре степени свободы относительно плоскости симметрии, которым соответствуют четыре независимых кинематических перемещения ξ , ξ' , θ , θ' . В общем случае для реализации метода перемещений необходимо располагать четырьмя типами связей, исключающими эти перемещения. Будем называть связью: типа 1 — связь, исключающую закручивание сечения относительно оси z ($\theta=0$), типа 2 — связь, исключающую поворот сечения относительно оси

$y(\xi'=0)$, типа 3 — связь, исключающую перемещение подкрепленной точки сечения вдоль оси x ($\xi=h_y\theta$, h_y — координата точки подкрепления относительно центра тяжести сечения), типа 4 — связь, исключающую деформацию поперечного сечения ($\theta'=0$). Условные изображения связей на плоскости симметрии стержня показаны на рис. 1. Их будем использовать на других рисунках.

Перейдем к определению реактивных усилий, возникающих в перечисленных связях при деформировании стержня.

Интегрируя первое уравнение (1), получим

$$E J_y \xi''' + P \xi' + (P a_y + M) \theta' = \bar{Q}_x^0, \quad (6)$$

где \bar{Q}_x^0 — постоянная интегрирования, которая имеет смысл сосредоточенной силы, приложенной к стержню по направлению оси x в начале координат. Ее можно также трактовать как реактивное усилие в связи типа 1.

Интегрируя второе уравнение (1), будем иметь

$$E J_\omega \theta''' - (G J_d - P r^2 + 2 \beta_y M) \theta' + (M + P a_y) \xi' = \bar{H}_z^0, \quad (7)$$

где \bar{H}_z^0 — постоянная интегрирования, которая имеет смысл сосредоточенного крутящего момента, приложенного к стержню в начале координат. Если на начальное сечение стержня наложить связь типа 1 при наличии связи типа 3, то в первой, очевидно, возникает реактивный момент

$$\bar{M}_z^0 = \bar{H}_z^0 + \bar{Q}_x h_y. \quad (8)$$

Внутренний изгибающий момент M_y и бимомент B_ω связаны с эпюрой нормальных напряжений, которые остаются всегда перпендикулярными к плоскости поперечного сечения при его кинематических перемещениях. Поэтому связи типа 2 и 4 будем считать связанными с поперечным сечением так, что они могут воспринимать только моменты M_y и B_ω соответственно. Тогда реактивные усилия в связях типа 2, 4 будут

$$\bar{M}_y = -M_y = E J_y \xi''; \quad B_\omega = -B_\omega = E J_\omega \theta''. \quad (9)$$

Подставляя решения (2) в (6)–(9), получим выражения реактивных усилий в связях типа 1–4 через постоянные интегрирования

$$\bar{Q}_x^0 = -\bar{Q}_x^l = \bar{M} a_7; \quad \bar{M}_z^0 = -\bar{M}_z^l = -[G J_d - \bar{M} h_y + 2 \beta_y M - P r^2] a_7 + (\bar{M} + P h_y) a_5;$$

$$\bar{M}_y^0 = E J_y (-a_2 a^2 + a_4 \beta^2); \quad \bar{M}_y^l = E J_y (-\alpha^2 S_s + \beta^2 S_c);$$

$$\bar{B}_\omega^0 = -E J_\omega (\lambda_1 \alpha^2 a_2 + \lambda_2 \beta^2 a_4); \quad \bar{B}_\omega^l = -E J_\omega (\lambda_1 \alpha^2 S_s + \lambda_2 \beta^2 S_c);$$

$$S_s = a_1 \sin \nu + a_2 \cos \nu; \quad S_c = a_3 \operatorname{sh} \mu + a_4 \operatorname{ch} \mu; \quad \nu = \alpha l; \quad \mu = \beta l.$$

В выражениях (10) верхние индексы 0, l относятся к начальному и конечному сечению стержня соответственно.

4. Сначала рассмотрим случай чистого изгиба ($P=0$) стержней с поперечным сечением, имеющим две оси симметрии ($a_y=0$, $\beta_y=0$). Введем безразмерные определяющие параметры задачи для этого случая

$$n = l/h; \quad t_0 = h_y^0/h; \quad t_l = h_y^l/h; \quad d = E J_y h^2/E J_\omega; \quad \omega = G J_d h^2/E J_\omega; \quad \psi = M l/\sqrt{E J_\omega G J_d}.$$

Выразим через них другие параметры задачи

$$\nu = \alpha l = \sqrt{\omega n^2} \sqrt{-1 + \sqrt{1 + 4 \psi^2/n^2 \omega}}; \quad \mu = \beta l = \sqrt{\nu^2 + n^2 \omega}; \quad \lambda_1 l = \nu n \sqrt{d/\mu};$$

$$\lambda_2 l = \mu n \sqrt{d/\nu}.$$

Ограничимся тремя типами элементов основной системы метода перемещений, показанных на рис. 2, а, б, в. На концевые сечения элементов наложены связи типов 1–4, изображения которых даны в соответствии с принятой символикой (рис. 1). Элемент II

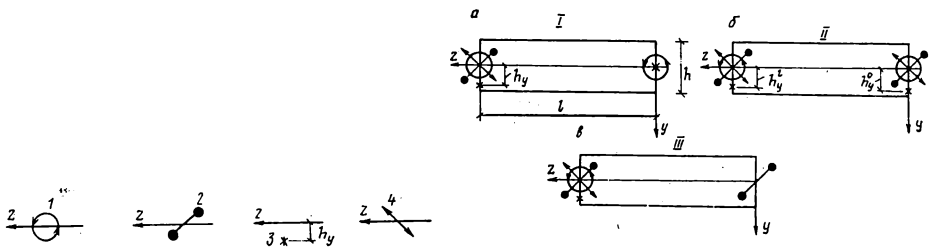


Рис. 1

Рис. 2

является основным, а элементы I, III могут быть использованы как концевые, в частности, при учете симметрии системы.

Давая единичные перемещения последовательно каждой из связей, наложенных на левое концевое сечение элемента, и решая соответствующую краевую задачу, получим выражения реактивных усилий, возникающих во всех наложенных связях. Опуская громоздкие выкладки, приведем только окончательные результаты.

Таблица 1

	\overline{M}_z^I	\overline{M}_y^I	\overline{B}_ω^I	\overline{Q}_x^I
$\theta_l = 1$	$\frac{E J_y}{l n^2 d} \overline{D}_{\mu\nu}$	$\frac{E J_y}{n l \sqrt{d}} \overline{I}_{\mu\nu}$	$-\frac{E J_y}{n^2 d} \overline{A}_{\mu\nu}$	$\frac{E J_y}{l^2 n \sqrt{d}} \overline{K}_{\mu\nu}$
$\xi_l' = 1$	$\frac{E J_y}{n l \sqrt{d}} \overline{I}_{\mu\nu}$	$\frac{E J_y}{l} \overline{R}_{\mu\nu}$	$-\frac{E J_y}{n \sqrt{d}} \overline{N}_{\mu\nu}$	$-\frac{E J_y}{l^2} \overline{L}_{\mu\nu}$
$\theta_l' = 1$	$-\frac{E J_y}{n^2 d} \overline{A}_{\mu\nu}$	$-\frac{E J_y}{n \sqrt{d}} \overline{N}_{\mu\nu}$	$\frac{E J_y h}{n d} \overline{J}_{\mu\nu}$	$-\frac{E J_y}{l n \sqrt{d}} \overline{G}_{\mu\nu}$
$\xi_l = 1$	$\frac{E J_y}{l^2 n \sqrt{d}} \overline{K}_{\mu\nu}$	$-\frac{E J_y}{l^2} \overline{L}_{\mu\nu}$	$-\frac{E J_y}{l n \sqrt{d}} \overline{G}_{\mu\nu}$	$\frac{E J_y}{l^2} \overline{V}_{\mu\nu}$

Таблица 2

	\overline{M}_z^I	\overline{M}_y^I	\overline{B}_ω^I	\overline{Q}_x^I
$\theta_l = 1$	$\frac{2 E J_y}{l n^2 d} \overline{D}_{\mu\nu}$	$\frac{2 E J_y}{n l \sqrt{d}} \overline{I}_{\mu\nu}$	$-\frac{2 E J_y}{n^2 d} \overline{A}_{\mu\nu}$	$\frac{2 E J_y}{l^2 n \sqrt{d}} \overline{K}_{\mu\nu}$
$\xi_l' = 1$	$\frac{2 E J_y}{n l \sqrt{d}} \overline{I}_{\mu\nu}$	$\frac{2 E J_y}{l} \overline{R}_{\mu\nu}$	$-\frac{2 E J_y}{n \sqrt{d}} \overline{N}_{\mu\nu}$	$-\frac{2 E J_y}{l^2} \overline{L}_{\mu\nu}$
$\theta_l' = 1$	$-\frac{2 E J_y}{n^2 d} \overline{A}_{\mu\nu}$	$-\frac{2 E J_y}{n \sqrt{d}} \overline{N}_{\mu\nu}$	$\frac{2 E J_y h}{n d} \overline{J}_{\mu\nu}$	$-\frac{2 E J_y}{l n \sqrt{d}} \overline{G}_{\mu\nu}$
$\xi_l = 1$	$\frac{2 E J_y}{l^2 n \sqrt{d}} \overline{K}_{\mu\nu}$	$-\frac{2 E J_y}{l^2} \overline{L}_{\mu\nu}$	$-\frac{2 E J_y}{l n \sqrt{d}} \overline{G}_{\mu\nu}$	$\frac{2 E J_y}{l^2} \overline{V}_{\mu\nu}$
	\overline{M}_z^0	\overline{M}_y^0	\overline{B}_ω^0	\overline{Q}_x^0
$\theta_l = 1$	$-\frac{2 E J_y}{l n^2 d} \overline{D}_{\mu\nu}^0$	$-\frac{2 E J_y}{n l \sqrt{d}} \overline{I}_{\mu\nu}^0$	$\frac{2 E J_y}{n^2 d} \overline{A}_{\mu\nu}^0$	$-\frac{2 E J_y}{l^2 n \sqrt{d}} \overline{K}_{\mu\nu}^0$
$\xi_l' = 1$	$-\frac{2 E J_y}{n l \sqrt{d}} \overline{I}_{\mu\nu}^0$	$-\frac{2 E J_y}{l} \overline{R}_{\mu\nu}^0$	$\frac{2 E J_y}{n \sqrt{d}} \overline{N}_{\mu\nu}^0$	$-\frac{2 E J_y}{l^2} \overline{L}_{\mu\nu}^0$
$\theta_l' = 1$	$\frac{2 E J_y}{n^2 d} \overline{A}_{\mu\nu}^0$	$\frac{2 E J_y}{n \sqrt{d}} \overline{N}_{\mu\nu}^0$	$-\frac{2 E J_y h}{n d} \overline{J}_{\mu\nu}^0$	$\frac{2 E J_y}{l n \sqrt{d}} \overline{G}_{\mu\nu}^0$
$\xi_l = 1$	$-\frac{2 E J_y}{l^2 n \sqrt{d}} \overline{K}_{\mu\nu}^0$	$\frac{2 E J_y}{l^2} \overline{L}_{\mu\nu}^0$	$\frac{2 E J_y}{l n \sqrt{d}} \overline{G}_{\mu\nu}^0$	$-\frac{2 E J_y}{l^2} \overline{V}_{\mu\nu}^0$

Таблица 3

	\bar{M}_y	\bar{B}_ω
$\xi'=1$	$\frac{E J_y}{l} (\mu^2 T_v + v^2 T_\mu) / s$	$\frac{E J_y \mu v}{n \sqrt{d}} \times (T_v - T_\mu) / s$
$\theta'=1$	$\frac{E J_y \mu v}{n \sqrt{d}} \times (T_v - T_\mu) / s$	$\frac{E J_y h}{n d} (v^2 T_v + \mu^2 T_\mu) / s$

Таблица 4

	\bar{M}_z	\bar{Q}_x
$\theta=1$	$T h_y$	$-T$
$\xi=1$	$-T$	0

В табл. 1—3 даны аналитические выражения реактивных усилий \bar{M}_z , \bar{M}_y , \bar{B}_ω , \bar{Q}_x элементов I, II, III соответственно при единичных перемещениях связей, наложенных на левое концевое сечение. Знаки соответствуют принятой системе координат. Верхний или нижний индекс l относится к левому концевому сечению, а индекс 0 — к правому.

В таблицах приняты следующие обозначения:

$$\begin{aligned} \bar{D}_{\mu v} &= (k_2^2 v^2 \bar{\gamma}_v + k_1^2 \mu^2 \bar{\gamma}_\mu) / s; & \bar{R}_{\mu v} &= \bar{V}_{\mu v} = \bar{L}_{\mu v} (\mu^2 \bar{\alpha}_v + v^2 \bar{\alpha}_\mu) / s; \\ \bar{J}_{\mu v} &= (v^2 \bar{\alpha}_v + \mu^2 \bar{\alpha}_\mu) / s; & \bar{I}_{\mu v} &= \mu v (k_1 \bar{\alpha}_\mu - k_2 \bar{\alpha}_v) / s; \\ \bar{N}_{\mu v} &= \mu v (\bar{\alpha}_\mu - \bar{\alpha}_v) / s; & \bar{G}_{\mu v} &= \mu v (\bar{\alpha}_\mu - \bar{\alpha}_v) / s; \\ \bar{A}_{\mu v} &= (k_2 v^2 \bar{\alpha}_v + k_1 \mu^2 \bar{\alpha}_\mu) / s; & \bar{K}_{\mu v} &= \mu v (k_1 \bar{\gamma}_\mu - k_2 \bar{\gamma}_v) / s; \\ D_{\mu v} &= (k_2^2 v^2 \gamma_v + k_1^2 \mu^2 \gamma_\mu) / s; & R_{\mu v} &= (\mu^2 \alpha_v + v^2 \alpha_\mu) / s; \\ J_{\mu v} &= (v^2 \alpha_v + \mu^2 \alpha_\mu) / s; & V_{\mu v} &= (\mu^2 \gamma_v + v^2 \gamma_\mu) / s; \\ I_{\mu v} &= \mu v (k_1 \sigma_\mu - k_2 \sigma_v) / s; & N_{\mu v} &= \mu v (\alpha_\mu - \alpha_v) / s; \\ G_{\mu v} &= \mu v (\sigma_\mu - \sigma_v) / s; & A_{\mu v} &= (k_2 v^2 \sigma_v + k_1 \mu^2 \sigma_\mu) / s; \\ K_{\mu v} &= \mu v (k_1 \gamma_\mu - k_2 \gamma_v) / s; & L_{\mu v} &= (\mu^2 \sigma_v + v^2 \sigma_\mu) / s; \\ D_{\mu v}^0 &= (k_2 k_4 v^2 \gamma_v + k_1 k_3 \mu^2 \gamma_\mu) / s; & R_{\mu v}^0 &= (\mu^2 \beta_v + v^2 \beta_\mu) / s; \\ J_{\mu v}^0 &= (v^2 \beta_v + \mu^2 \beta_\mu) / s; & I_{\mu v}^0 &= \mu v (k_3 \sigma_\mu - k_4 \sigma_v) / s; \\ N_{\mu v}^0 &= \mu v (\beta_\mu - \beta_v) / s; & A_{\mu v}^0 &= (k_4 v^2 \sigma_v + k_3 \mu^2 \sigma_\mu) / s; \\ K_{\mu v}^0 &= \mu v (k_3 \gamma_\mu - k_2 \gamma_v) / s; & s &= \mu^2 + v^2; & k_1 &= 1 - t_l v \sqrt{d} / \mu; \\ K_2 &= 1 + t_l \mu \sqrt{d} / v; & \bar{\alpha}_v &= v^2 \operatorname{tg} v / (\operatorname{tg} v - v); & \bar{\alpha}_\mu &= \mu^2 \operatorname{th} \mu / (\mu - \operatorname{th} \mu); & \bar{\gamma}_v &= \bar{\alpha}_v - v^2; \\ \bar{\gamma}_\mu &= \bar{\alpha}_\mu + \mu^2; & k_3 &= 1 - t_0 v \sqrt{d} / \mu; & k_4 &= 1 + t_0 \mu \sqrt{d} / v; \\ \beta_v &= \sigma_v - \alpha_v; & \beta_\mu &= \sigma_\mu - \alpha_\mu; & \alpha_v &= v (\operatorname{tg} v - v) / [2 \operatorname{tg} v (2 \operatorname{tg} v / 2 - v)]; \\ \sigma_v &= v^2 (\operatorname{tg} v / 2) / (2 (2 \operatorname{tg} v / 2 - v)); & \gamma_v &= v^3 / 2 (2 \operatorname{tg} v / 2 - v); \\ \gamma_\mu &= \mu^3 / 2 (\mu - \operatorname{th} \mu / 2); & \alpha_\mu &= \mu (\mu - \operatorname{th} \mu) / [2 \operatorname{th} \mu (\mu - 2 \operatorname{th} \mu / 2)]; \\ \sigma_\mu &= (\mu^2 \operatorname{th} \mu / 2) (\mu - 2 \operatorname{th} \mu / 2); & T_v &= v / \operatorname{tg} v; & T_\mu &= \mu / \operatorname{th} \mu. \end{aligned}$$

Отметим, что $\bar{\alpha}_v$, $\bar{\gamma}_v$, α_v , γ_v , σ_v , β_v — специальные функции метода перемещений для сжатых, а $\bar{\alpha}_\mu$, $\bar{\gamma}_\mu$, α_μ , γ_μ , σ_μ , β_μ — для растянутых стержней в задачах эйлеровой устойчивости стержневых систем у Корноухова [3].

Если в таблицах положить $M=0$ ($\psi=0$), то получим выражения реактивных усилий для задач стесненного кручения тонкостенных стержневых систем с неосевыми подкреплениями. Если в выражениях реактивных усилий таблиц положить $J_\omega=0$ ($\omega=\infty$, $d=\infty$, $\mu^2=n^2\omega$, $v=\psi$), то путем предельного перехода получим выражения реактивных усилий [5] для случая чистого изгиба призматических стержней.

5. Проиллюстрируем эффективность разработанного метода. Решим задачу п. 2, в методом перемещений. Вследствие симметрии достаточно рассмотреть половину стержня, граничные условия на правом конце которого совпадают с граничными условиями элемента III (рис. 2, б). Накладывая на левое, подкрепленное пружинами концевое сечение, фиктивные связи типа 2 и 4, получим основную систему метода перемещений в виде элемента III с дополнительными пружинами на левом конце. Учитывая, что длина элемента $l=l/2$ и поэтому $v_1=v/2$, $\mu_1=\mu/2$, $n_1=n/2$, а также, используя табл. 3, запишем выражения реактивных усилий в фиктивных связях при их единичных перемещениях

$$r_{11} = 2. (\mu^2 T_{\nu/2} + \nu^2 T_{\mu/2}) E J_y / s l + C_{\phi}; \quad r_{22} = 2 (\nu^2 T_{\nu/2} + \mu^2 T_{\mu/2}) E J_y h / s n d l + C_{\omega};$$

$$r_{12} = 2 (T_{\nu/2} - T_{\mu/2}) \mu \nu E J_y / s n \sqrt{d}. \quad (11)$$

Условие устойчивости рассматриваемой системы имеет вид

$$r_{11} r_{22} - r_{12}^2 = 0. \quad (12)$$

Подставляя (11) в (12) и учитывая, что $k_{\phi 1} = k_{\phi} / 2$, $k_{\omega 1} = k_{\omega} / 2$, получим уравнение (5).

6. Сформулируем общие положения, при которых разработанный аппарат может быть применен для расчета на устойчивость плоской формы сложных тонкостенных стержневых систем:

линии, проходящие через центры изгиба и центры тяжести поперечных сечений всех элементов лежат в одной плоскости, являющейся плоскостью действия нагрузок;

поперечные нагрузки заменяются эквивалентными системами сосредоточенных сил, а соответствующие им эпюры моментов — ступенчато-переменными эпюрами;

элементы с непрерывно изменяющейся жесткостью заменяются элементами со ступенчато-изменяющейся жесткостью так, чтобы скачки эпюр моментов соответствовали скачкам эпюр жесткостей;

на сечения, соответствующие скачкам эпюр моментов, жесткостей, поперечных сил, накладываются фиктивные связи типа 1—4 и образуется основная система метода перемещений;

при записи выражений реактивных усилий в наложенных связях, кроме усилий в элементах, определяемых в соответствии с табл. 1—3, необходимо также учесть дополнительные усилия от поперечных сосредоточенных сил. Например, если поперечная гравитационная сила T_i приложена в точке с координатой c_i относительно центра тяжести поперечного сечения, то эти дополнительные усилия следует определять по табл. 4.

В заключение отметим, что аналогичный аппарат расчета может быть таким же образом разработан для более общего случая продольно-поперечного изгиба, в том числе для элементов, имеющих непрерывное подкрепление вдоль линии, параллельной центральной оси.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Власов В. З. Тонкостенные упругие стержни. — М., 1959. — 568 с.
2. Дривинг А. Я. Об устойчивости плоской формы изгиба стальных стержневых конструкций // Металлические конструкции и испытания сооружений: Межвуз. темат. сб. / ЛИСИ, 1987. — 41—45.
3. Корноуков Н. В. Прочность и устойчивость стержневых систем. — М.: Стройиздат, 1948. — 675 с.
4. Бейлин Е. А. О влиянии упругих депланационных связей и деформируемости профиля в тонкостенных криволинейных стержнях на изгибно-крутильные формы колебаний и потери устойчивости // Тр. ЛИСИ. — 1969. — Вып. XII. — С. 201—220.
5. Дривинг А. Я. Аппарат метода перемещений в задачах устойчивости плоской формы сжато-изгибаемых стержневых систем // Строит. механика и расчет сооружений. — 1987. — № 1. — С. 56—62.

ДИНАМИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ

УДК 624.071.2.042.8

В. А. ИВОВИЧ, д-р техн. наук (ЦНИИСК им. Кучеренко, Москва),
К. Н. ИЛЛЕНКО, канд. техн. наук (Союзспортпроект, Москва),
Л. Н. ПОКРОВСКИЙ, канд. техн. наук (Московский металлургический институт)

Исследование колебаний висячих покрытий с помощью вариационных методов

Проблема динамического расчета висячих покрытий весьма актуальна, так как такие конструкции под действием переменных нагрузок (например, ветра) могут совершать интенсивные колебания, что отрицательно влияет на их надежность и работоспособность. В работах [1—4] обоснована сходимость вариационных методов применительно к задачам динамики висячих систем. В данной статье разработан и реализован алгоритм численного расчета, позволяющий в линейной постановке эффективно производить динамический расчет висячего покрытия.

1. В современных висячих конструкциях для придания им большей жесткости и

меньшей деформативности вводят конструктивные элементы, которые по своей расчетной модели представляют жесткие нити [[5—6].

Уравнение малых колебаний висячего покрытия с учетом членов, характеризующих жесткость нитей на изгиб, имеет вид

$$-E_1 J_1(y) \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} - E_2 J_2(x) \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} + T_1(y) \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + T_2(x) \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + k_1 \Delta T_1(w) + k_2 \Delta T_2(w) + p(x, y, t) = \frac{q}{g} \frac{\partial^2 w}{\partial t^2}, \quad (1)$$

где $T_{1,2}$ — натяжение нитей; $E_{1,2} J_{1,2}$ — изгибные характеристики нитей; $k_{1,2}$ — кривизны покрытия в положении равновесия; $q = q(x, y)$ — интенсивность веса статической нагрузки; $\Delta T_{1,2}(w)$ — динамические распоры; $p(x, y, t)$ — внешняя динамическая нагрузка.

Динамические распоры линейно выражаются через прогиб. Соответствующие формулы указаны в работе [3]. В данной статье предполагается, что расположение абсолютно гибких нитей вдоль координатных линий является непрерывным, а расположение жестких нитей дискретным. В связи с этим коэффициенты в уравнении (1) имеют вид

$$E_1 J_1(y) = \sum_{i=1}^{m_1} E_1 J_{1i} \delta(y - y_i); \quad E_1 F_1(y) = \overline{E_1 F_1}(y) + \sum_{i=1}^{m_1} E_1 F_{1i} \delta(y - y_i);$$

$$T_1(y) = \overline{T_1}(y) + \sum_{i=1}^{m_1} T_{1i} \delta(y - y_i), \quad (2)$$

$$q(x, y) = \overline{q}(x, y) + \sum_{i=1}^{m_1} q_{1i} \delta(y - y_i) + \sum_{j=1}^{m_2} q_{2j} \delta(x - x_j).$$

В формулах (2) обозначено: m_1 — число жестких нитей в направлении оси ox ; T_{1i} , $E_1 J_{1i}$, $E_1 F_{1i}$ — натяжения, изгибные жесткости и упругие податливости жестких нитей вдоль оси ox ; q_{1i} ; q_{2j} — погонные веса жестких нитей вдоль осей ox и oy . Формулы для характеристики нитей вдоль оси oy аналогичны. Верхней чертой обозначены параметры, относящиеся к абсолютно гибким нитям. Через $\delta(\quad)$ обозначена дельта-функция Дирака.

Наличие дельта-функций в формулах (2) делает весьма трудным получение точного решения уравнения (1). Вариационный метод Бубнова — Галеркина дает возможность получить достаточно точное приближенное решение путем представления динамического прогиба в виде

$$w(x, y, t) = \sum_{m=1}^M \sum_{n=1}^N w_{mn}(t) f_{mn}(x, y), \quad (3)$$

где $f_{mn}(x, y)$ — базисные функции, удовлетворяющие граничному условию $f_{mn}|_{\Gamma} = 0$ (Γ — граница области).

Если уравнение границы задается уравнением $g(x, y) = 0$, то удобно положить

$$f_{mn}(x, y) = g(x, y) x^{m-1} y^{n-1}.$$

Если же граница задана системой функций $g_s(x, y) = 0$, ($s = 1, 2, \dots, r$), где каждое уравнение соответствует отдельным ее частям, то функции $f_{mn}(x, y)$ удобно представить в виде

$$f_{mn}(x, y) = \left(\prod_{s=1}^r g_s(x, y) \right) x^{m-1} y^{n-1}.$$

В случае прямоугольных границ функции $f_{mn}(x, y)$ удобно выбрать в виде

$$f_{mn}(x, y) = \sin(m\pi x/l_1) \sin \frac{n\pi y}{l_2}, \quad (4)$$

где l_1 и l_2 — стороны прямоугольника.

Следуя методу Бубнова — Галеркина, подставим (3) в уравнение (1) и, умножив его на $f_{kl}(x, y)$ ($k = 1, 2, \dots, M$, $l = 1, 2, \dots, N$), проинтегрируем по области, занимаемой покрытием. Получим систему

$$\sum_{m=1}^M \sum_{n=1}^N \left(\alpha_{klmn} w_{mn} + \beta_{klmn} \frac{d^2 w_{mn}}{dt^2} \right) = p_{kl}(t). \quad (5)$$

Коэффициенты α_{klmn} вычисляются по формулам:

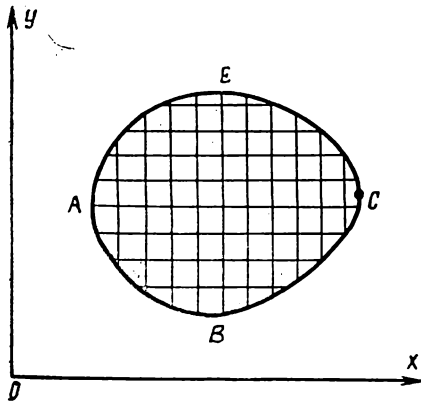


Рис. 1

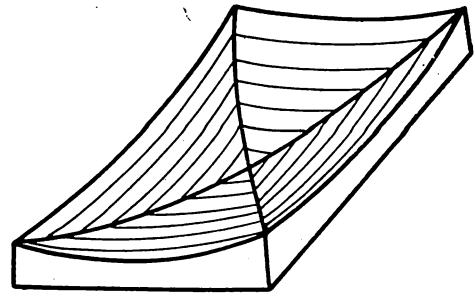


Рис. 2

$$\alpha_{klmn} = \alpha_{klmn}^{(1)} + \alpha_{klmn}^{(2)} + \alpha_{klmn}^{(3)}.$$

Здесь $\alpha_{klmn}^{(2)} = \varphi_1^{(2)} + \varphi_2^{(2)}$, $r = 1, 2, 3$.

$$\varphi_1^{(1)} = \sum_{i=1}^{m_1} E_1 J_{1i} \int_{x_1(y_i)}^{x_2(y_i)} \left[\frac{\partial^2 f_{mn}}{\partial x^2} - \frac{\partial^2 f_{kl}}{\partial x^2} \right]_{y=y_i} dx; \quad (6)$$

$$\begin{aligned} \varphi_1^{(2)} = & \iint_D \left[\frac{E_1 F_1(y)}{l_1 y} k_1 f_{mn} \int_{x_1(y)}^{x_2(y)} k_1 f_{kl} dx \right] dx dy + \\ & + \sum_{i=1}^{m_1} \frac{E_1 F_{1i}}{l_1(y_i)} \int_{x_1(y_i)}^{x_2(y_i)} [f_{mn}]_{y=y_i} k_1 dx \int_{x_1(y_i)}^{x_2(y_i)} [f_{kl}]_{y=y_i} k_1 dx; \end{aligned} \quad (7)$$

$$\varphi_1^{(3)} = \iint_D \bar{T}_1(y) \frac{\partial f_{mn}}{\partial x} - \frac{\partial f_{kl}}{\partial x} dx dy + \sum_{i=1}^{m_1} T_{1i} \int_{x_1(y_i)}^{x_2(y_i)} \left[\frac{\partial f_{mn}}{\partial x} - \frac{\partial f_{kl}}{\partial x} \right]_{y=y_i} dx.$$

Выражения для функций $\varphi_2^{(r)}$ получим, заменив в $\varphi_1^{(r)}$ x на y и, наоборот, i на j и индекс 1 на 2 у всех величин, кроме x и y . Коэффициенты β_{klmn} и функции $p_{kl}(t)$ вычисляются по формулам:

$$\begin{aligned} \beta_{klmn} = & \iint_D \bar{q}(x, y) f_{mn} f_{kl} dy dx + \sum_{i=1}^{m_1} q_{1i} \int_{x_1(y_i)}^{x_2(y_i)} [f_{mn} f_{kl}]_{y=y_i} dx + \\ & + \sum_{j=1}^{m_2} q_{2j} \int_{y_1(x_j)}^{y_2(x_j)} [f_{mn} f_{kl}]_{x=x_j} dy; \quad p_{kl}(t) = \iint_D p f_{kl} dx dy. \end{aligned} \quad (8)$$

При выводе формул для коэффициентов были использованы свойства дельта-функции. Кроме того, проводилось интегрирование по частям и учитывалось, что на границе области D функции $f_k^{(x, y)}$ и $f_{mn}^{(x, y)}$ равны нулю, $x_1(y)$ и $x_2(y)$ — уравнения линий BAE и BCE , $y_1(x)$ и $y_2(x)$ — уравнения линий ABC и AEC (рис. 1), $l_1(y) = x_2 - x_1$, $l_2(x) = y_2 - y_1$.

Формулы (6)–(8) получаются, если рассмотренную задачу решать методом Ритца, а не Бубнова — Галеркина. Эти два метода приводят к одному результату. Отсюда можно установить, что полученные формулы применимы и в случае расположения жестких нитей вдоль произвольных прямых $y_i(x)$ или $x_j(y)$. При этом в подынтегральных выражениях $x = x_i$ и $y = y_i$ следует заменить на $x = x_j(y)$ и $y = y_i(x)$. Рассматриваемую задачу можно решать и методом МКЭ [7], но при этом объем подготовительной работы, необходимой для реализации вычислений на ЭВМ, намного больше.

2. Изложенный метод позволяет определять собственные частоты и формы колебаний всякого покрытия и динамические напряжения. В качестве примера рассмотрим колебания конструкции, показанной на рис. 2, в которой жесткие нити расположены по диагоналям прямоугольного контура, а гибкие закреплены между жесткими. Используя базисные функции (4), с помощью приведенных формул получим

n	k					
	0,000	0,001	0,0012	0,0015	0,0018	0,002
1	1,639	1,640	1,641	1,641	1,642	1,642
2	2,606	2,608	2,610	2,613	2,616	2,621
3	2,803	2,823	2,854	2,881	2,912	2,937
4	3,437	3,854	3,974	4,016	4,213	4,345
5	3,441	3,875	4,145	4,402	4,579	4,693
6	3,735	4,033	4,373	4,587	4,702	4,887
7	3,879	4,217	4,523	4,745	4,903	5,123
8	4,392	4,896	5,019	5,214	5,407	5,542
9	5,442	6,455	6,702	6,834	7,005	7,214
10	5,735	7,374	7,489	7,533	7,741	7,956

$$\alpha_{klmn}^{(1)} = \left[E_1 J_1 \frac{\pi^4 (kl)^2}{2,87L_1^3} + E_2 J_2 \frac{\pi^4 (mn)^2}{3,28L_2^3} \right] \delta_{km} \delta_{ln};$$

$$\alpha_{klmn}^{(2)} = \left[\overline{E_1 F_1} \frac{2,39 (k_1 L_1)^2}{\pi^2 kl} + \overline{E_2 F_2} \frac{2,68 (k_2 L_2)^2}{\pi^2 mn} \right] \delta_{km} \delta_{ln} +$$

$$+ \left(E_1 F_1 \frac{2,98k_1^2 L_1}{\pi^2 lm} \delta_{lm} + E_2 F_2 \frac{3,35k_2^2 L_2}{\pi^2 kn} \delta_{kn} \right);$$

$$\alpha_{klmn}^{(3)} = \left[\overline{T_1} \frac{(k\pi)^2}{3,86} + \overline{T_2} \frac{(l\pi)^2}{2,84} \right] \delta_{km} \delta_{ln} + \left[T_1 \frac{(m\pi)^2}{2,94L_1} \delta_{km} + T_2 \frac{(n\pi)^2}{3,48L_2} \delta_{ln} \right];$$

$$\beta_{klmn} = \frac{q L_1 L_2}{g} \delta_{km} \delta_{ln} + 2,27 \frac{q_1 L_1}{g} \delta_{km} + 3,43 \frac{q_2 L_2}{g} \delta_{ln}.$$

Здесь δ_{ij} — символ Кронекера.

Была разработана программа для вычисления элементов матриц [d] и [β] на ЭВМ. Эти элементы располагались в матрицы в следующем порядке:

$$[a] = \begin{bmatrix} \alpha_{1111} & \alpha_{1112} & \dots & \alpha_{111N} & \alpha_{1121} & \dots & \alpha_{112N} & \dots & \alpha_{11MN} \\ \alpha_{1211} & \alpha_{1212} & & & & & & & \vdots \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \alpha_{1N11} & & & & & & & & \vdots \\ \alpha_{2111} & & & & & & & & \vdots \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \alpha_{2N11} & & & & & & & & \vdots \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \alpha_{MN11} & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \alpha_{MNMN} \end{bmatrix}$$

Собственные значения и собственные векторы вычислялись по стандартной программе.

Для иллюстрации метода и результатов рассмотрим конструкцию, показанную на рис. 2. Всякое покрытие такого типа было запроектировано институтом «Союзспорт-проект» (Москва). Параметры конструкции таковы: $\overline{T_1}=4600$ Н/см, $\overline{T_2}=1120$ Н/см, $q=0,33$ Н/см², $\overline{E_1 F_1}=9,8 \cdot 10^6$ Н/см, $\overline{E_2 F_2}=5,1 \cdot 10^6$ Н/см, $E_1 F_1=E_2 F_2=6,5 \cdot 10^9$ Н, $T_1=$
 $=T_2=835 \cdot 10^4$ Н, $E_1 J_1=E_2 J_2=52,3 \cdot 10^7$ Н·см², $L_1=72$ м, $L_2=36$ м. Серия расчетов на ЭВМ была проведена с целью определения первых десяти собственных частот и форм в зависимости от параметра жесткости

$$k = \sqrt{EJ/T_1 (L_1^2 + L_2^2)}.$$

Значение $k=0,001$ соответствует рассматриваемой конструкции. При вычислениях в суммах (5) учитывалось 25 членов ($m, n=1, 2, \dots, 5$), таким образом определялись собственные числа квадратной матрицы 25×25 . Для контроля в отдельных случаях проводились расчеты для случая 36 членов в (5) ($m, n=1, 2, \dots, 6$, матрица 36×36). Результаты представлены в таблице, из которой можно проследить влияние жесткости

на собственные частоты (частоты указаны в Гц, n — порядковый номер частоты). Для первых трех частот колебаний влияние жесткости нитей весьма мало и не превышает 3,5%. С увеличением номера частоты влияние жесткости резко возрастает и для десятой собственной частоты при $k=0,002$ увеличивает ее на 38% по сравнению с системой из абсолютно гибких нитей.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ивович В. А. Динамический расчет висячих конструкций. — М.: Стройиздат, 1975. — 192 с.
2. Ивович В. А., Покровский Л. Н. Определение собственных частот и форм колебаний висячих систем // Строит. механика и расчет сооружений. — 1983. — № 4. — С. 54—57.
3. Покровский Л. Н. Исследование спектра собственных колебаний пологой ортогональной сети // Изв. вузов. Сер. Стр-во и архитектура. — 1973. — № 12. — С. 42—47.
4. Покровский Л. Н. Динамика висячих систем из нитей конечной изгибной жесткости // Изв. вузов. Сер. Стр-во и архитектура. — 1978. — № 8. — С. 43—48.
5. Илленко К. Н. О расчете нити с изгибной жесткостью // Строит. механика и расчет сооружений. — 1966. — № 6. — С. 27—31.
6. Илленко К. Н. О комбинированных и кинематически изменяемых стержневых системах с подвижными опорами // Строит. механика и расчет сооружений. — 1973. — № 5. — С. 19—23.
7. Розин Л. А. Метод конечных элементов в применении к упругим системам. — М.: Стройиздат, 1977. — 128 с.

УДК 624.042.8

А. И. ЦЕЙТЛИН, д-р техн. наук, проф., Э. А. НЕУСТРОЕВ, канд. техн. наук
(ЦНИИСК им. Кучеренко, Москва), М. О. КОБАХИДЗЕ, канд. техн. наук
(Грузгипрогострой, Сухуми)

О динамической жесткости (зыбкости) междуэтажных перекрытий

Опыт эксплуатации конструкций перекрытий и лестниц жилых и общественных зданий показывает, что в конструкциях из традиционных материалов (исключая деревянные перекрытия) динамические эффекты, как правило, не проявляются и вызывающая неприятные ощущения повышенная деформативность конструкций (зыбкость) не наблюдается. Однако в последнее время в ряде общественных зданий отмечены ощутимые колебания большепролетных конструкций перекрытий и лестниц при динамических воздействиях от людей. В результате применения конструкций из высокопрочных материалов существенно снижается статическая жесткость и резко ухудшаются их динамические характеристики, особенно при применении высокопрочных сталей, обладающих незначительными диссипативными свойствами. Все это приводит к появлению нежелательных вибраций, возбуждаемых как внутренними источниками колебаний, так и микросейсмикой, связанной с движением транспортных средств, влиянием промышленного оборудования и т. п. Колебания перекрытий вызываются прежде всего движением людей.

Вместе с тем достаточно обоснованных методов расчета перекрытий на динамические воздействия от людей или адекватных критериев обеспечения необходимой динамической жесткости перекрытий не существует. Весьма косвенной и приближенной оценкой можно считать лишь требование СНиП [1], заключающееся в том, что для несвязанных с соседними элементами плит перекрытий, лестничных маршей, площадок и т. п. статический прогиб от сосредоточенной нагрузки, равной 100 кг (1 кН) при наиболее невыгодной схеме загрузки не должен превышать 0,7 мм.

Внедрение в строительство современных высокопрочных материалов и применение большепролетных конструкций перекрытий в общественных зданиях требуют совершенствования расчета такого рода конструкций по предельным состояниям второй группы. Существующие рекомендации СНиП и аналогичных зарубежных норм об ограничении статических прогибов перекрытий, определенные на основе конструктивных, производственных, технологических и эстетических соображений, не всегда являются достаточными, так как обеспечение необходимой статической жесткости не исключает возможности появления достаточно ощутимых колебаний, вызываемых ходьбой людей и другими динамическими воздействиями.

В связи с этим возникает необходимость в установлении критериев, соблюдение которых исключало бы возможность повышенных вибраций перекрытий. Не случайно в нормах [2] введены критерии, отличные от традиционных, в частности, приводятся предельные значения для первой частоты собственных колебаний конструкций и для ее прогиба от соответствующих статических нагрузок.

В установлении динамических критериев первостепенное значение имеют данные об оценке самого динамического воздействия, оказываемого движущимися людьми. К сожалению, такие данные немногочисленны.

В [3] приводятся результаты изучения динамических воздействий, вызываемых группой пешеходов. Отмечается наличие гармонической составляющей динамической нагрузки, несмотря на разброс в фазах и частотах движения отдельных пешеходов в группе. При этом частота составляющей близка к частоте собственных колебаний конструкций, если последняя менее 3 Гц, или к 2,2 Гц, если собственная частота конструкций более 3 Гц.

В [4, 5] показано, что инерционные силы зависят от веса человека и скорости его движения, приводятся эмпирические зависимости для параметров этих сил. Положения работ [4, 5] нашли развитие в работах [6, 7], в частности, указанные эмпирические зависимости получили теоретическое обоснование.

В работах [8, 9] приводятся величины динамических составляющих нагрузки, вызываемой движением одиночных пешеходов в зависимости от темпа ходьбы, а также статистические характеристики аналогичной нагрузки при движении потока пешеходов.

По данным [4—7] на рубеже, отвечающем движению человека с частотой n , примерно равной 2,85 Гц, ходьба переходит в медленный бег. По тем же данным группа людей вызывает гармоническое воздействие на перекрытие с частотой $n=2...2,2$ Гц.

При определении критериев динамической жесткости перекрытий важным является также установление допустимого уровня механических колебаний с точки зрения осужденности их людьми. Человек весьма чувствителен к колебаниям, и эта чувствительность изменяется в довольно широких пределах. Характер восприятия может быть определен шестью категориями чувствительности [10, 11]: неощутимые колебания, слабо осязательные, хорошо осязательные, сильно осязательные и т. д. Такая качественная оценка характера воздействия колебаний на людей не утратила своего значения и в настоящее время, поскольку этот вопрос, несмотря на многочисленные исследования (см., например [12, 13, 14 и 15]), разработан еще недостаточно.

В [10, 11] гармонические колебания с частотами 1...10 Гц считаются неощутимыми, если амплитуда ускорения ω не превышает 1 см/с², и слабо осязательными, если ω не больше 4 см/с². Люди возбуждают гармонические колебания с частотами, значительно меньшими 10 Гц.

Перейдем к обоснованию критерия динамической жесткости перекрытий. На основании исследований [4—7] известно, что динамическая нагрузка, возбуждаемая при ходьбе человека, может быть описана гармонической силой $P \cos \omega t$, где $\omega=2\pi n$, n — частота ходьбы человека в герцах, $P=p_0 G$, G — вес человека, $p_0=c(2\pi n)^2/g$, g — ускорение силы тяжести; c — амплитуда вертикальных колебаний центра тяжести человека при ходьбе.

В качестве расчетной схемы перекрытия принимаем однопролетную балку постоянной жесткости EI с шарнирно закрепленными концами, нагруженную равномерно распределенной статической нагрузкой q и гармонической нагрузкой от находящихся на перекрытии людей с частотой $\omega=2\pi n$ и амплитудой $\lambda p c \omega^2/g$. Здесь p — равномерно распределенная статическая нагрузка от веса людей, $\lambda \leq 1$ — коэффициент синфазности, оценивающий групповое воздействие от людей и представляющий собой отношение расчетной амплитуды воздействия к суммарной амплитуде. Для танцевальных залов λ следует принять равным единице, так как движения людей во время танцев синхронизируются танцевальным ритмом. Для остальных помещений по данным [16] он может быть вычислен по формуле: $\lambda=1,75/\sqrt{N}$, где N — число людей. При этом рассматриваемое динамическое воздействие для простоты приближенно считаем воздействием от группы синхронных источников и принимаем относительно невысокое значение расчетной надежности, равное 0,95. При этом необходимо учесть, что речь идет не о прочности или выносливости несущих конструкций перекрытий, а об уровне их колебаний. Очевидно также, что для танцев величины c и n должны иметь несколько большие значения по сравнению с обычной ходьбой.

Поскольку возмущающая частота ω существенно меньше первой частоты собственных колебаний перекрытий, можно для простоты рассматривать незатухающие колебания, а в выражении для амплитуд колебаний в виде разложения по формам собственных колебаний балки $X_r(\alpha)$ ($r=1, 2, 3, \dots$) ограничиться учетом одной первой формы. Здесь α — безразмерная координата. В результате амплитуды колебаний балки z могут быть определены (см. например [11]) по формуле

$$z(\alpha) = [b_1/(p_1^2 - \omega^2)] X_1(\alpha),$$

где $X_1(\alpha) = \sqrt{2} \sin \pi \alpha$; $b_1 = 2 \sqrt{2} \pi^{-1} \lambda p c \omega^2 / (q + p)$ — коэффициент разложения нагрузки; p_1 — первая круговая частота собственных колебаний балки.

Максимальная амплитуда ускорения будет

$$\omega(0,5) = 4 \lambda p c \omega^4 / [\pi (q + p) (p_1^2 - \omega^2)].$$

Теперь потребуем, чтобы амплитуда $\omega(0,5)$ была не больше некоторой допустимой величины W , значения которой будут определены ниже. В результате подстановок получаем

$$p_1^2 > \omega^2 \{1 + (16 \pi c n^2 \lambda p) / [W (q + p)]\}. \quad (1)$$

Известно, что для рассматриваемой балки

$$p_1^2 = \pi^4 EI g / [l^4 (q + p)] \quad (2)$$

и величина прогиба в ее середине от нагрузок q и p

$$f = 5 (q + p) l^4 / 384 EI. \quad (3)$$

Из выражений (2) и (3) следует: $p_1^2 = 5\pi^4 g / 384f$.

После подстановки полученного результата в (1) имеем

$$f < 5 \pi^2 g (q + p) / \{1536 n^2 [q + p (1 + 16 \pi \lambda c n^2 W^{-1})]\}. \quad (4)$$

Рассмотрим критерий «динамической жесткости» перекрытий жилых и служебных помещений, залов собраний и совещаний, ожидания, зрительных и концертных, спортивных и торговых, выставочных и экспозиционных (кроме танцевальных), а также лестниц. Будем считать допустимыми для перечисленных помещений, залов и лестниц слабо ощутимые колебания. Тогда, согласно табл. 13 [11], значение допустимого ускорения W равно 4 см/с^2 . Принимая $c = 2,5 \text{ см}$ и $n = 1,5 \text{ с}^{-1}$ (что соответствует скорости движения человека 90 шагов в минуту или $3,3 \dots 4,3 \text{ км в час}$ при длине шага $0,6 \dots 0,8 \text{ м}$), из неравенства (4) для прогиба f (см) получаем

$$f < 14 (q + p) / [q + (1 + 71 \lambda) p]. \quad (5)$$

Аналогичный критерий можно получить для танцевальных залов. Очевидно, что допустимый уровень колебаний для танцевальных залов может быть на одну категорию чувствительности людей к колебаниям по табл. 13 [11] повышен, т. е. можно допустить хорошо ощутимые колебания и принять $W = 12,5 \text{ см/с}^2$. Принимая также $c = 3 \text{ см}$, $n = 2 \text{ с}^{-1}$ и $\lambda = 1$, из неравенства (4) будем иметь

$$f < 7,88 (q + p) / (q + 48,3 p). \quad (6)$$

В неравенствах (5) и (6) правые части обозначим через $[f]$ и назовем их предельными прогибами. При этом нагрузку q для удобства разделим на две: q_1 — нагрузка от собственного веса конструкции и q_2 — пониженное значение временной нагрузки на перекрытие.

В связи с включением полученных критериев в проект нового раздела СНиП «Предельные прогибы и перемещения» они были проверены посредством оценки зыбкости различных существующих конструкций перекрытий, в том числе обладающих повышенной деформативностью, при динамических воздействиях от людей.

Рассматривались конструкции трех типовых междуэтажных перекрытий, применяемых в течение многих лет в жилых и административных зданиях и обеспечивающих достаточно высокую динамическую жесткость при воздействиях от людей. Однако при применении этих конструкций в перекрытиях танцевальных залов в ряде случаев наблюдались ощутимые колебания.

Первое из них представляет собой комбинированное перекрытие, состоящее из металлических балок длиной $l = 9 \text{ м}$ и уложенных по ним многопустотных железобетонных плит высотой $h = 22 \text{ см}$. Шаг балок $b = 6 \text{ м}$. Нагрузка от собственного веса перекрытия $q_1 = 3,6 \text{ кПа}$. Перекрытие рассчитано на временную нагрузку 2 кПа для служебных помещений и 5 кПа — для танцевальных залов. Соответственно балки выполнены из двутавров № 50 и № 60, жесткости поперечного сечения балок EI соответственно равны 90500 и 191200 кНм^2 .

Второе типовое комбинированное перекрытие состоит из металлических балок длиной $l = 9 \text{ м}$ и уложенной по ним монолитной железобетонной плиты толщиной $h = 12 \text{ см}$. Шаг балок $b = 2,4 \text{ м}$. Нагрузка от собственного веса перекрытия $q_1 = 3 \text{ кПа}$. Перекрытие также рассчитано на временную нагрузку 2 кПа для служебных помещений и 5 кПа — для танцевальных залов. Балки выполнены из двутавров № 36 и № 45 соответственно, жесткости поперечного сечения балок с учетом жесткости плиты $EI = 97100 \text{ кНм}^2$ и 188000 кНм^2 .

Третьим перекрытием является типовая многопустотная железобетонная плита шириной $b = 1,5 \text{ м}$, длиной $l = 6 \text{ м}$ и высотой $h = 0,22 \text{ м}$. Жесткость поперечного сечения плиты $EI = 28750 \text{ кНм}^2$. Нагрузка от собственного веса плиты вместе с полом $q_1 = 3,6 \text{ кПа}$.

Для всех перечисленных типовых конструкций в формулах (5) и (6) принимались реальные значения нагрузок p и q_2 : для жилых и служебных помещений $p = 0,2 \text{ кПа}$ и $q_2 = 0,8 \text{ кПа}$; для залов (кроме танцевальных) $p = 0,4 \text{ кПа}$ и $q_2 = 1,4 \text{ кПа}$; для танцевальных залов $p = 1,5 \text{ кПа}$ и $q_2 = 0,2 \text{ кПа}$.

Результаты определения прогибов $[f]$ и f (в см) по формулам (5) (6) и (3), а также отношений $[f]/l$ приведены в таблице.

В заключение приведем результаты оценки деформативности обладающих повышенной зыбкостью второстепенных балок перекрытий выставочного павильона № 3 ВДНХ СССР (бывшего советского павильона на Всемирной выставке 1967 г. в Монреале).

Несущие конструкции перекрытий павильона представляют собой систему перекрестных двутавровых балок различных сечений и пролетов. По балкам уложен изготов-

Типовое междуэтаж- ное перекры- тие	Тип помещения								
	жилое и служебное			зал (кроме танце- вального)			танцевальный зал		
	[f]	f	[f]/l	[f]	f	[f]/l	[f]	f	[f]/l
I	5,65	2,6	$\frac{1}{160}$	5,05	3,05	$\frac{1}{180}$	0,545	1,42	$\frac{1}{1650}$
II	3,84	0,845	$\frac{1}{235}$	3,38	1,01	$\frac{1}{265}$	0,49	1,51	$\frac{1}{1840}$
III	3,32	0,48	$\frac{1}{180}$	2,63	0,56	$\frac{1}{230}$	0,55	0,55	$\frac{1}{1090}$

ленный из легкого металлического листа ребристый настил высотой 8 см. По настилу устроен армированный сеткой бетонный пол толщиной 4 см. Ребра настила также заполнены бетоном, который вместе с полом образует одно целое. Перекрытие обладает небольшим собственным весом ($q_1=1,5$ кПа). Длина второстепенных балок $l=7,2$ м. Шаг балок $b=6$ м. Жесткость поперечного сечения балок $EI=15400$ кН·м². Следует отметить низкую первую собственную частоту второстепенных балок, равную примерно 4 Гц.

Оценка дала следующие результаты: для служебных помещений $[f]=2,6$ см, $f=3,4$ см; для залов, кроме танцевальных, — $[f]=3,3$ см, $f=4,5$ см. Таким образом, полученные критерии подтверждают повышенную деформативность второстепенных балок.

Проведенная всесторонняя и достаточно полная проверка предлагаемых критериев динамической жесткости (зыбкости) перекрытий посредством оценки зыбкости различных реальных перекрытий позволяет сделать вывод о том, что подходы, использованные при получении этих критериев, правильны, а сами критерии достаточно надежны. Они рекомендованы для включения в новый раздел СНиП «Предельные прогибы и перемещения».

В проекте этого раздела СНиП вместо критериев (5) и (6) используется эквивалентный критерий, полученный также из равенства (4) в результате некоторых вполне очевидных упрощений. Этот критерий имеет вид

$$[f] = g(q + p) / [30 n^2 (q + b p)],$$

где b — безразмерный коэффициент, равный 50 для танцевальных залов и $125 (Q/pl)^{1/2}$ для всех остальных рассмотренных помещений; $Q=0,8$ кН — вес одного человека. Остальные обозначения прежние.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНиП 2.03.01—84. Бетонные и железобетонные конструкции.
2. Еврокод 3. Стальные конструкции. 1984 (Проект норм проектирования стальных конструкций стран — членов Европейского общего рынка).
3. Рабинович И. М. Динамическое воздействие толпы на мосты по данным специальных опытов отдела инженерных исследований // Вопросы динамики мостов. — М.: Транспечать, 1927. — С. 5—50 (Тринадцатый сборник отдела инженерных исследований. — Вып. 63).
4. Бернштейн С. А. Исследование по биодинамике ходьбы и бега // Вопросы динамики мостов. — М.: Транспечать, 1927. — С. 51—76 (Тринадцатый сборник отдела инженерных исследований. — Вып. 63).
5. Бернштейн С. А. Исследование по биодинамике локомотий. — М.: Изд-во ВИЭМ, 1935. — 216 с.
6. Казей И. И. Совершенствовать нормативы динамических характеристик мостов // Автомобильные дороги. — 1972. — № 1. — С. 17—19.
7. Казей И. И., Казей С. И. Воздействие пешеходов на пролетные строения мостов: Сб. исследований работы мостовых конструкций в процессе строительства и эксплуатации. — М., 1982. — С. 5—26.
8. Kramer H., Kebe H. — W. Durch Menschen erzwingene Bauwerksschwingungen // Bauingenere. — Hamburg. — 1979. — № 54. — S. 195—199.
9. Schulze H. Dynamische Einflüsse der Verkehrs last auf Fussgängerbrüchen // Sygnal und Schiene. — 1980. — № 2. — S. 91—93.
10. Сорокин Е. С. Динамический расчет несущих конструкций зданий. — М.: Госстройиздат, 1956. — 340 с.
11. Инструкция по расчету несущих конструкций промышленных зданий и сооружений на динамические нагрузки / ЦНИИСК им. Кучеренко. — М.: Стройиздат, 1970. — 288 с.
12. Академия наук СССР. Государственный научно-исследовательский институт машиноведения. Влияние вибраций на организм человека и проблемы виброзащиты. — М.: Наука, 1974. — 256 с.
13. Андреева-Галанина Е. П. Вибрации и их гигиеническое значение и меры борьбы с ними // Тр. Ленинградского института гигиены труда и профзаболеваний. — Л., 1940. — С. 44—53.
14. Руководство по оценке воздействия общей вибрации на тело человека: Международный стандарт ИСО 2631—78. — 20 с.
15. Санитарные нормы допустимых вибраций в жилых домах. — М.: Минздрав СССР, 1975. — 12 с.
16. Цейглин А. И., Гусева Н. И. Статистические методы расчета сооружений на групповые динамические воздействия. — М.: Стройиздат, 1979. — 176 с.

РАСЧЕТЫ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

УДК 624.042.7:002.6.01/09

В. М. ДОРОФЕЕВ, канд. физ.-мат. наук (ЦНИИСК им. Кучеренко, Москва)

Об автоматизации процессов сбора, обработки, анализа и внедрения в практику проектирования информации ИСС

Инженерно-сейсмометрическая информация, представляющая собой результат инструментальных наблюдений за поведением строительных конструкций при сильных землетрясениях, является экспериментальной основой сейсмостойкого строительства. Ее используют в качестве базы теоретических разработок для совершенствования методов расчета сооружений на сейсмические воздействия; критерия проверки результатов научных исследований и практических расчетов на сейсмостойкость; основания для разработки методики лабораторных и полигонных испытаний конструкций и материалов на сейсмические воздействия; для уточнения существующих нормативных положений в области сейсмостойкого строительства; для инженерной оценки интенсивности землетрясений и др. [1].

Однако процесс от момента ее получения до непосредственного внедрения в практику проектирования предложений, основанных на анализе этой информации, весьма длителен и трудоемок. Значительные трудности представляют собой и процессы сбора и обработки информации ИСС.

Данная статья посвящена вопросам автоматизации научных исследований, основанных на анализе информации ИСС, и возможностей внедрения с помощью автоматизации результатов таких исследований в практику проектирования.

В настоящее время ведутся работы по автоматизации обработки, хранения и тематического поиска информации ИСС, которые значительно облегчают многие аспекты анализа этой информации благодаря автоматизации трудоемких, рутинных работ по подготовке ее к анализу, и значительно расширяют доступ исследователей к большому объему этой информации, снимая проблемы ее тематического поиска [2, 3]. Однако разработка такого комплекса, включающего автоматизированную систему обработки информации ИСС и Всесоюзный банк инженерно-сейсмометрических данных, не решает многих проблем по снижению трудоемкости научных исследований, базирующихся на информации ИСС, и тем более не решает проблем ускорения процесса внедрения в практику проектирования результатов таких исследований. Требуется дальнейшее развитие автоматизации этих процессов.

На рисунке приведена структурная схема системы автоматизации процессов обработки, анализа и внедрения инженерно-

сейсмометрической информации. Информация, полученная на станциях ИСС СССР, по каналам международного сотрудничества или от других источников аналогичной информации (крупные промышленные взрывы, экспедиционные наблюдения повторных толчков землетрясений, станции ЕССН и др.) поступает либо непосредственно во Всесоюзный банк инженерно-сейсмометрических данных (БИСД), либо после соответствующей обработки с помощью автоматизированной системы обработки информации ИСС (АС ОИСИ). Так как в БИСД хранится лишь исходная информация, а АС ОИСИ организована таким образом, что рассчитывает и некоторую вспомогательную информацию, например, дополнительные кинематические параметры по исходному воздействию, то в зависимости от запроса к БИСД он обращается к программным модулям АС ОИСИ, в связи с чем связь между АС ОИСИ и БИСД двухсторонняя, как указано на рисунке.

Всесоюзный банк инженерно-сейсмометрических данных содержит пять информационных множеств, составляющих его базу данных. Первое множество содержит информацию о сооружениях, на которых производятся инженерно-сейсмометрические наблюдения, о грунтах, где они возведены; второе — информацию о землетрясениях, при которых производились наблюдения; третье — результаты самих наблюдений (непосредственно полученные записи и информацию, их идентифицирующую); четвертое — информацию об аппаратуре, на которой проводились измерения, и наконец, пятое информационное множество содержит информацию о повреждениях, возникающих в сооружениях станций ИСС при землетрясениях, на которых произведена инструментальная регистрация.

Перечисленные пять информационных множеств банка направлены на решение двух основных и двух вспомогательных задач. К двум основным задачам относятся: задача по совершенствованию динамических моделей сооружений (задача строительного характера) и задача по совершенствованию расчетных моделей сейсмических воздействий (задача инженерно-сейсмологического характера). Две вспомогательные задачи, информация для решения которых концентрируется в БИСД, необходимы для более обоснованного и более эффективного решения двух основных задач. Одна проблема касается индивидуальной обработки ин-

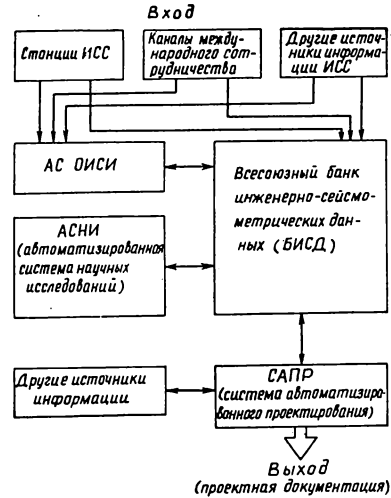
формации ИСС с более полным учетом искажений, вносимых регистрирующей аппаратурой, другая — проблем управления сетью станций ИСС с целью ее своевременной коррекции и настройки на получение наиболее актуальной необходимой информации ИСС.

Таким образом, в БИСД концентрируется вся инженерно-сейсмометрическая информация, представляющая собой исходный материал для научного анализа. Последний касается решения упомянутых выше четырех классов задач и может быть соответствующим образом автоматизирован в результате разработки автоматизированной системы научных исследований (АСНИ), реализующей решения задач: идентификации параметров динамических моделей сооружений на основе информации ИСС и прямого расчета сооружений по этим моделям; поиска статистических закономерностей ансамблей сейсмических воздействий и реализации их в виде настраиваемых генераторов случайных сейсмических процессов; оптимизации сети инженерно-сейсмометрических станций и расчета эффективности работы сети станций ИСС; восстановления истинного движения основания сейсмоприемника по записям и некоторым другим.

Результаты работы АСНИ должны поступать в БИСД, где с целью концентрации вторичной информации, представляющей результат анализа информации ИСС, необходимо предусмотреть два новых информационных множества, в одном из которых будет содержаться информация о полученных динамических моделях сооружений, а в другом — информация о расчетных моделях сейсмических воздействий.

Обладая подобной информацией во Всесоюзном банке инженерно-сейсмометрических данных, на его основе с привлечением других источников информации (результатов анализа модельных и полигонных виброиспытаний, результатов анализа последних землетрясений, СНиП, пособий и рекомендаций по расчету и конструированию тех или иных типов строительных конструкций и др.) можно создать систему автоматизированного проектирования (САПР) сооружений для сейсмических районов.

Для эффективной работы такой системы, по-видимому, целесообразно объединение всей необходимой для ее работы информации в одном едином банке данных, частью которого должен быть Всесоюзный банк инженерно-сейсмометрических данных. САПР на основе исходных данных сама запрашивает необходимую информацию по конструированию и расчету у такого банка, а для конкретных расчетов берет исходную информацию (динамические модели и расчетные сейсмические воздействия) в БИСД. При этом, по-видимому, результаты работы САПР (проектно-сметную документацию), удовлетворившие заказчика, целесообразно хранить в специальном разделе банка, а при очередном обращении к системе прежде всего проверять имеющуюся в этом разделе банка информацию и лишь при отсутствии необходимых проектов производить очеред-



ное проектирование по исходным данным.

Остановимся коротко еще на одном вопросе автоматизации, связанном со сбором инженерно-сейсмометрической информации на станциях ИСС страны. В настоящее время накоплен большой экспериментальный материал о поведении строительных конструкций при землетрясениях. Однако большая часть полученной информации относится к землетрясениям интенсивностью не более 5 баллов. Исследователей же, работающих в области сейсмостойкого строительства, более всего интересует информация о поведении конструкций при более сильных землетрясениях, приводящих к повреждениям сооружений. Современные инженерно-сейсмометрические станции не позволяют эффективно получать такого рода информацию. Анализ работы станций ИСС и задач по совершенствованию динамических моделей сооружений на основе информации этих станций позволяет сформулировать ряд основных требований к инженерно-сейсмометрическим наблюдениям, которые сводятся к следующему: организация одновременного анализируемого запуска регистрирующей аппаратуры станции, находящейся в ждущем режиме; осуществление регистрации на станции в едином времени (для всех регистрирующих приборов); обеспечение высокой надежности регистрации на станции, особенно в условиях повреждения и частичного разрушения конструкций; обеспечение минимальной трудоемкости эксплуатации станций и последующей обработки информации ИСС; достаточная миниатюризация сейсмоприемников, обеспечивающая необходимую маневренность в расположении точек измерения на сооружении.

Эти условия должны быть положены в основу разработки современных инженерно-сейсмометрических станций. Первые два требования, связанные с одновременностью анализируемого запуска и регистрацией в едином времени, обеспечивают получение информации ИСС, пригодной для решения задач идентификации динамических пара-

метров сооружений. На решение этой же проблемы повышения информативности инженерно-сейсмометрических измерений направлено и последнее условие, связанное с миниатюризацией сейсмоприемников. Только при выполнении этого условия возможно формирование необходимой современной структуры информации ИСС для сооружений, находящихся в условиях промышленной эксплуатации. Условие надежности регистрации требует существенного изменения в способе регистрации на станциях ИСС, обеспечивающего автономную регистрацию в едином времени.

Проблема обеспечения минимальной трудоемкости эксплуатации станций и последующей обработки информации ИСС связана с вопросами автоматизации сбора информации. Учитывая современный уровень развития вычислительной техники, по-видимому, наиболее целесообразно организовать на станциях ИСС магнитную регистрацию информации в цифровом виде в твердотельную память сейсмографа. Переход к микропроцессорной технике обеспечивает возможность автоматического функци-

онального контроля станции и в значительной степени упрощает процесс обработки информации ИСС, так как в этом случае отпадает необходимость в предварительной обработке с помощью АС ОИСИ и информация может поступать прямо в БИСД, а необходимая ее коррекция осуществляться программно в БИСД при соответствующих запросах. Зарегистрированная таким образом информация может быть переписана на переносной магнитофон и доставлена непосредственно на вход БИСД. Такая процедура в значительной степени снижает трудоемкость сбора и обработки информации ИСС.

Таким образом, на современном этапе развития инженерно-сейсмометрических наблюдений процессы сбора, обработки, анализа и внедрения инженерно-сейсмометрической информации могут быть эффективно автоматизированы. Это позволит в значительной степени повысить эффективность работы инженерно-сейсмометрической службы страны, создать основу для устойчивых темпов ускорения научно-технического прогресса в сейсмостойком строительстве.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Рекомендации по организации и эксплуатации станций инженерно-сейсмометрической службы (ИСС).* — М.: ЦНИИСК, 1984. — 74 с.
2. *Дорофеев В. М.* Автоматизация процессов обработки инженерно-сейсмометрической информации // *Строительство и архитектура.* Сер. 14. Строительство в особых условиях. Сейсмостойкое строительство: Экспресс-информ., 1986. — Вып. 4. — С. 34—37.
3. *Дорофеев В. М.* Научно-информационное обслуживание потребителей инженерно-сейсмометрической информацией // *Строительство и архитектура.* Сер. 14. Строительство в особых условиях. Сейсмостойкое строительство: Экспресс-информ., 1986. — Вып. 11. — С. 13—17.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ

УДК 624.074.014.046.3.001.57

Л. И. ГОЛЬДЕНБЕРГ, канд. техн. наук, З. Е. УЧИТЕЛЬ, инж.
(ЦНИИСК им. Кучеренко, Москва)

Экспериментально-теоретические исследования прочности и устойчивости гибкого контура квадратной мембраны с начальным прогибом

Большинство ранее производившихся экспериментов с мембранными конструкциями, квадратных в плане, выполнялось на моделях с гибкостью контура λ , не превышающей 150 при отношении пролета l к толщине t мембраны $\xi = (2+3) \cdot 10^3$. Применяемые в практике строительства мембранные покрытия характеризуются λ и ξ , существенно превышающими приведенные значения. Например, в мембранном покрытии завода «Компрессор» (Москва), имеющем прямоугольный план с размерами 66×81 м, гибкость контура $\lambda = 430$, $\xi = (16+20) \cdot 10^3$ [1]. Поэтому вряд ли возможно использовать прежние экспериментальные данные для идентификации работы реальных покрытий. Например, попытка ослабления поперечного сечения контура против расчетного так, чтобы $\lambda = 250$, при экспериментальном исследовании модели квазицилиндрического мембранного покрытия, квадратного в плане [2], привела к потере устойчивости контура в плоскости мембраны. Таким образом, в данном случае опыт экспериментальной оптимизации конструкции опорного контура мембранной системы привел к тому, что наступило предельное состояние, нетрадиционное с точки зрения предыдущих исследований.

Результаты экспериментов показали, что снижение массы контура ограничено его предельной с точки зрения потери устойчивости гибкостью. Изложенные соображения послужили основанием для специального экспериментального исследования мембранной системы с гибким опорным контуром (термин «гибкий» предполагает гибкость контура $\lambda \geq 250$).

Исследования проводились на модели квадратной в плане большепролетного мембранного покрытия со стороной 72 м. Геометрический масштаб модели был принят 1:60 к натуре. Подбор поперечных сечений опорного контура и мембраны выполнялся исходя из обеспечения полного подобия натуре их напряженно-деформированного состояния при потере устойчивости контурного ребра. Для этого выполнялся следующий критерий подобия: $C_N/C_E C_l = 1$, где C_N , C_E , C_l — масштабы цепных сил, модуля упругости контура и геометрический.

При моделировании данного покрытия применение теории физического подобия осуществлялось комплексно по всем основным параметрам модели, определяющим напряженно-деформированное и предельное состояние системы. В экспериментальной конструкции соблюдено подобие следующих параметров: гибкости λ опорного контура в плоскости мембраны, относительных продольной и изгибной жесткостей опорного контура $n = E_k A / E l t$, $k = E_k J / E a^3 t$, относительной толщины мембраны ξ , а также относительного начального прогиба $\eta = \omega_n / t$, где $E_k A$, $E_k J$ — жесткость контура при сжатии и изгибе; t , $l = 2a$ — толщина и длина стороны мембраны; ω_n — начальный прогиб центра мембраны.

Модель в плане имеет размеры 1200 × 1200 мм. Опорным контуром мембраны служит рама, образованная из алюминиевых стержней составного прямоугольного поперечного сечения, в которой зажаты края мембраны, выполненной из высокопрочной стальной фольги толщиной 0,1 мм. Для присоединения краев мембраны к контуру использовалась фрикционно-болтовое соединение с анкерным замком. Испытание стыка на растяжение и выдергивание показало его равнопрочность с металлом мембраны.

В реальных мембранных покрытиях, прямоугольных в плане, повышенная деформативность достаточно гибкого контура в ряде случаев компенсируется устройством вугтов в углах опорной рамы. В экспериментальной модели углы контурной рамы также снабжены вугтами, выполненными в виде двусторонних фрезерованных алюминиевых накладок толщиной 20 мм, и катетом, равным 1/15 пролета (80 мм).

Прикрепление мембранной модели к моделирующему основанию стенду осуществлялось на качающихся стойках с прижимными струбцинами, обеспечивающими гибкость контура по вертикали, равную 52. Наличие двух цилиндрических шарниров на опорных стойках обеспечивало свободу перемещений контура в плоскости мембраны и его поворот.

В эксперименте использовалась автоматизированная система измерения и обработки экспериментальных данных, разработанная и изготовленная в ЦНИИСК (АСНИ-СК-ЦНИИСК) на базе ЭВМ СМ-1403 и микро-ЭВМ «Электроника». Применение такой измерительной аппаратуры обеспечивает возможность анализа получаемых данных уже в процессе эксперимента. Модель была оснащена 380 активными тензодатчиками сопротивления с базой 5 мм, 160 из которых были установлены на элементах контурной рамы. Напряжение в мембране измерялось в 45 точках ее поверхности, причем в приконтурной зоне мембраны и около вугтов трехкомпонентные прямоугольные розетки устанавливались с двух сторон в 29 точках, а в характерных точках пролетной части — только с нижней стороны. В 25 сечениях контура было установлено по шесть продольных тензодатчиков, позволяющих определить осевые и изгибные напряжения (в двух плоскостях). Прогибы мембраны и контура измерялись электромеханическими прогибомерами ЭМП-100 с точностью отсчета 0,01 мм. Всего на модели было установлено 50 прогибомеров, 24 из которых были размещены на контурных ребрах.

Для определения стрелки провеса мембраны, начиная с которой ее поверхность становится гладкой и в ней возникают упругие деформации, выполнено первоначальное нагружение мембраны поперечной равномерно распределенной нагрузкой в соответствии с кинематическими перемещениями полотна. Затем был измерен начальный прогиб мембраны в центре, оказавшийся равным 29 мм (1/41,5 пролета). После этого началось непосредственное испытание модели.

Приложение к модели поперечной нагрузки создавалось девятью этапами путем раскладки на мембране мешочков со стальной дробью. На каждом этапе проводилась регистрация напряженно-деформированного состояния элементов системы. Выполнявшийся в процессе эксперимента анализ полученных данных показал, что уже на начальных этапах приложения нагрузки в средней части приконтурной зоны мембраны на длине, равной примерно половине пролета, возникает поле двухосных сжимающих напряжений. Это приводит к тому, что краевые зоны мембраны теряют устойчивость и выключаются из работы системы. Внутренняя граница такой краевой зоны мембраны очерчена примерно по параболе со стрелкой 0,0625 l и пролетом 0,5 l ; на остальной поверхности мембраны регистрировались растягивающие напряжения, которые передавались на контурные ребра вдоль их концевых участков длиной, равной приблизительно 0,25—0,28 пролета. Как показали измерения, напряженное состояние приконтурной зоны мембраны на этих участках близко к одноосному растяжению. Внешний вид ее поверхности характеризуется появлением волн, быстро затухающих и ориентированных

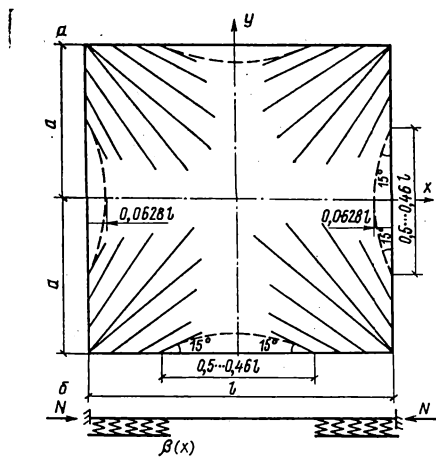


Рис. 1

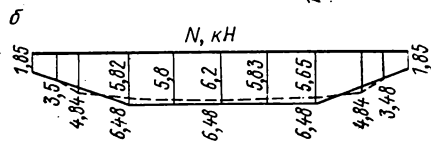
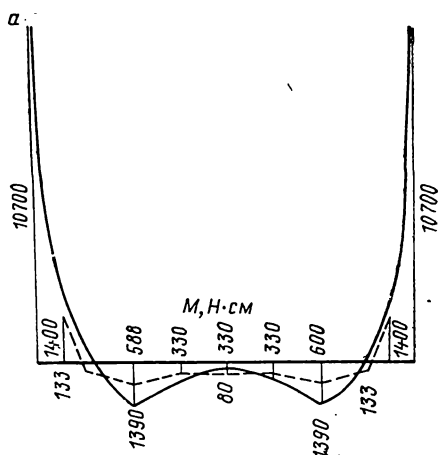


Рис. 3

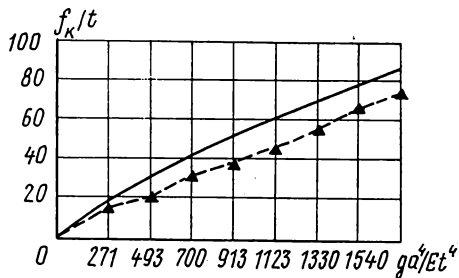
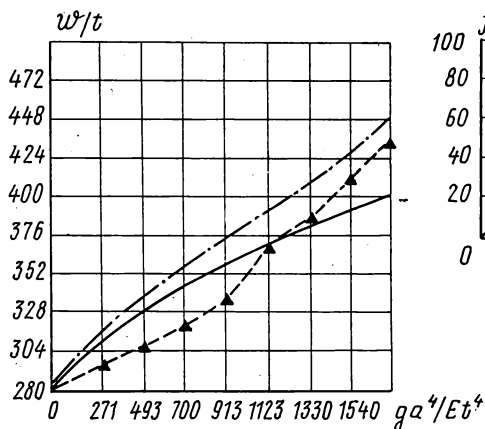


Рис. 2

под переменным углом наклона к контуру. По мере возрастания нагрузки высота и протяженность волн увеличивалась. Направление волнообразования отражало траектории главных растягивающих напряжений мембраны, изменение ориентации которых обусловлено описанными выше особенностями напряженного состояния приконтурной зоны мембраны.

На рис. 1, а показана экспериментальная картина напряженного состояния мембраны в приконтурной зоне: штриховыми линиями показаны экспериментальные траектории главных растягивающих напряжений.

В процессе испытания исследовались разнообразные случаи приложения нагрузки: сплошная равномерная, на половине площади мембраны, частичное загрузление ее поверхности. Анализ результатов, выполненный во время проведения эксперимента, показал, что максимальные усилия и перемещения в контуре возникали при сплошной равномерной нагрузке. Поэтому эта схема нагрузки была принята для экспериментального исследования предельного состояния системы. При достижении сплошной равномерной нагрузкой величины 3280 Н/м^2 произошла потеря устойчивости одного из контурных элементов в плоскости мембраны, сопровождающаяся резким нарастанием прогиба контура и мембраны и локальным ее смятием, однако разрушения модели не произошло (см. обложку). Ввиду того, что описанная картина исключает нормальную эксплуатацию любого реального покрытия, потерю устойчивости контура следует считать предельным состоянием для мембранных систем с гибким опорным контуром.

Измеренное расстояние между точками перегиба выпучившегося контурного ребра составило $0,45 \dots 0,46$ его пролета, что соответствовало длине среднего участка контура, не подкрепленного в плоскости мембраны растягивающими напряжениями.

Таким образом, если тезис о невозможности выпучивания контура в плоскости мембраны основывался на предположении наличия вдоль контура сплошного упругого основания, образованного натянутой под нагрузкой мембраной, то в действительности оказалось, что эта упругая среда в средней части имеет разрыв на длине, равной примерно половине пролета. На этом участке ребро контура не имеет подкрепления в горизонтальной плоскости и при достижении напряжениями в контуре определенного критического значения способно выпучиваться в этом направлении.

Результаты эксперимента в статье представлены графически. На рис. 2 приведены графики зависимости прогиба центра мембраны w/t и контурного ребра f_k/t в середине пролета от параметра qa^4/Et^4 . На рис. 3, а для предпоследнего этапа приложения равномерно распределенной нагрузки, равной $2,8 \text{ кН/м}^2$, показана эпюра продольных сжимающих сил в контурном ребре, впоследствии потерявшем устойчивость. На рис. 3, б дана эпюра изгибающих моментов в горизонтальной плоскости того же контурного ребра при нагрузке той же интенсивности.

При анализе результатов эксперимента использовалась единая аналитическая методика расчета контура на прочность и устойчивость в плоскости мембраны [3]. При определении изгибающих моментов наличие вуглов учитывалось умножением полученных по формулам [3] их значений на коэффициент $\alpha = (a_n/a)^2$, где a_n — половина расстояния между окончаниями вуглов.

На рис. 2 и 3 сплошными и штрих-пунктирными линиями показаны теоретические значения, а штриховыми линиями — экспериментальные данные.

Переходя к вопросу об устойчивости контура, отметим следующее. Мембрана при проверке устойчивости контура в плоскости, натянутой под ее нагрузкой, играет роль упругой среды, которая в соответствии с описанной выше картиной деформирования приконтурной зоны подкрепляет контурное ребро не по всей длине, а только на его конечных участках. Средняя часть контурного ребра примерно на длине $0,5 l$ контактирует с потерявшим устойчивость участком мембраны, не способным поэтому препятствовать свободному изгибу контурного ребра. Таким образом, расчетной моделью для определения критического значения силы осевого сжатия является стержень, лежащий на прерывистом упругом основании с переменным коэффициентом постели (рис. 1, б).

Значение осевой критической силы в контуре определяется по формуле [3]

$$N_{кр} = (-0,0283\omega^2/f_k + 0,126ca/f_k + 0,00942\Delta a/f_k) E_0 t + \pi^2 E_k J/a^2,$$

где $\omega^2 = \omega_0^2 + 2\omega_0\omega_n$. Прогиб центра мембраны от равномерно распределенной нагрузки ω_0 определяется из уравнения

$$\omega_0^2 + 3\omega_0\omega_n + 2\omega_0\omega_n^2 = A_0 q a^4/Et;$$

$A_0 = 0,52 + (7,04 + 11,5n + 188k)/(3 + 15,6n + 660nk)$; $c = 0,142 \omega^2/a + (0,61 + 1,65h + 10,8k)(\omega^2 T/a)$; $\Delta = (2,4 + 97,2k)(\omega^2 T/a)$; $E_0 = E/(1 - \nu^2)$; ν — коэффициент Пуассона материала мембраны; f_k — прогиб контурного ребра в середине пролета; $f_k = f_u - f_l$; $f_u = 2,2 \cdot 10^{-4} \omega^2/a k$; $f_l = N_l b a_0^2/\pi^2 E_k J$; $N_l = 2,5 N_{оп}$; $a_0 = 0,6$; b — ширина сечения контура.

Устойчивость контура в горизонтальной плоскости предлагается проверять в соответствии с действующими нормами расчета (например, стальные конструкции по СНиП II-23-81*) как внецентренно сжатого элемента с эксцентриситетом $l = M_0/N_0$ и коэффициентом расчетной длины $\mu = (0,5 \pi/a)(E_k J/N_{кр})^{1/2}$. Ввиду того, что потеря устойчивости контурных ребер мембраны наружу исключена, под M_0 понимается максимальный положительный момент, действующий в контуре. Исходя из равноустойчивости сжатого стержня, нагруженного осевой силой на конце и продольной силой, распределенной на длине стержня по закону, показанному на рис. 3, получим $N_0 = 0,7 N_{пр}$, $N_{пр} = 3,5 N_{оп}$.

При определении прогиба мембраны к значению упругого прогиба ω_0 следует прибавить значение кинематического перемещения центра мембраны, вызванное сближением углов контурной рамы при продольном изгибе δ_y .

Прогиб контурного ребра при продольном изгибе f_c и соответствующее сближение углов контурной рамы равны

$$f_c = f_u/[N_{кр}/(N_{оп} - 1)]; \quad \delta_y = \sqrt{2} \pi^2 f_c^2/8a.$$

Тогда дополнительный кинематический прогиб центра мембраны $\omega_{ок} = (3/8\delta_y l)^{1/2}$. Так как влияние сжатия контура учтено при определении прогиба f_u , то f_c , являясь его частью, автоматически учитывается при определении усилий в контуре.

Анализ рис. 2, 3 показывает, что расхождение экспериментальных и теоретических значений прогибов мембраны и контура не превысило 15%. Что касается изгибающих моментов в контуре (рис. 3, б), то приближение к теоретическим результатам для пролетного и опорного изгибающих моментов оказалось различным: если экспериментальный пролетный момент по значению почти совпал с теоретическим (—7%), то в опорном сечении моменты различались на 25%, что можно объяснить достаточно приближенной формой учета влияния угловых вуглов.

Из рис. 3, а видно, что экспериментальные данные о характере изменения продольной силы по длине контура и ее значении практически совпали с теоретическими; рас-

хождение не превышало 10%. Из эпюры N следует, что ее значение в опорном сечении составляет примерно 0,28 от максимальной величины. Расчет контурного ребра на устойчивость также хорошо согласуется с экспериментом.

Выводы. 1. Приведенная в статье и в [3] методика аналитического расчета контура квадратной мембраны с начальным прогибом на прочность и устойчивость экспериментальными исследованиями подтверждена. Наибольшие расхождения экспериментальных и теоретических данных составили: прогибы мембраны в центре — 10%; прогиб контурного ребра в середине пролета — 12%; значение продольной силы в контуре — 7%; значение изгибающего момента в горизонтальной плоскости контура: в пролете — 7%, на опоре — 25% (экспериментальные значения ниже теоретических).

2. Экспериментальные исследования выявили следующую картину напряженно-деформированного состояния мембранной модели. Практически с самого начала приложения поперечной нагрузки мембрана в средней части приконтурной зоны на длине около половины пролета выключалась из работы и нагрузку на контур не передавала. В приконтурной зоне мембраны на концевых участках контура длиной примерно по четверти пролета возникает поле одноосных растягивающих напряжений, траектории которых ориентированы под переменным углом наклона к опорному контуру.

3. Предельным состоянием мембранной системы с гибким контуром при $\lambda > 250$ с точки зрения исчерпания ее эксплуатационных свойств (при сохранении прочности контура) является потеря устойчивости контура мембраны в результате его выпучивания вовнутрь.

4. Потеря устойчивости одного из контурных элементов при условии обеспечения прочности всех элементов системы не влечет за собой обрушения конструкции.

5. Продольная сжимающая сила в контуре возникает в результате передачи на него опорной реакции перпендикулярного ребра при поперечном его изгибе и усилий сдвига, вызванных наклонным полем растягивающих напряжений.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Людковский И. Г.* Опыт замены покрытия промышленного здания без остановки производства с применением висячей оболочки. — М.: ВНИИИС. — 1986. — 56 с.
2. *Канчели Н. В., Филиппов М. Д.* Опыт исследования и разработки висячих оболочек, железобетонных сотовых конструкций // Тр. Международного конгресса ИАСС. — М.: ЦНИИСК им. Кучеренко. — 1985. — Т. 4. — С. 147–168.
3. *Гольденберг Л. И.* Расчет на прочность и устойчивость квадратного контура металлической мембраны с начальным прогибом // Строит. механика и расчет сооружений. — 1987. — № 4. — С. 28–30.

УДК 624.046.2:621.882.64

В. М. ГОРПИНЧЕНКО, д-р техн. наук, **В. И. ПАТЫК**, **А. В. ПАРШИН**, инженеры
(ЦНИИСК им. Кучеренко, Москва)

Исследование прочности фундаментных болтов

Сопротивление болтов растяжению R_{ba} определяется по формуле

$$R_{ba} = 0.4 R_{un}, \quad (1)$$

где R_{un} — нормативное значение предела прочности круглого проката. В этой формуле числовой множитель является, по существу, коэффициентом условий работы. Он учитывает влияние таких неблагоприятных факторов, как возможная перегрузка смежных болтов в результате неравномерной их затяжки, внецентренное нагружение болта из-за наличия в соединении перекосов опорных элементов, а также присутствие резкого концентратора напряжений в виде канавки резьбы.

Опыт проектирования и эксплуатации фундаментных болтов показал, что используемый коэффициент условий работы является заниженным. Это послужило основанием для проведения исследований, цель которых — получение необходимых данных об уточнении расчетных сопротивлений фундаментных болтов.

Исследование проводилось путем испытаний текучести σ_t и пределов прочности

тания крупноразмерных образцов, имитирующих работу фундаментных болтов. Выбор материала и технологии изготовления образцов осуществлялись в соответствии с ГОСТ 24379.0—80 «Болты фундаментные». Первичный отбор стали производился по сертификатам заводов-изготовителей. Окончательно химический состав и механические свойства используемых сталей определялись по результатам контрольных испытаний (табл. 1).

В первую очередь проводилось исследование влияния концентрации напряжений на механические свойства материала фундаментного болта. С этой целью были испытаны две серии образцов фундаментных болтов (по сто штук в каждой), изготовленных из малоуглеродистой (ВСт3пс2) и низколегированной (09Г2С) сталей. Для каждой серии испытаний определялось среднее выборочное \bar{X} и стандарт \hat{X} исследуемых характеристик (предел текучести, предел прочности). С помощью этих статистических параметров получены значения пре-

Таблица 1

Профиль, мм	Марка стали, ГОСТ	Химический состав					Механические характеристики, МПа		Ударная вязкость (МДж/м ²), среднее по трем образцам при t°С				
		С	Мп	SI	Р	S	σ_T	σ_B	0	-20	-40	-60	-70
30	ВСт3пс2 ГОСТ 380—72	0,17	0,6	0,08	0,023	0,038	328	431	0,79	0,69	0,11	0,08	0,05
36	ВСт3пс2 ГОСТ 380—71	0,14	0,61	0,08	0,024	0,036	296	468	1,29	0,84	0,19	0,07	0,05
48	ВСт3пс2	0,18	0,51	0,1	0,018	0,029	264	446	1,35	1,04	0,25	0,08	0,06
30	09Г2С ГОСТ 19282—71	0,08	1,52	0,54	0,018	0,018	327	494	2,23	1,28	0,85	0,24	0,08

Таблица 2

Материал, профиль	Тип образца	$\bar{X} \sigma_T$	$\hat{X} \sigma_T$	R_y	$\bar{X} \sigma_B$	$\hat{X} \sigma_B$	R_H
ВСт3пс2 Ø 30	Гладкий образец Фундаментный болт	328	15,5	284	431	8,2	408
		387	21,1	328	477	9,1	451
09Г2С Ø 30	Гладкий образец Фундаментный болт	327	22,3	264	494	15,5	451
		395	28,6	314	538	20,2	481

σ_B для гладких образцов и фундаментных болтов с обеспеченностью 0,995 (табл. 2).

По результатам испытаний установлено, что как для малоуглеродистой, так и для низколегированной стали наличие концентратора в виде канавки резьбы приводит к повышению пределов текучести и прочности соответственно на 18...20 и 10%. Полученный результат согласуется с [1].

В реальных условиях отклонения от проектных размеров при монтаже, а также условия сборки соединения приводят к тому, что практически всегда фундаментные болты работают с перекосом. С целью изучения влияния перекосов на несущую способность фундаментных болтов было испытано 36 образцов диаметром М30 из малоуглеродистой (ВСт3пс2) и низколегированной (09Г2С) сталей. Перекос моделировался путем применения косых шайб с уклоном 5°, 10°, 15°, 20° и 25°. ГОСТом на испытания болтов рекомендуется применение в испытаниях кривой шайбы с уклоном 10°.

Полученные разрушающие напряжения показали, что увеличение угла перекоса с 0° до 25° приводит к снижению несущей способности фундаментных болтов на 10%.

Для решения поставленной задачи необходимо оценить влияние на несущую способность соединения, кроме перечисленных факторов, возможной неравномерности затяжки смежных болтов. Анализ литературных данных показал, что целесообразно проводить специальные исследования. Можно использовать результаты, полученные при испытании фланцевых соединений и рамных узлов [2]. В перечисленных соединениях неравномерность затяжки болтов приводит к снижению несущей способности соединения на 10%.

Для образования жесткого сопряжения конструкций с фундаментом используют болты, которые должны воспринимать расчетный изгибающий момент. Это возможно только в том случае, если материал анкерного болта будет работать в упругой стадии. Очевидно, что в этом случае при установлении расчетных сопротивлений необходимо основываться на пределе текучести материала фундаментных болтов.

Таким образом, с учетом перечисленных выше факторов для определения расчетных сопротивлений фундаментных болтов растяжению можно рекомендовать следующую формулу:

$$R_{ba} = K \frac{R_{un}}{\gamma_m} \gamma_{1c} \gamma_{2c} \gamma_{3c}, \quad (2)$$

где γ_{1c} — коэффициент, учитывающий снижение несущей способности многоболтового соединения, вследствие неравномерной затяжки смежных болтов, равный 0,9; γ_{2c} — коэффициент, учитывающий снижение несущей способности болта при перекосах, равный 0,9; γ_{3c} — коэффициент, учитывающий превышение несущей способности анкерного болта над несущей способностью гладкого образца в результате концентрации напряжений, принимается равным 1,15; K — коэффициент, учитывающий соотношение текучести R_{yH} и прочности стали R_{uH} согласно данным таблицы 51 (СНиП II-23-81) для малоуглеродистых сталей равен 0,56, для низколегированных — 0,62; γ_m — коэффициент надежности по материалу для малоуглеродистых сталей, равен 1,05; для низколегированных — 1,1.

Для болтов из малоуглеродистых и низколегированных сталей получим соответ-

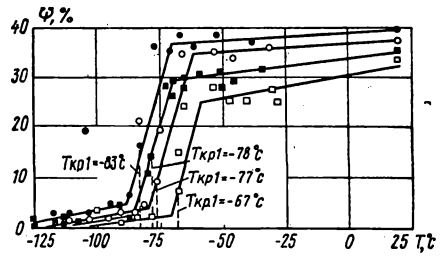
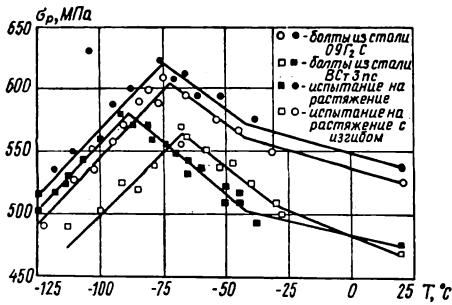


Рис. 1

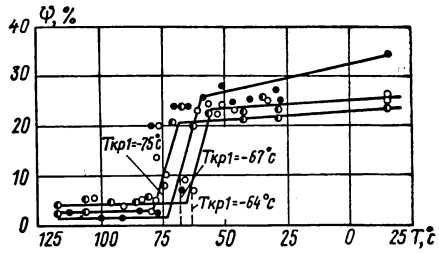
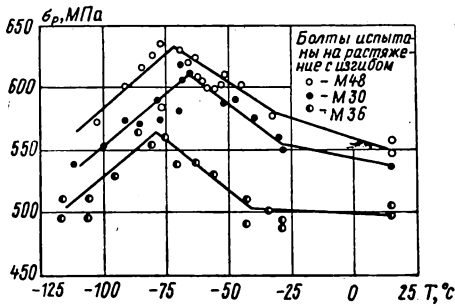


Рис. 2

ственно следующие значения коэффициентов условий работы, которые необходимо использовать при определении расчетных сопротивлений по формуле (2):

$$\frac{0,9 \times 0,9 \times 1,15 \times 0,56}{1,05} = 0,50;$$

$$\frac{0,9 \times 0,9 \times 1,15 \times 0,62}{1,1} = 0,53.$$

Проведенные исследования дают основание рекомендовать к применению единый для всех сталей коэффициент условий работы фундаментных болтов, равный 0,5.

Расширение строительства на Севере приводит к тому, что фундаментные болты часто работают при расчетных температурах ниже -40°C . Наличие концентратора напряжений может привести к существенному снижению сопротивляемости элемента хрупким разрушениям, поэтому для того, чтобы с достаточной степенью надежности определить величину коэффициента условий работы, необходимо дополнительно исследовать хрупкую прочность фундаментных болтов.

Исследование хрупкой прочности осуществлялось путем испытаний при низкой температуре шести серий образцов фундаментных болтов, изготовленных из малоуглеродистой и низколегированной сталей. Использование двух марок стали осуществлялось с целью получения сравнительных данных о рекомендуемой для районов с расчетной температурой до -50°C стали 09Г2С-6 и для районов с расчетной температурой до -40°C стали ВСт3пс2. Для исследования влияния масштабного фактора

использовались образцы фундаментных болтов с диаметром стержня 30, 36 и 48 мм, которые широко применяются в строительстве.

Как уже отмечалось, в результате перекоса опорных деталей нагружение фундаментных болтов практически всегда осуществляется путем растяжения с изгибом, поэтому большой интерес представляют испытания при низких температурах на растяжение с изгибом. Для этого применялись косые шайбы с уклоном 10° , которые рекомендуются соответствующим ГОСТом для контроля качества крепежных изделий ответственного назначения.

Температура при испытаниях изменялась в пределах от $+20^{\circ}\text{C}$ до -125°C . Охлаждение образцов производилось в камере, в качестве хладоносителя применялся жидкий азот. Для измерения температуры использовались термометры, которые устанавливались на поверхности образца и обеспечивали возможность регистрации температуры в момент разрушения.

Основным параметром, определяющим хладостойкость, является температура перехода от вязких разрушений к квазихрупким $T_{кр}$. Критическую температуру хладостойкости $T_{кр}$ определяли по шестикратному уменьшению величины относительно сужения образца фундаментного болта в изломе ψ .

При испытании образца определялись разрушающие напряжения $\sigma_p = N_p / A_n$ и относительное сужение образца в изломе $\psi = [(A_n - A_k) / A_n] \times 100\%$, где N_p — разрушающая нагрузка; A_n — начальная площадь болта нетто; A_k — площадь болта

нетто после испытаний. Сужение образца замерялось штангенциркулем с точностью до 0,05 мм.

Характерной особенностью разрушения образцов, испытанных при положительной и отрицательной температурах $>T_{кр}$, являлось то, что во всех случаях наблюдались значительные пластические деформации вблизи поверхности разрушения. Даже при достаточно низких температурах поперечное сужение в месте излома достигало 25% для малоуглеродистой стали и 30% — для низколегированной.

Анализируя полученную информацию, в первую очередь необходимо отметить, что переход от центрального растяжения к растяжению с изгибом обуславливает сдвигу критической температуры $T_{кр}$ в сторону более высоких температур на 11°C для малоуглеродистой стали и на 6°C — для низколегированной (рис. 1). Все последующие испытания проводились на растяжение с изгибом.

Установлено также, что изменение диаметра болта в пределах 30...48 мм практически не сказывается на величине критической температуры. Доказательством служит то, что для болтов М30 она составила -67°C , М36 — -75°C , М48 — -64°C (рис. 2). Объясняется это тем, что в упругой стадии работы в фундаментных болтах концентрация напряжений определяется радиусом основания надреза, шагом и глубиной резьбы. С увеличением диаметра болта эти параметры возрастают пропорционально и ве-

личина концентрации напряжений практически не меняется.

Полученные в исследованиях критические температуры существенно превышают пороги хладоломкости, которые определяются путем испытаний стандартных образцов с надрезом на ударную вязкость. Для исследованных марок стали ($\varnothing 30$ мм — ВСтЗпс2; $\varnothing 36$ — ВСтЗпс2; $\varnothing 48$ — ВСтЗпс2 и $\varnothing 30$ — 09Г2С) пороги хладоломкости составляют соответственно: -33°C ; -36°C ; -38°C и -58°C (табл. 1). По результатам испытаний фундаментных болтов на растяжение с изгибом пороги хладоломкости составляют соответственно -67°C ; -75°C ; -64°C и -77°C (рис. 1, 2).

Очевидно, что в рассматриваемом случае испытания крупномасштабных образцов при низких температурах в большей степени соответствуют действительным условиям работы фундаментных болтов, чем испытания небольших образцов с надрезом на ударную вязкость. Поэтому в последнее время все более широко применяются методы определения хладостойкости по результатам испытаний образцов с нагружением, максимально приближающимся к действительности.

Резюмируя результаты испытаний при низких температурах, можно заключить, что фундаментные болты из малоуглеродистой стали ВСтЗпс2, поставляемой по ГОСТ 380—71, могут быть допущены для применения в конструкциях, эксплуатирующихся при расчетной температуре до -50°C включительно.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Балдин В. А. Об учете пластических деформаций при неравномерном распределении напряжений по сечению // Строит. механика и расчет сооружений. — 1977. — № 1. — С. 29—31.
2. Каленов В. В., Глауберман В. Б., Гришин М. Б. О величине предварительного натяжения высокопрочных болтов // Монтажные и специальные работы в строительстве. — 1984. — № 5. — С. 13—15.

УДК 624.016.001.4

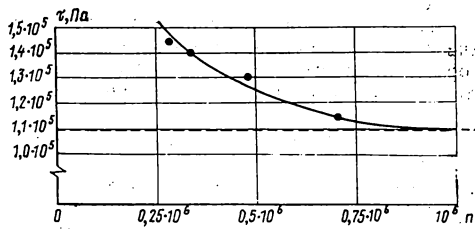
В. М. БОБРЯШОВ, канд. техн. наук (ЦНИИСК им. Кучеренко, Москва),
А. Н. ГРУШИН, Е. Ф. ЗАРУДНЫЙ, А. Ю. ТИТОВ, инженеры (МИИТ)

Результаты автоматизации эксперимента по исследованию динамических характеристик заполнителей трехслойных панелей

В настоящее время широкое применение в строительстве, авиастроении, судостроении и других отраслях промышленности получили трехслойные конструкции с тонколистовыми металлеческими обшивками и заполнителем из пенопласта в качестве среднего слоя. Заполнитель, связывая между собой обшивки, обеспечивает совместную работу всех элементов. В то же время вследствие своих физико-механических свойств заполнитель является самым слабым звеном

в конструкциях такого рода и во многом определяет их надежность [1]. Изучение механических характеристик материала заполнителя позволяет получить информацию, необходимую для создания эффективных методов расчета трехслойных конструкций.

В МИИТ совместно с ЦНИИСК им. Кучеренко создана установка АИК-1 (автоматизированный измерительный комплекс — 1), позволяющая с высокой точ-



ностью в автоматическом режиме определять динамические модули упругости E_d , G_d пенопластов и других низко модульных материалов, используемых в качестве заполнителя в трехслойных панелях. Одновременно определяются логарифмические декременты δ_E , δ_G соответственно при продольных и крутильных колебаниях [2]. Образцами для испытаний могут служить непосредственно части трехслойной панели вместе с приформованными листами. В этом случае оценивается также и качество сцепления пенопласта с приформованными листами. Особенностью АИК-1 является возможность проведения на тех же образцах усталостных испытаний в режиме резонанса с частотой от 50 до 300 Гц в зависимости от вида заполнителя, размера и конструкции образца. Проведение усталостных испытаний на таких достаточно высоких частотах позволяет существенно сократить время исследований.

В настоящей статье представлены результаты испытаний на усталость образцов из пенополиуретана, широко применяемого в качестве заполнителя в трехслойных панелях. Испытывались образцы в виде полового цилиндра ($D=75$ мм, $d=35$ мм, $H=80-90$ мм) по ГОСТ 23404—86, вырезанные из блоков пенополиуретана марки ППУ-317 параллельно направлению вспенивания. Химический состав и режим вспенивания ППУ-317 в блоках соответствует характеристикам заполнителя в трехслойных панелях. Объемная масса материала $\gamma=55..60$ кг/м³. Испытания проводились в режиме крутильных колебаний. При этом был реализован симметричный цикл. Такие условия нагружения моделируют работу заполнителя на сдвиг при изгибе трехслойных панелей под действием знакопеременной нагрузки.

Основной целью испытаний являлось определение предела выносливости образцов из ППУ-317 при кручении на базе 10^6 циклов. Было испытано 75 образцов при различных уровнях касательных напряжений (для каждого по 15 образцов). Результаты усталостных испытаний представлены в табл. 1, где τ — максимальное касательное напряжение цикла; n — среднее число циклов, пройденных образцом до разрушения.

По результатам испытаний была построена кривая усталости образцов из ППУ-317 в виде зависимости между τ и n (см. рисунок).

Анализ полученных результатов позволяет сделать вывод, что предел выносливости образцов из ППУ-317, работающих на кручение при симметричном цикле нагруже-

ния на базе 10^6 циклов, составил $1,1 \cdot 10^5$ Па.

Параллельно с определением предела выносливости исследовалась температура саморазогрева образцов. Эффект саморазогрева при циклических воздействиях имеет место для всех материалов, однако наиболее важным представляется исследование этого вопроса для полимеров, прочность которых существенно зависит от температуры. Рост температуры связан с частотой колебаний и уровнем напряжений [3]. Для испытываемых образцов частота вынужденных крутильных колебаний в режиме резонанса составляла 80—85 Гц. Максимальные повышения температуры Δt при разных уровнях напряжений показаны во второй графе табл. 2, в третьей графе — то же, при обдуве вентилятором. Температура замерялась с помощью термспары, вставленной в тело образца. Рост температуры наблюдается в течение 10—15 мин, далее температура стабилизируется [4]. Как показали результаты измерений, при максимальном уровне напряжений температура образца не превышает 55°C , а при обдуве вентилятором — 40°C .

В процессе усталостных испытаний осуществлялся контроль за изменением механических свойств материала образцов. С этой целью перед началом усталостных испытаний и через определенное число циклов, пройденных образцом, определялись значения динамических модулей упругости E_d и G_d и логарифмические декременты колебаний δ_E , δ_G . Измерения всех механических характеристик производились при температуре окружающей среды $22..24^\circ$ (образцы остывали до комнатной температуры).

Для данной партии из 75 образцов ППУ-317 были определены следующие значения механических характеристик (до приложения циклической нагрузки):

$E_d=17,0..23,0$ МПа; $G_d=6,0..7,5$ МПа; $\delta_E=0,050..0,100$; $\delta_G=0,060..0,120$.

Измерение механических характеристик материала образцов, прошедших определенное количество циклов, показало явную тенденцию к их изменению. Принимая значения характеристик материала до начала

Таблица 1

τ , Па	n , циклов
$1,45 \cdot 10^5$	305000
$1,4 \cdot 10^5$	341000
$1,3 \cdot 10^5$	482000
$1,15 \cdot 10^5$	637000
$1,0 \cdot 10^5$	Не разрушились

Таблица 2

τ , Па	Δt , $^\circ\text{C}$	Δt , $^\circ\text{C}$
$1,45 \cdot 10^5$	30,2	16,8
$1,4 \cdot 10^5$	28,5	14,5
$1,3 \cdot 10^5$	25,0	10,5
$1,15 \cdot 10^5$	18,2	8,2
$1,0 \cdot 10^5$	16,5	6,2

Таблица 3

τ , Па	n , циклов	Значения механических характеристик, %			
		E_d	G_d	δ_E	δ_G
$1,0 \cdot 10^6$	0	100,0	100,0	100,0	100,0
	$25 \cdot 10^4$	100,0	99,9	100,0	101,8
	$50 \cdot 10^4$	100,0	99,6	100,0	104,0
	$75 \cdot 10^4$	100,0	99,2	101,0	104,6
	$100 \cdot 10^4$	100,0	99,0	102,0	106,0
$1,15 \cdot 10^6$	0	100,0	100,0	100,0	100,0
	$25 \cdot 10^4$	100,0	99,2	101,2	105,1
	$50 \cdot 10^4$	99,8	98,6	103,0	109,2
$1,3 \cdot 10^6$	0	100,0	100,0	100,0	100,0
	$25 \cdot 10^4$	99,8	99,4	103,3	106,8
	$50 \cdot 10^4$	99,6	98,0	105,0	111,3
$1,4 \cdot 10^6$	0	100,0	100,0	100,0	100,0
	$25 \cdot 10^4$	99,4	98,5	110,4	109,4
	$50 \cdot 10^4$	99,0	96,0	118,0	120,2
$1,45 \cdot 10^6$	0	100,0	100,0	100,0	100,0
	$25 \cdot 10^4$	99,0	97,0	114,2	116,1
	$50 \cdot 10^4$	98,0	95,2	122,0	125,3

испытаний за 100%, можно представить результаты исследований в табл. 3.

Из таблицы видно, что вследствие воздействия на образец циклической нагрузки происходит уменьшение значений динамических модулей упругости и увеличение значений логарифмических декрементов колебаний. Чем выше максимальное напряжение цикла, тем этот процесс более явно выражен. Таким образом, исследование измене-

ний механических характеристик материала образцов вследствие воздействия циклической нагрузки дает возможность оценки значения предела выносливости.

В настоящее время ППУ-317 является одним из основных заполнителей в трехслойных панелях, широко применяемых в строительстве. Полученные в процессе исследований механические характеристики образцов из ППУ-317 могут быть использованы при расчете и проектировании трехслойных конструкций, а также при оценке их качества.

Основные результаты: 1. Показана возможность проведения на автоматизированном комплексе АИК-1 циклических испытаний в режиме резонанса при повышенных частотах.

2. Рост температуры при крутильных циклических воздействиях ограничен и зависит от амплитудного напряжения.

3. В процессе циклического нагружения в пенополиуретане происходит постепенное накопление повреждений. С этим связано изменение механических характеристик материала образцов.

4. Определен предел выносливости образцов из ППУ-317 на базе 10^6 циклов при крутильных колебаниях.

5. Показана возможность оценки значения предела выносливости по изменению механических характеристик материала образцов вследствие воздействия циклической нагрузки.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Карапетян О. О., Глюбкин В. П., Дронов Ю. В. Контроль качества конструкций с заполнителями из пенопласта. — Л.: Стройиздат, 1985. — 200 с.
2. Определение модулей упругости и сдвига пенопластов на автоматизированном измерительном комплексе АИК-1 / В. М. Бобряшов, Е. Ф. Зарудный, А. Ю. Титов, М. П. Кораслиа // Бюллетень строительной техники. — 1987. — № 2. — С. 10—12.
3. Ратнер С. Б., Коробов В. И. Саморазогрев пластмасс при циклической деформации // Механика полимеров. — 1965. — № 3. — С. 95—100.
4. Зарудный Е. Ф., Бобряшов В. М. Некоторые вопросы усталостной прочности пенопластов: Межвуз. сб. научн. тр. / МИИТ. — 1986. — Вып. 782. — С. 71—75.

УДК 624.97:621.175.001.57

В. М. КОВАЛЕНКО, д-р техн. наук (СФ ХПИ им. Ленина, Сумы),
В. В. ЛАРИЧКИН, инж. (ИТПМ СО АН СССР, Новосибирск)

Интерференция двух трехсекционных градирен в условиях однородного потока

На современных промышленных предприятиях для отвода тепла от рабочих агрегатов требуется большое количество воды. В тех регионах, где ощущается ее дефицит, возрастает значение систем обратного водоснабжения с башенными охладителями-градирнями. Мощности современных предприятий таковы, что одна даже наиболее производительная градирня не в состоянии обеспечить их потребности в охлаждающей воде. На ограниченной площади одного предприятия обычно располагается несколько башенных охладителей. В

этом случае при ветре течения внутри градирен и вне их отличаются от соответствующих потоков внутри или вне одиноко стоящей башенной градирни. Возникает рециркуляция теплого воздуха из соседних градирен, могут появиться вибрации и колебания башен от вихревых образований во внешнем потоке [1]. Кроме того, в условиях взаимного влияния возможны такие изменения эпюр давления, которые становятся опасными для данного вида сооружений. Это подтверждают и результаты обследования разрушения трех железобе-

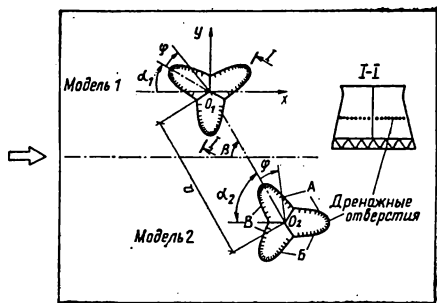


Рис.1

тонных башенных градирен гиперболического очертания на теплоэлектростанции Феррибридж в Англии [2].

Высота современных башенных градирен достигает 100 м, а проектируются градирни высотой 150 и 200 м. В этой связи первоочередное значение приобретают вопросы устойчивости и прочности оболочки градирни. Основное влияние на них оказывают собственный вес, ветровая нагрузка, температурные и сейсмические колебания. Ветровая нагрузка на сооружение зависит, в частности, от его конструктивной формы.

Для градирен в форме гиперboloида вращения повышение их производительности достигается в основном в результате увеличения геометрических размеров башни. Однако с ростом размеров снижается устойчивость башни при ветровых и сейсмических нагрузках. Решение проблемы увеличения производительности башенной градирни без существенного увеличения ее высоты может быть найдено путем создания новых форм оболочек. В СССР разработана более устойчивая по сравнению с круглой форма градирни большой производительности, так называемая трехсекционная [3].

Трехсекционная башенная градирня состоит из трех отдельных секций, разделенных жесткими перегородками и ориентированных под углом 120° одна к другой. Ее аэродинамические характеристики в условиях однородного потока исследованы в [4].

В данной работе излагаются результаты экспериментального исследования в однородном потоке распределения среднего давления на моделях двух трехсекционных градирен при различном их взаимном расположении. Определены величина и направление сил, действующих на модели. Для получения визуальной картины течения применялись шелковинки.

Необходимо отметить, что испытания в однородном потоке лишь в первом приближении могут отображать обтекание в натуральных условиях. Для более точного отражения влияния ветра на сооружения необходимо моделировать условия приземного пограничного слоя и в первую очередь направление и профиль средней скорости ветра, масштабы и интенсивность турбулентности. Следствием порывистости натур-

ного ветра может быть дополнительная нагрузка инерционной природы [5].

Целесообразность выбора условий проведения данных опытов связана с тем, что высокие сооружения могут испытывать наибольшие нагрузки не только при максимальных (расчетных) скоростях ветра, но и при умеренных, когда возникают автоколебания сооружений. С этой точки зрения для башен с малой коничностью наиболее неблагоприятным может быть однородный поток, так как в этом случае наиболее вероятен одновременный сход вихрей по всей высоте сооружения [6].

Испытания проведены в дозвуковой аэродинамической трубе замкнутого типа с рабочей частью сечением $2 \times 1,5$ м, длиной открытого участка 3,1 м, закрытого — 14,4 м, при скорости потока 20 м/с. Описание характеристик поля скорости трубы приведено в [4].

Две одинаковые модели трехсекционной градирни были изготовлены из плексигласа в масштабе 1:600 с размерами: высота $H=0,183$ м, диаметр описанной окружности для нижнего основания $d_{max}=0,336$ м. Наличие воздухоходных окон и жестких перегородок между секциями обеспечивало раздельный по секциям проток воздуха снизу вверх. Модели устанавливались в открытой рабочей части трубы на горизонтальной профилированной пластине из плексигласа размерами $1,7 \times 1,5$ м и толщиной 0,01 м. Центр пластины отстоял от среза сопла на расстоянии 1,4 м. В этом месте на продольной оси в свободной трубе степень турбулентности потока была равна 1,5%.

Статическое давление на обеих моделях измерялось по периметру среднего сечения. Для этой цели использованы 63 дренажных отверстия, сгущавшихся по мере приближения к передним кромкам секций (рис. 1). Контроль всех точек проводился в три приема, давление фиксировалось с помощью батарейного манометра.

Эксперименты проведены при постоянном числе $Re=4,2 \cdot 10^5$, рассчитанном по диаметру $d=0,266$ м описанной окружности среднего сечения модели. В опытах варьировались: расстояние между центрами моделей a , угол ориентации β , углы атаки моделей α_1 и α_2 (рис. 1). При изменении указанных параметров осуществлялось визуальное наблюдение обтекания с помощью шелковинок, наклеенных на поверхность одной модели в шесть рядов по высоте. Фотосъемка производилась поочередно из трех позиций с азимутами 60, 150 и 300° .

Результаты измерений представлены в виде распределения коэффициента давления по периметру, т. е. $C_p=f(\varphi)$ при различных взаимных расположениях двух моделей. Интегрированием давления для среднего сечения определены локальные аэродинамические коэффициенты продольной C_x и поперечной C_y сил. Заметим, что измерения в одном сечении не могут полностью отразить сложный характер пространственного обтекания башни. Тем не менее, как отмечалось в [4], измерения по перимет-

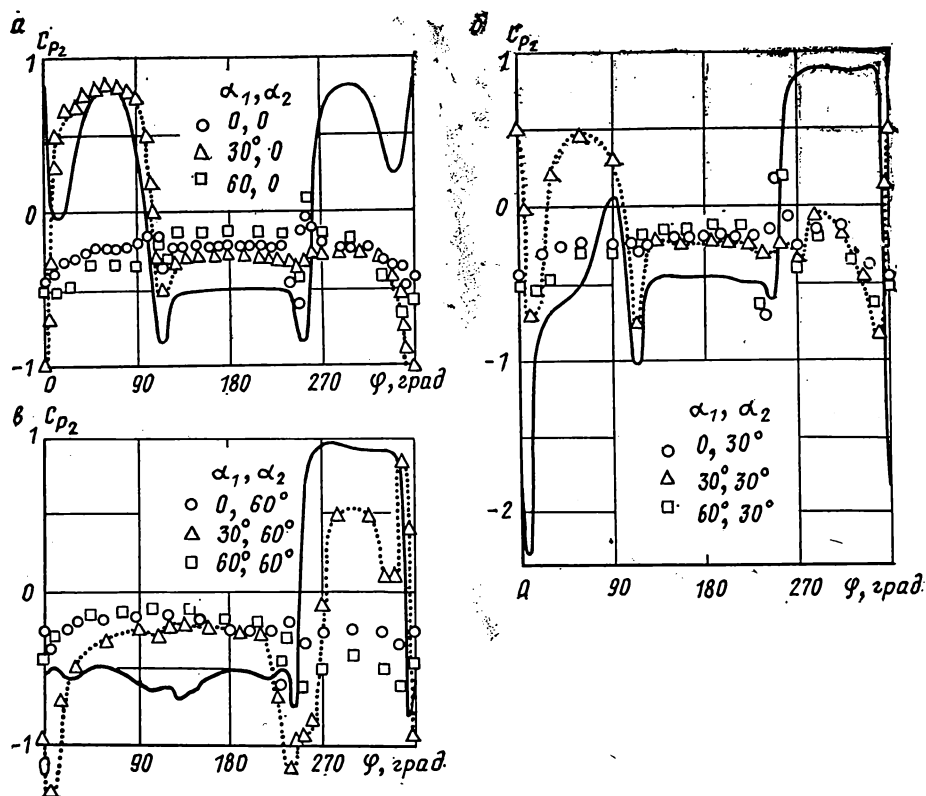


Рис. 2

ру среднего сечения качественно согласуются с соответствующими данными для других сечений.

Эксперименты показали, что задняя модель оказывает малое влияние на характер обтекания передней во всем диапазоне изменения параметров a , β , α_1 , α_2 , за исключением случая их расположения в ряд ($\beta=90^\circ$). При этом картины течения на наветренной стороне передней модели практически не зависят от присутствия задней, а с подветренной стороны они определяются, в основном, углами атаки α_1 и α_2 . Это связано с тем, что при одном и том же относительном расстоянии в зависимости от ориентации градирен их секции могут либо существенно сближаться либо удаляться.

В то же время визуальные наблюдения свидетельствуют о сильном влиянии передней модели на заднюю. В наибольшей степени это проявляется в случае их последовательного расположения ($\beta=0$). Например, при $\alpha_1=\alpha_2=0$ и $a=(a/d_{\max})-1=-1/32$ на наветренной стороне задней модели вблизи передних секций возникают зоны сильной завихренности. В месте стыковки секций, в углублении, течение направлено вниз и навстречу набегающему потоку, в то время как для одиночной модели оно совпадает с направлением основного потока. С подветренной стороны течение также переориентируется: для одиночной модели оно было направлено вверх, а

для задней в компоновке тандем ($\beta=0$), наоборот, вниз.

На рис. 2 приведены результаты измерения статического давления (пунктирные линии) на поверхности задней модели градири при последовательной установке двух моделей на расстоянии $a=1/32$ и при различном их взаимном расположении. Сплошной линией показано распределение давления на одиночной модели. Видно, что распределение давления на задней модели существенно зависит от угла атаки передней. Следует отметить несколько типов распределения давления:

а) Передняя модель ориентирована симметрично ($\alpha_1=0, 60^\circ$).

В этом случае при любом угле атаки α_2 на всей поверхности модели 2 устанавливается разрежение, причем с подветренной стороны меньше, чем с наветренной, что указывает на существование продольной силы, направленной против набегающего потока. По периметру оболочки давление распределяется равномерно, без резких пиков.

б) Передняя модель ориентирована асимметрично ($\alpha_1=30^\circ$).

В этом случае при $\alpha_2=0$ симметричные поверхности A и B задней модели (рис. 1) обтекаются по-разному. В диапазоне $8^\circ \leq \varphi \leq 105^\circ$ (рис. 2, а) давление положительное и, следовательно, со стороны поверхности A перед задней моделью су-

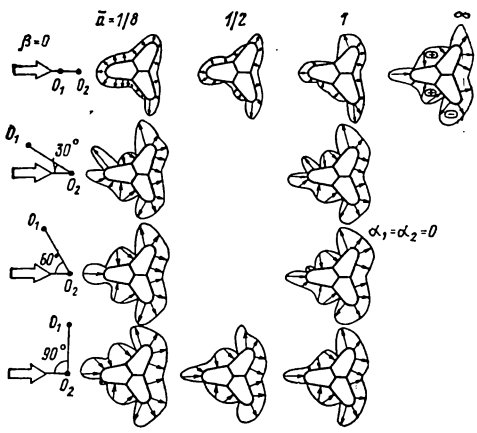


Рис. 3

существует развитое течение. В то же время в интервале $240^\circ \leq \varphi \leq 360^\circ$ наблюдается обширная область отрицательного давления с абсолютным минимумом перед критической точкой, что указывает на существование со стороны поверхности B застойной зоны.

При расположении модели 2 под углом $\alpha_2 = 30^\circ$ с подветренной ее стороны характер распределения давления почти такой же, как при обтекании одиночной башни, только кривая $C_{p2} = f(\varphi)$ смещена вверх относительно нулевой линии (рис. 2, б). С наветренной стороны ($240^\circ < \varphi < 360^\circ$) наблюдается область отрицательного давления, аналогичная предыдущему случаю и обусловленная затенением от передней модели.

При установке задней модели под углом $\alpha_2 = 60^\circ$ за ее кормой формируется широкая область отрицательного давления, характеризующаяся двумя симметричными минимумами, по абсолютной величине существенно превосходящими значения для одиночной модели (рис. 2, в).

Таким образом, при последовательном расположении двух моделей трехсекционных градирен на малом расстоянии друг от друга ($a = 1/32$) симметричная их установка относительно направления ветрового потока обеспечивает наиболее равномерное нагружение обеих облочочек.

Для случая, когда $\alpha_1 = \alpha_2 = 0$ на рис. 3 показано влияние расстояния между осями моделей на распределение давления по поверхности задней модели при различных углах ориентации β . Видно, что наиболее заметное изменение распределения давления наблюдается в положении тандем ($\beta = 0$), когда задняя модель находится полностью в следе передней. В этом случае с увеличением расстояния давление на наветренной стороне задней модели монотонно возрастает. При этом за кормой, вплоть до расстояния $a = 1$, давление практически постоянно, $C_{p, \text{доп}} = -0,22$, в то время как для оди-

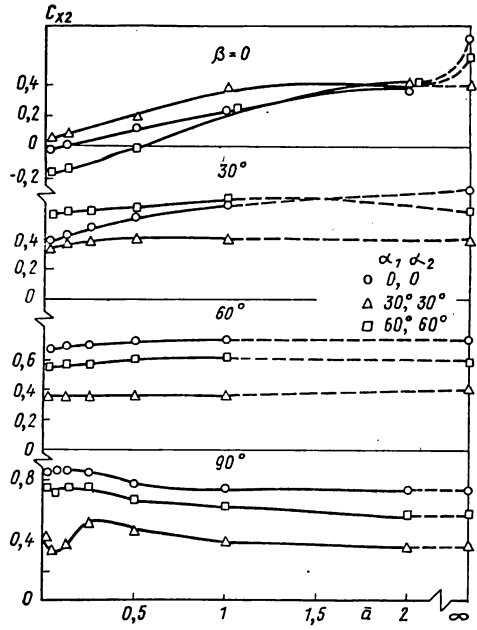


Рис. 4

ночной модели $C_{p, \text{дон}} = -0,55$, что указывает на значительную длину следа за передней моделью.

Некоторая несимметричность в распределении давления по центральному сечению задней модели при казалось бы полностью симметричном расположении обеих моделей ($\alpha_1 = \alpha_2 = 0$) и угле ориентации $\beta = 0$ объясняется, по-видимому, тем, что даже небольшие отклонения как в геометрии обеих моделей, так и в углах их установки, так же, как и значительная турбулентность набегающего потока, приводят к ощутимой перестройке пространственного характера течения на задней модели и прежде всего к изменению положения зон отрыва потока на ней.

Другой случай симметричного расположения моделей, когда $\alpha_1 = \alpha_2 = 60^\circ$, при изменении расстояния характеризуется более сложным изменением распределения давления на задней модели, главной особенностью которого также является наличие асимметрии. Для углов атаки $\alpha_1 = \alpha_2 = 30^\circ$ в интервале $0 < \varphi < 120^\circ$ распределение давления на модели 2 в измеренном диапазоне расстояний изменяется мало, что свидетельствует об устойчивости течения с этой стороны. В подветренной срывной зоне с увеличением расстояния разрежение возрастает, стремясь к значениям, свойственным для одиночной модели.

Если угол ориентации $\beta \neq 0$, то изменение расстояния мало влияет на характер распределения давления на модели, расположенный вниз по потоку. В этом случае поведение кривой $C_{p2} = f(\varphi)$ определяется в основном углом атаки и лишь на стороне, обращенной к зазору, — следом от передней модели (рис. 3).

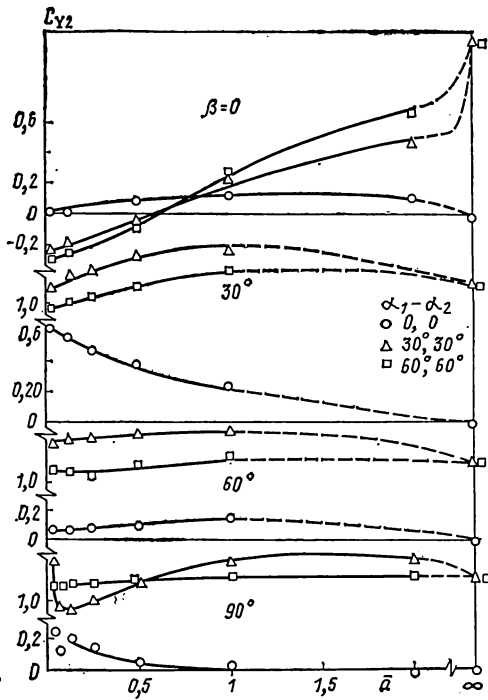


Рис. 5

Известно, что пики давления определяют наиболее напряженные по нагрузке участки. Рассмотренные выше результаты измерений показывают, что положение и величина пиков определяются, в основном, углом ориентации β и углами атаки α_1 и α_2 , в меньшей степени — расстоянием между моделями. Наиболее устойчиво положение минимума давления при расположении моделей под углами атаки $\alpha_1 = \alpha_2 = 0$.

Полная аэродинамическая сила, действующая на модель градири, имеет две составляющие, обусловленные давлением и вязкостью воздуха. Первая из этих составляющих значительно превосходит вторую. Здесь рассматривается лишь составляющая от давления и только для одного среднего сечения. Проекция этой составляющей на оси связанной системы координат (рис. 1) есть продольная X и поперечная Y силы. При сближении моделей в диапазоне $0 \leq \beta \leq 60^\circ$ коэффициент продольной силы C_{x2} монотонно уменьшается вследствие влияния следа от передней модели (рис. 4). В то же время при $\beta = 90^\circ$ наблюдается обратная тенденция, что может быть связано с возрастанием скорости течения в зазоре и с увеличением давления на стороне модели, обращенной к нему.

Отметим, что для случаев симметричного расположения моделей при условии полного затенения и малых межцентровых расстояний ($\bar{a} \leq 1/8$), продольная сила на задней модели направлена в сторону, обратную направлению набегающего потока. Экстремальные значения продольной силы на модели 2 достигаются при малых зазорах: минимум — при $\beta = 0$, максимум —

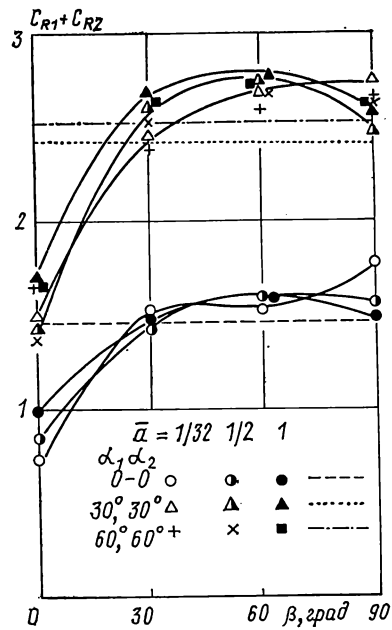


Рис. 6

при $\beta = 90^\circ$. Наименьшие значения C_{x2} при любом угле β обеспечиваются несимметричной установкой моделей ($\alpha_1 = \alpha_2 = 30^\circ$). Влияние расположения двух моделей на изменение C_y — коэффициента поперечной силы задней модели показано на рис. 5.

Заметим, что наблюдаемое в большинстве случаев плавное изменение коэффициентов аэродинамических сил объясняется устойчивым положением точек отрыва потока, что является следствием принятой конфигурации градири.

Оценку взаимного влияния двух моделей удобно представить в виде зависимости коэффициента полной аэродинамической силы $C_R = C_{R1} + C_{R2}$ от угла ориентации β (рис. 6). Пунктирная, штриховая и штрихпунктирная линии обозначают удвоенное значение коэффициента полной аэродинамической силы одиночной модели $2C_{R0}$ при соответствующем угле атаки. Из рассмотрения кривых на рис. 6 видно, что на величину коэффициента полной аэродинамической силы, действующей на обе модели градири, так же, как и на минимум давления, наибольшее влияние оказывают угол атаки и угол ориентации и в значительно меньшей мере — расстояние между телами. Во всех случаях в интервале $0 \leq \beta < 30^\circ$ суммарный коэффициент C_R меньше или равен удвоенной величине полной аэродинамической силы, действующей на изолированную модель градири C_{R0} , а в диапазоне $30^\circ \leq \beta < 90^\circ$ отмечается $C_R > 2C_{R0}$. При планировании расположения двух градири на местности с учетом розы ветров этот факт необходимо учитывать в первую очередь.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Акулова Л. Г., Родэ Л. Э. Аэродинамика высокопроизводительных градирен современных ТЭС. — Л.: Энергия, 1972. — 51 с.
2. Final report on cooling tower collapse // Civil Engineering and Public Works Review. — 1966. — № 1722. — P. 1087—1088.
3. Гельфанд Р. Е., Недвига Ю. С., Ким Ен Бе. Исследования трехсекционных башенных градирен // Труды коорд. совещ. по гидротехнике. — Л.: Энергия. — 1977. — Вып. 115. — С. 202—204.
4. Коваленко В. М., Ларичкин В. В. Аэродинамические характеристики трехсекционной градирни // Изв. СО АН СССР. Сер. техн. науч. — 1986. — № 10. — Вып. 2. — С. 67—71.
5. Федяевский К. К., Белоцерковский С. М. Ветровые нагрузки, действующие на сооружения при шквалах // Изв. АН СССР. ОТН. — 1954. — № 6. — С. 19—24.
6. Беспрозванная И. М., Соколов А. Г., Фолин Г. М. Воздействие ветра на высокие сплошностенчатые сооружения. — М.: Стройиздат, 1976. — 183 с.

НОРМИРОВАНИЕ РАСЧЕТОВ

УДК 691.53:539.4(083.75)

В. Д. РАЙЗЕР, д-р техн. наук, проф., Н. Н. КРУЧИНИН, инж.
(ЦНИИСК им. Кучеренко, Москва)

О нормировании прочности строительных растворов

В нормативных документах [1—3] изложен ряд требований, предъявляемых к строительным растворам, основные показатели, методика подбора составов и методы их испытания.

Изображений экономии цемента для растворов на различном вяжущем [1] принято восемь марок растворов по прочности на сжатие. Марке раствора на сжатие соответствует временное сопротивление (предел прочности) на сжатие, определяемое как среднее арифметическое трех испытаний, проведенных на кубах с ребром 70,7 мм, твердевших в нормальных условиях в течение 28 суток.

В настоящее время марка раствора по прочности используется при определении расчетного сопротивления каменной кладки, несущей способности каменных, армокаменных и крупнопанельных конструкций, а также при подборе составов растворов и при контроле его прочности на производстве.

Существующая методика использования средней прочности растворов на сжатие не удовлетворяет требованиям, изложенным в [4], и имеет ряд недостатков. Так, контроль среднего арифметического прочности раствора не дает представления об изменчивости его прочности. Во-первых, это делает контроль прочности растворов при их производстве не жестким, что ведет к перерасходу цемента; во-вторых, тормозит развитие методов расчета каменных и крупнопанельных конструкций на основе вероятностной природы прочности материалов, т. е. не позволяет регулировать надежность строительных конструкций при проектировании [5], а, значит, существенно снизить материалоемкость и стоимость конструкций.

Авторами настоящей статьи проведен анализ изменчивости прочности строитель-

ных растворов для каменных кладок и монтажа крупноблочных и крупнопанельных бетонных и каменных стен. Исследования ставили цель определить фактическую прочность растворов, прочность растворов при заданных обеспеченностях, а также проанализировать аппроксимацию экспериментальных данных теоретическими кривыми распределения.

Для проведения анализа изменчивости прочности строительных растворов были собраны результаты стандартных испытаний растворов, проведенных лабораториями строительных организаций Москвы и области за период 1980—1985 г. В Московской области была обследована группа растворных узлов, в Москве при участии НИИмосстроя — объекты, возводимые домостроительными комбинатами, являющимися потребителями товарного раствора. В настоящей статье рассмотрены отпускная прочность раствора для предприятий области и прочность раствора на строительной площадке для Москвы. В процессе сбора результатов испытаний и их предварительной обработки, которая заключалась в сортировке статистических данных по маркам, растворным узлам, времени года и др., по возможности были исключены недостоверные данные.

Предварительная обработка результатов стандартных испытаний показала, что наиболее часто используются растворы марок М50, М75, М100, М150, М200, а для крупнопанельного домостроения в Москве — М150 и М200. Объемы выборок для них составили от 500 до 8000 испытаний. Марки растворов М4, М10 и М25 используются крайне редко, суммарный объем выборки для них составил немногим более 200 испытаний.

Проведенные ранее статистические исследования прочности растворов основыва-

лись априорно на использовании для аппроксимации экспериментальных данных нормальной кривой распределения.

В исследованиях, проведенных в ЦНИИСК им. Кучеренко, НИИЖБ и других институтах, была показана возможность получения экономической эффективности от использования более точных аппроксимаций экспериментальных распределений прочности строительных материалов [6, 7], а также получения информации о наличии преобладающего фактора из всех факторов, влияющих на прочность [8].

В настоящей статье для решения задач принято программное обеспечение для ЭВМ, разработанное в [6] и основанное на использовании системы кривых Пирсона. Проверка гипотезы о соответствии теоретического распределения экспериментальному осуществлялась с помощью критерия «хи-квадрат» или критерия Колмогорова — Смирнова. Большие объемы выборок и точечные оценки первых четырех моментов для уровня значимости 0,05 всегда приводили к принятию гипотезы о соответствии распределений. По подобранному типу кривой определялась прочность раствора при заданных обеспеченностях.

В таблице приведены требуемые нормами прочности растворов на сжатие (столбец 1), фактические прочности растворов (столбец 2), прочность раствора при обеспеченности 0,95 (столбец 3).

Обработка более 30 выборок результатов стандартных испытаний показала (таблица), что прочность растворов при сжатии по обследованным предприятиям Московской области для марок М50, М75 и М100 практически равна прочности, требуемой стандартом, для марок М150 и М200 она ниже максимально на 10%. Прочность растворов на стройплощадке для марок М150 и М200 равна соответственно 12,5 и 15,0 МПа, (125 и 150 кгс/см²), т. е. на ступень ниже требуемой стандартом. Прочность растворов при обеспеченностях 0,95 на 30...40% ниже средней по [1] для растворных узлов и максимально на 60% — для стройплощадки.

Коэффициент вариации изменялся от 18 до 35%. Среди 7(13) типов кривых Пирсона наиболее часто встречались типы 7,2 и 3, в отдельных случаях — 4, 6, 3 А.

Частичная обработка выборок результатов стандартных испытаний растворов с использованием пакета научных прикладных программ подтвердила, что фактические распределения отличаются от нормального.

Как указывалось в [7], использование третьего и четвертого моментов распределений прочности материала позволяет более точно определить кривую распределения и соответственно его прочность при нормируемой обеспеченности. Однако здесь нужно учитывать следующее.

Раствор как материал применяется в зданиях и сооружениях либо как компонента композитного материала — кладки, либо как материал, соединяющий конструкции, например, панели в стыках крупнопанельных зданий. Поэтому прочность раство-

Марка раствора	Прочность раствора, МПа (кг/см ²)		
	\bar{R}	\bar{R}_ϕ	$R_{0,95}$
М50	5,0 (50)	5,1 (51)	3,5 (35)
М75	7,5 (75)	7,2 (72)	4,5 (45)
М100	10,0 (100)	9,6 (96)	6,0 (60)
М150	15,0 (150)	14,0 (140)	9,0 (90)
М200	20,0 (200)	18,0 (180)	12,5 (125)

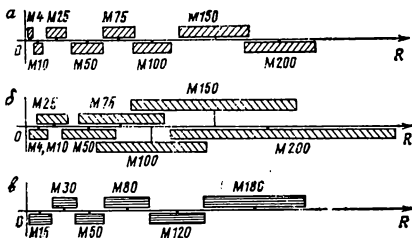
ра необходимо нормировать с учетом заданной обеспеченности прочности других материалов или несущей способности конструкций и ответственности конструкций, узла здания или сооружения.

Прочность раствора незначительно влияет на прочность кладки и несущую способность стыка. В этой связи физическая сторона задачи не требует высокой точности определения прочности раствора при обеспеченности 0,95 по кривой распределения. Математическая же сторона ее показывает, что возрастание сложности вычислений при кривой распределения, определяемой четырьмя моментами, не компенсируется получением большей точности для решения ряда практических задач, что дает нормальное распределение при имеющихся данных о параметрах распределений. Например, прочности раствора марки М100 при обеспеченности 0,95, определенные по нормальной кривой с первыми двумя моментами эмпирического распределения и по типу 7 кривой Пирсона с первыми четырьмя моментами эмпирического распределения, различаются максимально на 8%. Поэтому можно было бы предпочесть использовать в стандарте на растворы функцию распределения нормального закона для временной прочности раствора на сжатие.

Используя два параметра распределений (математическое ожидание и коэффициент вариации) на основе проведенного анализа изменчивости прочности растворов, можно определить влияние дисперсии прочности раствора на расход цемента. Снижение коэффициента вариации с 30 до 20 или 15% (что считается в производстве бетонов ниже нормы и что можно было бы принять в качестве первого этапа упорядочения производства растворов) позволило бы снизить расход цемента активностью М400, принятого за эквивалент, в среднем до 9...12% при учете соответственно фактической прочности раствора и фактического объема производства растворов. Это свидетельствует в пользу перехода к контролю прочности растворов по двум параметрам.

Представляет практический интерес решение задачи о назначении числа марок или классов материалов [9], например раствора, с использованием статистического подхода. Задача об оптимизации существующей шкалы марок (классов) может быть решена с учетом объема выпуска растворов различной марки, а также параметров распределений их прочностей при существующих условиях производства.

Принятая в настоящее время шкала марок раствора по прочности была бы обо-



снованной для использования, если бы коэффициенты вариации для марок М4 и М10, М25, М50, М75, М100 и М150, а также М200 были соответственно равны 25 и 20, 15, 10 и 7,5%.

Марки растворов М25 и менее практически не используются, но, так как может возникнуть в них необходимость, предлагается на основе анализа параметров распределения по маркам М50...М200 использовать одну марку М15 взамен марок М25, М10 и М4.

Поскольку проведенные авторами настоящей статьи исследования не выявили закономерностей изменения коэффициента вариации в зависимости от прочности, то естественно было бы принять единый коэффициент вариации для всех марок растворов. Тогда, например, для коэффициента вариации, равного 15%, возможно принять укрупненную шкалу марок М15, М30, М50, М80, М120 и М180. На рисунке показана шкала марок (классов) раствора по прочности с размахом варьирования: требуемые для существующей шкалы марок (рис. а), фактические для существующей шкалы марок (рис. б), для предлагаемой шкалы марок (рис. в). За границы размахов варьирования принята прочность раствора при обеспеченности 0,95. Эти марки (М30...М180) являются средними значениями прочности приготовленного раствора, а обеспеченности 0,95 будет соответствовать прочность 2,0; 3,5; 6,0; 9,0 и 15,0 МПа, которая и должна контролироваться на стройплощадке. Это достаточно жесткое требование, но оно соответствует требованиям времени.

Решение задачи об оптимизации числа типоразмеров измеряемого признака материалов и изделий (в нашем случае марок или классов по прочности раствора, кирпича и камня) заслуживает внимания тогда, когда размахи варьирования измеряемого признака накладываются друг на друга или когда между ними имеются значительные неперекрываемые промежутки, а развитие технологии производства достигает такого уровня, при котором повышение его экономичности в результате снижения дисперсии измеряемых величин либо полностью исчерпано, либо дисперсия этих величин стабилизировалась. В этой связи исследования оптимального назначения шкалы прочностных характеристик материалов (в нашем случае растворов) надо считать необходимыми для различных регионов страны.

На этапе разработки и внедрения нового вероятностно-статистического подхода к расчету рассматриваемых конструкций и к контролю прочности материалов для них

возможно было бы перейти к использованию укрупненной шкалы марок растворов по прочности М15, М30, М50, М80, М120 и М180. Упорядочение шкалы прочности растворов даст возможность получить экономию цемента в среднем до 10%, исключив возможность смешивания различных марок растворов.

Проведенные исследования и анализ расчетных моделей определения прочности кладки и несущей способности каменных и крупнопанельных конструкций, например, платформенного стыка, показали возможность и необходимость разработки единого вероятностно-статистического подхода к нормированию прочности каменной кладки, материалов для нее (кирпича, камня и раствора), несущей способности каменных и армокаменных, крупноблочных и крупнопанельных конструкций и статистического контроля прочностных характеристик материалов. Этот подход заключается в следующем.

Накопленные данные стандартных испытаний материалов для кладки позволяют определить их апостериорные кривые распределений и табулировать их прочностные характеристики при заданных обеспеченностях.

На основе принятых расчетных моделей для определения прочности кладки или несущей способности стыка методом статистических испытаний находится выборка из псевдослучайных чисел искомых величин. По полученной выборке определяется вид кривой распределения и табулируется прочность кладки или несущая способность стыка. По заданной обеспеченности прочности раствора и кирпича можно определить обеспеченность расчетной прочности кладки или несущей способности стыка и соответственно решить обратную задачу.

На основе нормирования прочности компонент возможно перейти к разработке правил статистического контроля. Анализ изменчивости прочности материалов позволяет определить объем контролируемой выборки, гарантии поставщиков и потребителей, а также влиять на технологию производства.

Проведенные работы по нормированию временной прочности бетона [10, 11] показали целесообразность перехода от марок к классам. В соответствии с [10] классами бетона по прочности называют нормативную кубиковую прочность, задаваемую с обеспеченностью 0,95. Выше, в тексте статьи приведены с округлением классы раствора по прочности. Введение классов в качестве характеристики прочности раствора представляется целесообразным, однако это сделает необходимым пересмотр норм проектирования каменных и армокаменных и крупнопанельных конструкций, а также ГОСТов.

Нормирование временной прочности растворов тесно связано с методикой ее контроля. Приняв допущение о том, что прочность раствора удовлетворяет нормальному распределению, возможно принять метод контроля прочности растворов, в основном аналогичный правилам контроля прочности бетонов.

Поскольку изменение дисперсии прямо связано с изменением качества производственного процесса, особый интерес представляет анализ причин ее изменения, а следовательно, и ее контроль. Поэтому ведение контрольной карты количественных признаков прочности растворов «математическое ожидание/дисперсия» или «математическое ожидание/коэффициент вариации» для контроля технологического процесса производства растворов за определенный промежуток времени надо было бы считать необходимым.

Анализ изменчивости прочности строительных растворов для кладки и монтажа крупноблочных и крупнопанельных стен, а также существующих методов расчета каменных и армокаменных крупноблочных и крупнопанельных конструкций показал возможность и необходимость разработки единого вероятностно-статистического подхода к нормированию расчетных параметров и к контролю прочности материалов. Это потребует перехода для характеристик компонент каменной кладки от марок к классам по прочности.

В решении задач рационального назначения прочности раствора необходимо учитывать параметры технологического процесса приготовления растворной смеси (например, объема приготавливаемой смеси, время, интенсивность перемешивания), а также активность цемента и водоцементное отношение растворной смеси. Исследования последних лет показали экономическую целесообразность перехода к использованию высокоактивных цементов. Однако сниже-

ние расхода цемента может привести к большей неоднородности прочности раствора и, следовательно, негативно сказаться на его качестве. В этой связи авторы настоящей статьи считают необходимым привести в оптимальное соответствие прочность раствора, активность цемента и расход цемента для принятых технологических процессов.

Выводы. 1. Переход от марок к классам по прочности строительного раствора позволит прежде всего привести в соответствие действующие нормативные документы и стандарты на растворы со стандартом СЭВ 384—87 и разработать единый взаимосвязанный статистический подход к расчету каменных и крупнопанельных конструкций и к нормированию прочностных характеристик материалов. Кроме того, он позволит регулировать их надежность при проектировании и получить возможность снизить материалоемкость и стоимость зданий и сооружений.

2. Оптимизация шкалы марок или классов растворов позволит получить существенную экономию цемента.

3. Переход к статистическому контролю прочности строительных растворов для каменных кладок и монтажа крупноблочных и крупнопанельных бетонных и каменных стен по двум параметрам (математическому ожиданию и коэффициенту вариации) позволит получить экономию цемента до 9...12%. Это потребует, однако, значительной работы по упорядочению производства растворов и строительства.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СН 290—74. Инструкция по приготовлению и применению строительных растворов.
2. ГОСТ 4.233—86. Растворы строительные. Номенклатура показателей.
3. ГОСТ 5802—86. Растворы строительные. Методы испытаний.
4. СТ СЭВ 384—87. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету (Взамен СТ СЭВ 384-76. Группа Ж 02).
5. Райзер В. Д. Методы теории надежности в задачах нормирования расчетных параметров строительных конструкций. — М.: Стройиздат, 1986. — 192 с.
6. Андреев О. О. Оценка несущей способности железобетонных сечений с учетом вероятностной природы прочности бетона и стали // Строит. механика и расчет сооружений. — 1984. — № 6. — С. 16—19.
7. О статистической оценке нормируемых характеристик прочности клееной древесины / М. Б. Краковский, Е. М. Знаменский, А. М. Цветков, Ю. Ю. Славик // Строит. механика и расчет сооружений. — 1983. — № 6. — С. 5—9.
8. Складнев Н. Н. Надежность строительных конструкций // Строит. механика и расчет сооружений. — 1986. — № 3. — С. 12—16.
9. Терегулов Г. Светочувствительность пленок по новому ГОСТу // Советское фото. — 1987. — № 2. — С. 40—41.
10. Новое в проектировании железобетонных конструкций / Под ред. А. А. Гвоздева. — М.: Стройиздат, 1978. — 204 с.
11. О переходе от марок к классам бетона по прочности / Ю. П. Гуца, М. И. Бруссер, М. Б. Краковский и др. // Бетон и железобетон. — 1985. — № 10. — С. 39—40.

СЪЕЗДЫ, КОНФЕРЕНЦИИ

УДК 061.3

XVIII научно-техническая конференция молодых ученых и специалистов ЦНИИСК им. Кучеренко

В мае 1987 г. в ЦНИИСК им. Кучеренко (Москва) состоялась XVIII научно-техническая конференция молодых ученых и

специалистов по проблеме: «Экспериментальные и теоретические исследования строительных конструкций». Конференция была

посвящена 60-летию образования ЦНИПС и 30-летию образования ЦНИИСК.

На конференции было заслушано 33 доклада по различным исследованиям в области строительной механики и строительных конструкций, выполненных в ЦНИИСК им. Кучеренко, в МИСИ им. В. В. Куйбышева, ВЗИСИ, Ивановском ИСИ. В обсуждении представленных работ, наряду с молодыми учеными, активное участие также приняли ведущие ученые и специалисты института. Все доклады были распределены по двум секциям. Ряд докладов, рассмотренных в первой секции, касался вопросов динамического расчета сооружений. Работа М. В. Великовича посвящена динамическому расчету опор нефтегазопромысловых сооружений с учетом относительного движения конструкции в жидкости. В двух докладах излагались вопросы моделирования при динамических испытаниях. В докладе Б. К. Гайрова рассмотрены вопросы моделирования динамических испытаний крупнопанельных зданий с адаптивной системой виброзащиты. Доклад П. Д. Мухамеджанова посвящен исследованию модели здания с неупругими выходящими связями, способствующими дозированному энергопоглощению. В сообщении О. А. Гайдука изложена методика определения суммарной взвешивающей волновой нагрузки, действующей на днище отдельно стоящего гравитационного сооружения.

Продолжает тему динамики сооружений работа В. А. Альтергота, М. Е. Кондрахова, М. Е. Хаселева, в которой рассматривается методика расчета комбинированных резинометаллических виброизоляторов. Особое внимание уделяется изучению работы плоских сдвиговых упругих элементов.

В следующей группе докладов рассматриваются результаты исследований деревянных конструкций. Работа В. С. Дзюва посвящена экспериментальному исследованию безмоментных соединений деревянных элементов на вклеенных стеклопластиковых нагелях, в ней приводится также методика практических расчетов таких конструкций. В экспериментальных исследованиях, проведенных И. Н. Соловьевым, изучалось влияние жесткости опорного контура на работу короткой цилиндрической оболочки из древесины. В докладе А. А. Погорельцева предложен алгоритм расчета поперечно-армированных клееных деревянных балок с использованием теории составных стержней А. Р. Ржаницина.

Вопросы расчета металлических конструкций излагались в докладах А. Ю. Калинин и В. И. Сердюкова. В первом предложен универсальный способ расчленения регулярных рам на элементарные фрагменты при определении расчетных длин. Второй посвящен методике оценки прочности и устойчивости пластин двутавровых стержней с использованием предельных поверхностей взаимодействия силовых факторов.

Влиянию технологических факторов на хладостойкость элементов болтовых конст-

рукций из малоуглеродистой стали посвящен доклад В. А. Скорикова.

В докладе Р. Т. Хана приведены методика и результаты натуральных статических испытаний тенто-каркасного сооружения.

Доклады Т. М. Дымковой, С. А. Игумнова посвящены исследованию композитных материалов: диагонально-армированного тканевого материала, а также силикатного камня, армированного волокнами асбеста.

О. В. Захарова, В. В. Гурьев, Г. А. Голубова, П. Я. Хлебной, Т. И. Ким, А. А. Артюшина доложили об исследовании свойств различных теплоизоляционных материалов и о вопросах технологии их применения в строительных конструкциях.

В докладе Ю. П. Скачкова излагалась методика расчета пространственной системы из стеновой панели и фасадной плиты-распорки с учетом податливости соединений.

Прочности и трещиностойкости стен и поддерживающих балок посвящен доклад В. Н. Мукосеева.

Вопросы рационального проектирования арочного свода освещены в докладе В. А. Филиппова.

Не менее широкий круг вопросов нашел отражение и в докладах второй секции. Большое внимание было уделено динамическому расчету сооружений, в частности, на сейсмические нагрузки.

В работе В. А. Аюнца проанализированы вынужденные пространственные колебания сооружений, моделируемые многомассовыми системами. Доклад В. Ф. Валиулиной посвящен использованию матриц перехода при расчете виброизолированных систем на импульсные воздействия.

При рассмотрении сейсмических воздействий учитывались действительные диаграммы деформирования бетона и арматуры в железобетонных колоннах (доклад А. К. Батобекова); взаимодействие сооружения с основанием (доклад П. А. Ясунова); инерционность упругих несущих элементов (доклад М. Ф. Келешева).

В докладе Г. А. Джинчвелишвили показаны конкретные пути анализа динамической системы, характеризующейся упруго-пластической диаграммой деформирования элементов и пространственным характером работы всей конструкции в целом.

Три доклада посвящены вопросам механики сплошных сред: Ф. А. Самедов — «Построение кусочно-линейной поверхности текучести для трансверсально-изотропных сред», В. Я. Блюмкин — «Плоская задача сдвига грунта массива над подземными выработками при криволинейных траекториях перемещений», С. В. Медведев — «О построении пластического потенциала для описания демпфирования грунтовых материалов на основании экспериментальных данных».

Вопросы оптимизации освещены в докладе В. Г. Бельского, М. В. Булгаковой, в котором рассмотрен способ автоматизированного построения оптимального ключа подбора типовых строительных конструкций.

Различные подходы к решению задачи прочности и устойчивости спирально-навивных силосов изложены в работах Н. В. Ахтямова, В. Н. Кима и А. И. Канцыбко. Первые два автора решают задачу для отдельной обечайки силоса между фальцевыми ребрами системы, последний рассматривает систему обечаек.

Работы молодых ученых, представив-

ших результаты своих исследований на конференцию ЦНИИСК им. Кучеренко, по научному уровню, важности и спектру решаемых задач свидетельствуют о сохранении и развитии лучших традиций советской строительной науки. Большинство задач, решаемых молодыми учеными, отражает сегодняшние проблемы строительства. Вместе с тем немалое внимание уделяется и перспективным исследованиям.

Публикуем статьи некоторых авторов, доклады которых были заслушаны на конференции

УДК 624.012.35.046.5:681.3

В. Г. БЕЛЬСКИЙ, М. В. БУЛГАКОВА, кандидаты техн. наук
(ЦНИИСК им. Кучеренко, Москва)

Способ построения ключа подбора типовых железобетонных конструкций

В статье представлены алгоритм и структура пакета программ оптимизации ключа подбора типовых железобетонных конструкций. Под ключом подбора здесь понимается таблица проектных ситуаций, каждая из которых определяется двумя параметрами. Предполагается, что любой проектной ситуации первоначально соответствует своя оптимально запроектированная конструкция (марка). Оптимизация ключа подбора заключается в выборе заданного количества марок в соответствии с принятым критерием оптимальности при условии их заменяемости по одному параметру. Алгоритм решения задачи основан на методе динамического программирования.

Проектную ситуацию в ключе подбора, прежде всего, определяет параметр нагрузки. Второй параметр таблицы ключа обычно характеризуется условиями работы конструкции в здании (особенности конструктивных схем, наличие дополнительного оборудования и т. п.). Одному виду условий работы типовой конструкции соответствует столбец проектных ситуаций таблицы. В каждом столбце исходного ключа подбора марка с большим значением параметра нагрузки может заменить любую марку с меньшим значением этого параметра.

При оптимизации ключа подбора производится замена части марок другими из исходной таблицы таким образом, чтобы для заданного количества марок N критерий оптимальности системы был минимальным. Критерий оптимальности системы формируется с учетом повторяемости условий работы конструкции в здании

$$\Phi = \sum_{i=1}^m \beta_i C_i(n_i) \rightarrow \min, \quad (1)$$

где n_i — количество различных условий ра-

боты (столбцов ключа); β_i — повторяемость проектных ситуаций по столбцам; $C_i(n_i)$ — величина критерия оптимальности i -го столбца; n_i — количество марок в i -м столбце.

При этом должно выполняться условие

$$N = \sum_{i=1}^m n_i. \quad (2)$$

В задаче (1), (2) требуется определить n_i , $i=1, \dots, m$.

В соответствии с методом динамического программирования функция Беллмана этой задачи принимается в виде

$$\Phi^k(N^k) = \min_{n_i} \sum_{i=1}^k \beta_i C_i(n_i); \quad N^k = \sum_{i=1}^k n_i; \quad \kappa = 1, 2, \dots, m.$$

В соответствии с принципом оптимальности Беллмана оптимальное значение n_k на каждом шаге может быть получено с помощью рекуррентного соотношения (уравнение Беллмана)

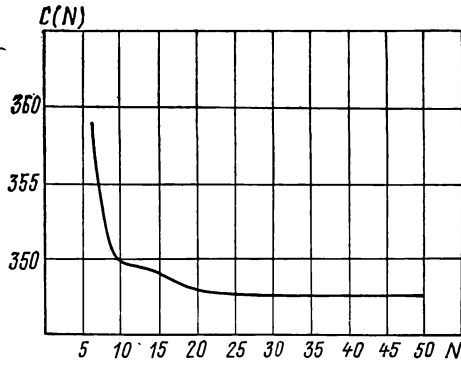
$$\Phi^k(N^k) = \min_{n_k} [\beta_k C_k(n_k) + \Phi^{k-1}(N^{k-1})], \quad (3)$$

$$\text{где } N^{k-1} = N^k - n_k.$$

В каждом столбце значение n_k может изменяться от 1 до M_k — количества марок столбца исходного ключа подбора. Кроме того, значение N^k принимается в пределах

$$\kappa \leq N^k \leq \sum_{i=1}^{\kappa} M_i; \quad \kappa = 1, 2, \dots, m \quad (4)$$

из условия, что в каждом ряду должна быть хотя бы одна марка, а общее количество марок в первых κ рядах не может



превышать всех проектных ситуаций. С учетом этих условий оптимизацию по формуле (3) следует проводить на множестве

$$\max \left(1, N^k - \sum_{i=1}^{k-1} M_i \right) \leq n_k \leq \min (M_k, N^k - 1).$$

Значение функции Беллмана должно быть определено для всех значений N^k , удовлетворяющих условию (4).

Выполнив построение функции Беллмана для всех $k=1, 2, \dots, m$ и запомнив оптимальные значения $n_k(N^k)$ на каждом шаге можно восстановить оптимальный набор n_i , положив $N^m=N$ и выполнив в обратном порядке следующие действия:

$$N^{k-1} = N^k - n_k(N^k);$$

$$k = m, m-1, \dots, 2; n_1 = N^1.$$

Для решения однопараметрической задачи (1), (2) требуется алгоритм построения оптимального унифицированного ряда марок при заданном их количестве по столбцам. С учетом повторяемости проектных ситуаций по нагрузкам γ_j ($j=1, \dots, n$) критерий оптимальности столбца принимается согласно [1, 2]:

$$C(n) = \min_{\{p_1, p_2, \dots, p_n\}} \sum_{k=1}^n \Phi_{p_k} \sum_{j=p_{k-1}+1}^{p_k} \gamma_j;$$

где p_k — номер марки в исходном ряду; k — номер марки в унифицированном ряду; Φ_{p_k} — величина критерия оптимальности

№ п/п	P/S	Здания без крана	Здания с краном				Повторяемость γ
			Q=1 т	Q=2 т	Q=3,2 т	Q=5 т	
1	300/100	1	7	4	9	9	0,1
2	350/100	3	7	4	9	9	0,1
3	350/140	3	7	4	9	9	0,1
4	400/100	5	7	4	9	9	0,1
5	400/140	5	7	10	9	9	0,1
6	500/100	5	7	10	9	9	0,1
7	500/140	5	7	10	9	9	0,1
8	550/100	5	10	10	9	9	0,1
9	550/140	5	10	10	9	9	0,1
10	600/100	10	10	10	10	10	0,1
	Повторяемость β	0,5	0,125	0,125	0,125	0,125	0,1

марки; n — общее количество марок унифицированного ряда.

Алгоритм решения этой задачи разработан в ЦНИИпромзданий и НИИСК (Киев) [2, 3]. Он также основан на методе динамического программирования. Уравнение Беллмана в этом случае имеет вид

$$\Phi^i(p_i) = \min_{p_{i-1}} \left[\Phi_{p_i} \sum_{j=p_{i-1}}^{p_i} \gamma_j + \Phi^{i-1}(p_{i-1}) \right];$$

$$i = 2, 3, \dots, n;$$

$$\Phi^1(p_1) = \Phi_{p_1} \sum_{j=1}^{p_1} \gamma_j.$$

Решение задачи может быть получено после построения функции Беллмана постановкой $p_n=M$, где M — количество марок в исходном ряду.

На основании изложенной методики разработан пакет прикладных программ для оптимизации ключей подбора типовых железобетонных конструкций. Решена задача построения оптимальных ключей подбора панелей КЖС (крупноразмерных железобетонных сводов) размером 3×12 м, поставленная ПИ-1.

Программа автоматизированного проектирования отдельной панели КЖС разработана в соответствии с [4]. В этой задаче под условиями работы панели понимается отсутствие или наличие в здании кранов и их грузоподъемность. Особенностью ключа подбора КЖС является то, что наряду с общей суммарной нагрузкой снеговая нагрузка также является параметром исходной таблицы. Эта двухпараметрическая для каждого столбца задача сводится к однопараметрической, если параметры нагрузок могут быть упорядочены по принципу заменяемости. В случае, когда отдельные марки в ряду не отвечают этому требованию, можно предусмотреть перепроектирование для создания новых марок. В данном ключе подбора процедура перепроектирования не потребовалась.

На рисунке представлена функция критерия оптимальности ключа подбора типа КЖС в зависимости от числа марок в нем. Так, при количестве марок в ключе больше 20 значение критерия оптимальности не изменяется. В таблице представлен оптимальный ключ подбора для 15 марок. Повторяемость γ_j принята постоянной для всех сочетаний общей и снеговой нагрузок P/S; для зданий без крана повторяемость $\beta_1=0,5$, а для всех остальных зданий с краном $\beta_i=0,125$, $i=2, \dots, 5$. В каждом столбце исходного ключа подбора номер марки был принят равным номеру строки. В марках, выбранных для оптимального каталога, нумерация сохраняется. Марки с одинаковыми номерами в разных столбцах различны.

Представленный алгоритм оптимизации ключа подбора для панелей КЖС 3×12 м может быть использован и для панелей пролетом 18 и 24 м. В этом случае в программе необходимо уточнить блок расчета и перепроектирования отдельных марок заданных проектных ситуаций.

Применение данного алгоритма воз-

можно для построения оптимальных ключей подбора и каталогов других конструкций. При этом необходимо уточнить вид ключей подбора рассматриваемой конструкции, предусмотреть заменяемость конструкций в ряду и подключить соответствующую программу автоматизированного расчета.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Складнев Н. Н.* Оптимальное проектирование конструкций и экономия материальных ресурсов. Приложение к журналу «Строит. механика и расчет сооружений». — 1982. — № 6. — С. 17—21.
2. *Методические* рекомендации по использованию программы для оптимального проектирования унифицированных серий железобетонных конструкций. — Киев: НИИСК Госстроя СССР, 1982. — 60 с.
3. *Смилянский Л. М.* Построение сортаментов типовых железобетонных конструкций. Железобетонные несущие конструкции зданий промышленных предприятий. — М.: Стройиздат, 1986. — С. 8—12.
4. *Руководство* по проектированию железобетонных пространственных конструкций покрытий и перекрытий. — М.: Стройиздат, 1979. — 424 с.

УДК 624.044:539.374

Ф. А. САМЕДОВ, инж. (ЦНИИСК им. Кучеренко, Москва)

Построение кусочно-линейной поверхности текучести для трансверсально-изотропной среды при осевой симметрии

Как известно, кусочно-линейная поверхность текучести для изотропной среды, построенная согласно известному предположению Треска, в пространстве главных напряжений $\{\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3\}$ представляет правильную шестигранную призму, проекция на девиаторную плоскость которой дает правильный шестиугольник (рис. 1). На гранях этой призмы удовлетворяется условие пластичности Треска — Сен-Венана, которое предполагает, что скольжение происходит по площадкам наибольшего касательного напряжения.

В случае, если среда обладает свойством анизотропии, как показано Гениевым Г. А. [1], скольжение происходит по опасным площадкам, которые, вообще говоря, не совпадают с площадками наибольшего касательного напряжения. Положение опасных площадок находится путем решения соответствующей экстремальной задачи.

В [1] рассматривается задача о плоской деформации ортотропной среды, где получен аналог условия Треска — Сен-Венана. Этот подход можно применять к случаю осесимметричной деформации трансверсально-изотропной среды, для которого требуется построить кусочно-линейную поверхность текучести.

Предположим, что в плоскости $r\varphi$ среда является изотропной. Тогда ось z цилиндрической системы координат $r\varphi z$ будет совпадать с главным направлением анизотропии, а в плоскости rz среда будет обладать свойством ортотропии.

В осесимметричной задаче кольцевое напряжение $\sigma_\varphi = \sigma_k$ всегда является главным, следовательно, остальные два главных напряжения σ_i и σ_j ($i, j, k=1, 2, 3; i \neq j \neq k$) находятся в плоскости rz (рис. 2). Обозначим через α угол между σ_i и осью r .

Путем решения экстремальной задачи получим условия пластичности для каждой плоскости $\sigma_i\sigma_k$, $\sigma_j\sigma_k$ и $\sigma_i\sigma_j$ в отдельности.

Предположим, что пластичность реализуется в плоскости $\sigma_i\sigma_k$ (рис. 3). Обозначим через θ угол между n и осью σ_k и через η — угол $n \wedge n_{r\varphi}$, где n — нормаль к произвольной площадке, перпендикулярной $\sigma_i\sigma_k$, $n_{r\varphi}$ — проекция нормали n на плоскость $r\varphi$.

Углы θ и η связаны между собой следующей очевидной зависимостью, полученной из рассмотрения скалярного произведения двух единичных векторов в направлениях n и оси σ_k :

$$\sin \eta = \sin \theta \sin \alpha. \quad (1)$$

Касательное напряжение на произвольной площадке, перпендикулярной $\sigma_i\sigma_k$, нормаль к которой составляет угол θ с осью σ_k , выражается соотношением

$$\tau_j(\theta) = 0,5 |\sigma_i - \sigma_k| \sin 2\theta. \quad (2)$$

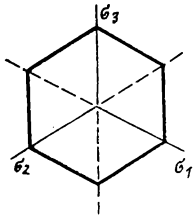


Рис. 1

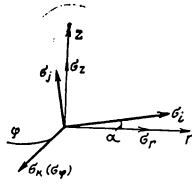


Рис. 2

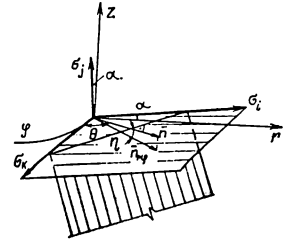


Рис. 3

Предельное сопротивление сдвигу на той же площадке равно $c(\eta)$. Здесь и далее c является функцией угла между нормалью к площадке, в которой реализуется пластичность, и плоскостью $r\varphi$.

Составим следующие очевидные зависимости:

$$\tau_j(\theta) - c(\eta) = 0; \quad (d/d\theta) [\tau_j(\theta) - c(\eta)] = 0,$$

которые с учетом (1) и (2) приводятся к виду

$$|\sigma_i - \sigma_k| \sin 2\tilde{\theta} = 2c'(\tilde{\eta}); \quad |\sigma_i - \sigma_k| \cos 2\tilde{\theta} = c'(\tilde{\eta}) \operatorname{tg} \tilde{\eta} \operatorname{ctg} \tilde{\theta}, \quad (3)$$

где $\tilde{\theta}$ — угол между нормалью к площадке, в которой реализуется пластичность, и осью σ_k

$$\tilde{\eta} = \operatorname{arcsin}(\sin \tilde{\theta} \sin \alpha).$$

Из соотношений (3) и (1), исключая углы $\tilde{\theta}$ и $\tilde{\eta}$, получаем

$$|\sigma_i - \sigma_k| = 2s_{ik}(\alpha), \quad (4)$$

где через $2s_{ik}(\alpha)$ обозначена функция, которая получится в результате выполненных действий. Вид функции $s_{ik}(\alpha)$ здесь не приводится.

Найдем условие пластичности для случая, когда последнее реализуется в плоскости, перпендикулярной σ_j, σ_k (рис. 4). Обозначим через β угол между нормалью m и осью σ_k , а также через γ угол $m \wedge \overline{m}_{r\varphi}$, где m — нормаль к произвольной площадке, перпендикулярной σ_j, σ_k , $\overline{m}_{r\varphi}$ — проекция нормали m на плоскость $r\varphi$. Имеют место зависимости:

$$\sin \gamma = \sin \beta \cos \alpha; \quad (5) \quad \tau_i(\beta) = 0,5 |\sigma_j - \sigma_k| \sin 2\beta. \quad (6)$$

Составим следующие очевидные соотношения:

$$\tau_i(\beta) - c(\gamma) = 0; \quad (d/d\beta) [\tau_i(\beta) - c(\gamma)] = 0. \quad (7)$$

Подставляя зависимости (5), (6) в (7), получаем:

$$|\sigma_j - \sigma_k| \sin 2\tilde{\beta} = 2c(\tilde{\gamma}); \quad |\sigma_j - \sigma_k| \cos 2\tilde{\beta} = c'(\tilde{\gamma}) \operatorname{tg} \tilde{\gamma} \operatorname{ctg} \tilde{\beta}, \quad (8)$$

где $\tilde{\beta}$ — угол между нормалью к площадке, в которой реализуется условие пластичности, и осью σ_k , $\tilde{\gamma} = \operatorname{arcsin}(\sin \tilde{\beta} \cos \alpha)$.

Исключив углы $\tilde{\beta}$ и $\tilde{\gamma}$ из соотношений (5) и (8), приходим к выражению

$$|\sigma_j - \sigma_k| = 2s_{jk}(\alpha). \quad (9)$$

В случае, если условие пластичности удовлетворяется в плоскости, перпендикулярной σ_i, σ_j (рис. 5), имеем следующие соотношения:

$$|\sigma_i - \sigma_j| \sin 2(\tilde{\psi} - \alpha) = 2c(\tilde{\psi}); \quad |\sigma_i - \sigma_j| \cos 2(\tilde{\psi} - \alpha) = c'(\tilde{\psi}), \quad (10)$$

где $\tilde{\psi}$ — угол между нормалью к площадке, в которой реализуется пластичность, и плоскостью $r\varphi$.

Исключая из соотношений (10) угол $\tilde{\psi}$, получаем:

$$|\sigma_i - \sigma_j| = 2s_{ij}(\alpha). \quad (11)$$

Выражения (4), (9) и (11) представляют уравнения граней предельной шестиугольной призмы (рис. 6), проекция на девятаторную плоскость которой дает неправильный шестиугольник. По мере изменения угла α стороны его перемещаются параллельно самим себе, в результате чего меняется форма шестиугольника.

Ребра шестиугольной призмы соответствуют состоянию полной пластичности, когда одновременно выполняются два условия. В этом случае осесимметричная задача становится разрешимой относительно напряжений.

Следует отметить, что кусочно-линейная поверхность текучести для идеально пластической изотропной среды является фиксированной, а в случае анизотропии, как следует из изложенного выше, она в зависимости от напряженного состояния меняет свою форму и величину.

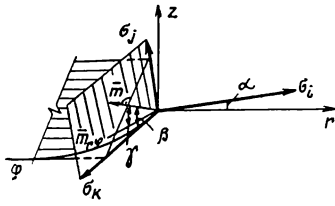


Рис. 4

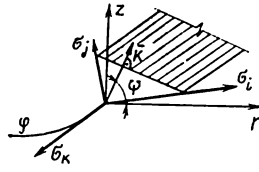


Рис. 5

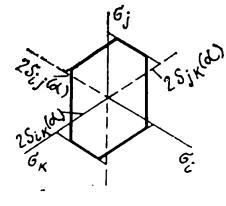


Рис. 6

Грани шестиугольной призмы (рис. 6) параллельны линии $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$, что следует из независимости выражений условий пластичности (4), (9) и (11) от величины гидростатического давления.

В заключение отметим, что полученные результаты могут быть использованы при решении осесимметричной задачи трансверсально-изотропной идеально-пластической среды, когда граничные условия обеспечивают реализацию напряженного состояния, соответствующего ребрам или граням предельной шестиугольной призмы.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Гениев Г. А. Плоская деформация анизотропной идеально пластической среды // Стронт. механика и расчет сооружений. — 1982. — № 3. — С. 14—18.

УДК 624.042.8

В. А. АЮНЦ, канд. техн. наук (ЦНИИСК им. Кучеренко, Москва)

Исследование вынужденных пространственных колебаний сооружений, моделируемых многомассовыми системами

Расчетная динамическая модель (РДМ) сооружения представлена в виде дискретной упорядоченной системы твердых тел, соединенных произвольными упругими связями [1, 2]. В частных случаях возможны в РДМ сочетания материальных точек, недеформируемых пластин и тел. Отдельные узлы или конструкции сооружения, например, перекрытия, отдельные конструктивные части или большие сосредоточения масс в специальных объектах, жесткость которых на порядок больше жесткости других конструкций, считаются абсолютно твердыми. Массы сооружения распределяются по недеформируемым элементам. Другие конструкции сооружения считаются упругими связями с линейной диаграммой деформирования материала (рис. 1).

Задача пространственного движения дискретной системы решается на основе динамики твердого тела [3]. Шесть величин, характеризующих степени свободы i -го тела в пространстве, принимаем за обобщенные координаты; n — массовая система характеризуется следующим блочным вектором обобщенных координат:

$$\vec{Q}^v = \parallel \vec{q}_1^{(1)}, \dots, \vec{q}_r^{(1)}, \dots, \vec{q}_n^{(1)}, \vec{q}_1^{(2)}, \dots, \vec{q}_r^{(2)}, \dots, \vec{q}_n^{(2)} \parallel,$$

где $\vec{q}_k^{(m)}$ — вектор обобщенных координат k -го тела; $m=1,2$; значение $m=1$ соответствует поступательному, а $m=2$ — вращательному движению.

Пространственное движение принятой РДМ в общем виде описывается нелинейными дифференциальными уравнениями с учетом конечных величин перемещений и углов вращения [2, 4]. Для малых колебаний векторные уравнения пространственного движения получаются как частный случай линеаризации нелинейных уравнений [4]. Решения задачи о малых колебаниях могут быть получены в замкнутом виде. В качестве внешнего возмущения принимается сейсмическое воздействие. Учитывая его случайный характер [5] и недостаточность сейсмической информации, задача о вынужденных колебаниях в настоящей статье решается в вероятностной постановке. Целью исследований вынужденных пространственных колебаний является определение кинематических характеристик и инерционных нагрузок, на основе которых анализируется напряженно-деформированное состояние несущих элементов сооружений.

Решение системы линейных векторных дифференциальных уравнений движений ищется разложением векторов фактических координат на векторы коэффициентов главных форм пространственных колебаний и скалярные функции обобщенных координат времени [5]. С помощью вековых уравнений исследуются свободные колебания системы [6], а скалярные дифференциальные уравнения относительно случайных функций обобщенных координат времени имеют следующий вид:

$$\ddot{\xi}_j(t) + 2\lambda_j \dot{\xi}_j(t) + \omega_j^2 \xi_j(t) = -\sigma_{xj} f(t),$$

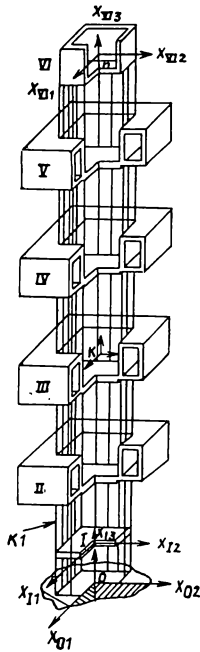


Рис. 1

где $\xi_j(t)$ и $f(t)$ — случайные функции времени; λ — коэффициент диссипации по гипотезе вязкого внутреннего трения; ω_j — собственная частота;

$$\sigma_{xi} = M_j^{-1} \sum_{k=1}^{m \cdot n} \left\{ \vec{Z}_{\bar{X}_k}^{(j)T} [m_k] \left(\left[\beta_{\bar{X}_0}^{(j)} \right] \vec{\sigma}_{\bar{X}_0}^{(j)} + \right. \right. \\ \left. \left. + [X_k^0] \left[\beta_{\alpha_0}^{(j)} \right] \vec{\sigma}_{\alpha_0}^{(j)} + \right. \right. \\ \left. \left. + \vec{Z}_{\alpha_k}^{(j)T} [\theta_k] \left[\beta_{\alpha_0}^{(j)} \right] \vec{\sigma}_{\alpha_0}^{(j)} \right\} \quad (1)$$

— стандарт разложения векторов ускорений случайного сейсмического возмущения по j -й форме пространственных колебаний; $\left[\beta_{\bar{X}_0}^{(j)} \right]$, $\left[\beta_{\alpha_0}^{(j)} \right]$ — диагональные матрицы коэффициентов динамичности по соответствующим векторам сейсмического воздействия $\ddot{X}_0(t)$ и $\ddot{\alpha}_0(t)$ [7]; $[m_k]$, $[\theta_k]$ — диагональные матрицы инерционных параметров k -го

Т а б л и ц а 1

Номер тела	$m_k \cdot 10^{-3}$	№ 6-1, № 6-3		№ 6-2, № 6-1		
		$\theta_{1k} = \theta_{\beta k} \times 10^{-6}$	$\theta_{3k} \cdot 10^{-6}$	θ_{1k}	$\theta_{\beta k}$	θ_{3k}
I	1672	32,36	62,7	33,71	32,36	64,05
II	4250	253,70	549,0	258,80	253,70	554,40
III	4476	261,10	557,0	266,50	261,10	562,60
IV	4366	257,00	552,3	261,40	257,00	556,90
V	4518	262,10	557,6	266,70	262,10	556,90
VI	1678	39,97	62,93	41,65	39,97	64,60

тела РДМ; $\vec{Z}_{\bar{X}_k}^{(j)}$ и $\vec{Z}_{\alpha_k}^{(j)}$ — коэффициенты форм колебаний; $[X_k^0]$ — кососимметрическая матрица геометрических констант k -го тела; M_j — приведенная масса; $\bar{\sigma}_{\bar{X}_0}^{(j)}$, $\bar{\sigma}_{\alpha_0}^{(j)}$ — стандарты интенсивности векторов сейсмического воздействия.

Для решения задачи о вынужденных колебаниях используются методы корреляционной теории [5].

Параметры движения и инерционных нагрузок РДМ для всех взаимосвязанных форм колебаний определяются следующими выражениями:

$$[\dot{Y}] = [Z] [\sigma_k]; \quad [\dot{Y}] = [\dot{Y}] [\omega^{-1}];$$

$[Y] = [\dot{Y}] [\omega^{-1}]; \quad [F] = [M] [\dot{Y}]$, (2) где $[M]$, $[Z]$ — матрицы масс и коэффициентов форм колебаний [6]; $[\sigma_k]$, $[\omega^{-1}]$ — диагональные матрицы стандартов разложения векторов ускорений сейсмического воздействия по формам и обратных значений собственных частот соответственно.

Деформации и усилия пространственной расчетной модели при динамическом воздействии можно определить в линейной постановке задачи, представляя вектор обобщенных инерционных нагрузок $\vec{F}^{(j)}$ по отдельным формам колебаний в квазистатическом виде.

Исследования пространственных колебаний многомассовой системы при сейсмических воздействиях проводятся на примере 24-этажного здания из объемных блоков с монолитным железобетонным ядром жесткости. Основным несущим элементом этого здания является ядро жесткости, в четырех уровнях которого по всему периметру расположены массивные ярусные пятиэтажные блоки торрообразного типа. В РДМ учитывается упругая работа ядра жесткости, массы дискретизированы в шести уровнях в виде недеформируемых тел. В первых двух РДМ, разработанных в [6], ядро жесткости представлено в виде приведенного консольного стержня, а массы распределены в телах симметрично (РДМ № 6-1) и несимметрично (РДМ № 6-2). Анализ свободных колебаний для этих моделей приведен в [6].

К приведенным в [6] РДМ № 6-1 и № 6-2 в настоящей статье добавляются также РДМ № 6-3 и № 6-4.

В РДМ № 6-3 упругие связи многомассовой системы распределены в пространстве по заданной геометрии сооружения. Все расчетные характеристики связей заимствованы из реальной конструктивной схемы сооружения. В горизонтальных плоскостях во всех недеформируемых элементах центры масс и жесткостей совпадают. Пространственная стержневая система с основанием и телами имеет жесткие узлы соединения (см. рис. 1).

РДМ № 6-4 отличается от № 6-3 тем, что имеется эксцентриситет между центрами масс и жесткостей ($e_{X_2 k} \neq 0$). В [6] было отмечено, что из-за асимметрии коле-

бания системы по различным направлениям взаимосвязаны. В симметричных динамических системах эта связь отсутствует и пространственное движение распадается на отдельные группы. В РДМ № 6-1 и № 6-3 таких групп четыре, соответствующих плоскопараллельному движению в пространстве по координатам X_1 и α_2 ; X_2 и α_1 ; X_3 и α_3 . В РДМ № 6-2 и № 6-4 горизонтальные компоненты векторов эксцентриситетов принимают значения в пределах

$$e_{X_{2k}} = (1/25 \dots 1/30) L_{\min},$$

где L_{\min} — минимальный размер недеформируемого тела в плане. В этих моделях имеются две группы взаимосвязанных колебаний по координатам X_1 , α_2 , α_3 и X_2 , X_3 , α_1 соответственно. Инерционные параметры системы приведены в табл. 1 (массы — в кг, моменты инерции масс — в кг·м²).

По размерам фундамента высотного сооружения вектор $\alpha_0(t)$ принимается для поверхностных волн длиной $\lambda_0 > 50$ м. Определяя соответствующие параметры интенсивности и спектрального состава Газлийского землетрясения 1976 года [7], по вы-

ражениям (1), (2) вычисляются характеристики вынужденных колебаний для всех групп РДМ.

В табл. 2 приводятся кинематические характеристики пространственного движения и инерционные нагрузки тела IV (см. рис. 1) по первой форме, а также максимумы этих же величин для системы по всем формам. Максимумы углов поворотов $Y^{j(2)}$, угловых ускорений $\dot{Y}^{j(2)}$ и инерционных нагрузок $F^{j(2)}$ системы с учетом всех форм и направлений сведены в табл. 3.

По полученным данным на рис. 2 показан характер деформирования системы для одной из групп взаимосвязанных колебаний по низшим четырем формам РДМ № 6-2 — (рис. 2,а—г), № 6-4 — (рис. 2,д—з). Из-за сложного характера конфигурации сооружения на рис. 2 приведена вертикальная ось, проходящая через центры масс тел. Вращение показано с помощью преобразования подвижной системы координат k -го тела, для которого приведено также расположение векторов инерционных нагрузок.

В РДМ № 6-1, № 6-2 схема деформирования соответствует в основном изгиб-

Таблица 2

РДМ	$\dot{Y}_{2VI}^{j(1)}$ max $ \dot{Y}_{2k}^{j(1)} $		$Y_{2VI}^{j(1)}$ max $ Y_{2k}^{j(1)} $		$F_{2VI}^{j(1)}$ max $ F_{2k}^{j(1)} $		$\dot{Y}_{2VI}^{j(2)}$ max $ \dot{Y}_{2k}^{j(2)} $		$Y_{2VI}^{j(2)}$ max $ Y_{2k}^{j(2)} $		$F_{2VI}^{j(2)}$ max $ F_{2k}^{j(2)} $	
	м/с ²		м		кН		с ⁻²		рад		кН·м	
№ 6-1	2,63	$\dot{Y}_{2VI}^1 = -3,02$	0,0905	Y_{2VI}^1	4409	$F_{2VI}^1 = 10600$	$-1,54 \times 10^{-2}$	$\dot{Y}_{2VI}^3 = 0,114$	$-5,32 \times 10^{-4}$	Y_{2VI}^1	-617	$F_{2VI}^3 = 19900$
№ 6-3	3,70	\dot{Y}_{2VI}^1	0,2640	Y_{2VI}^1	6202	$F_{2VI}^1 = 14000$	$-9,07 \times 10^{-3}$	$\dot{Y}_{2VI}^6 = 0,0286$	$-6,68 \times 10^{-4}$	Y_{2VI}^1	-362	$F_{2VI}^6 = 7490$
№ 6-2	2,54	$\dot{Y}_{2VI}^2 = -3,50$	0,0854	Y_{2VI}^1	4259	$F_{2VI}^2 = 12300$	$3,33 \times 10^{-3}$	$\dot{Y}_{2VI}^5 = 0,115$	$1,15 \times 10^{-4}$	Y_{2VI}^1	133	$F_{2VI}^5 = 20000$
№ 6-4	3,53	\dot{Y}_{2VI}^1	0,2522	Y_{2VI}^1	5921	$F_{2VI}^1 = 13400$	$-8,67 \times 10^{-3}$	$\dot{Y}_{2VI}^4 = 0,0287$	$-6,64 \times 10^{-4}$	Y_{2VI}^1	-347	$F_{2VI}^4 = 6850$

Таблица 3

РДМ	$\dot{Y}_{pk}^{j(2)}$ max		$Y_{pk}^{j(2)}$ max		$F_{pk}^{j(2)}$ max	
	с ⁻²		рад		кН·м	
№ 6-1	$\dot{Y}_{3VI}^2 = 0,243$		$Y_{1VI}^2 = -1,57 \cdot 10^{-3}$		$F_{3V}^1 = 1,34 \cdot 10^6$	
№ 6-3	$\dot{Y}_{3VI}^1 = 0,126$		$Y_{3VI}^1 = -7,28 \cdot 10^{-3}$		$F_{3V}^1 = 6,89 \cdot 10^4$	
№ 6-2	$\dot{Y}_{3VI}^2 = 0,236$		$Y_{1VI}^1 = -1,47 \cdot 10^{-3}$		$F_{3V}^2 = 1,30 \cdot 10^6$	
№ 6-4	$\dot{Y}_{1VI}^8 = 0,244$		$Y_{3VI}^2 = 5,40 \cdot 10^{-3}$		$F_{111}^8 = 6,99 \cdot 10^4$	

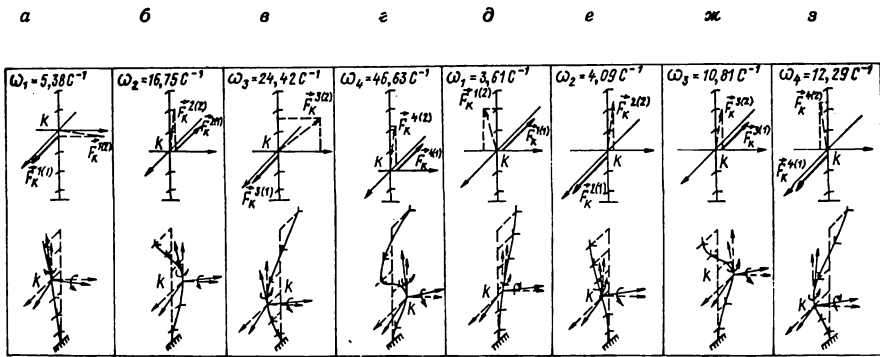


Рис. 2

ным деформациям консольного стержня с конечным числом степеней свободы, а в РДМ № 6-3, № 6-4 — изгибно-сдвиговым деформациям многоэтажных рам с абсолютно жесткими ригелями. В РДМ № 6-3 и № 6-4 наблюдается уменьшение кинематических характеристик вынужденных колебаний системы и инерционных нагрузок, соответствующих вращательным движениям, по сравнению с РДМ № 6-1 и № 6-2. Чем больше число направлений взаимосвязанных движений, тем меньше значения соответствующих характеристик вынужденных колебаний.

На рис. 3 приводятся эпюры внутренних усилий в местной системе координат от сейсмического воздействия для стержневых элементов, расположенных по вертикали К1 по всей высоте здания (нижние четыре формы). Кроме того, показано расположение местной системы координат по отношению к глобальной. Максимальные значения усилий отмечены чертой.

Значения внутренних усилий показывают, что в более нагруженном состоянии находится средняя по высоте часть К1 в промежутке между телами I и IV (см. рис. 3). Усилия в самой высшей части К1, где уже

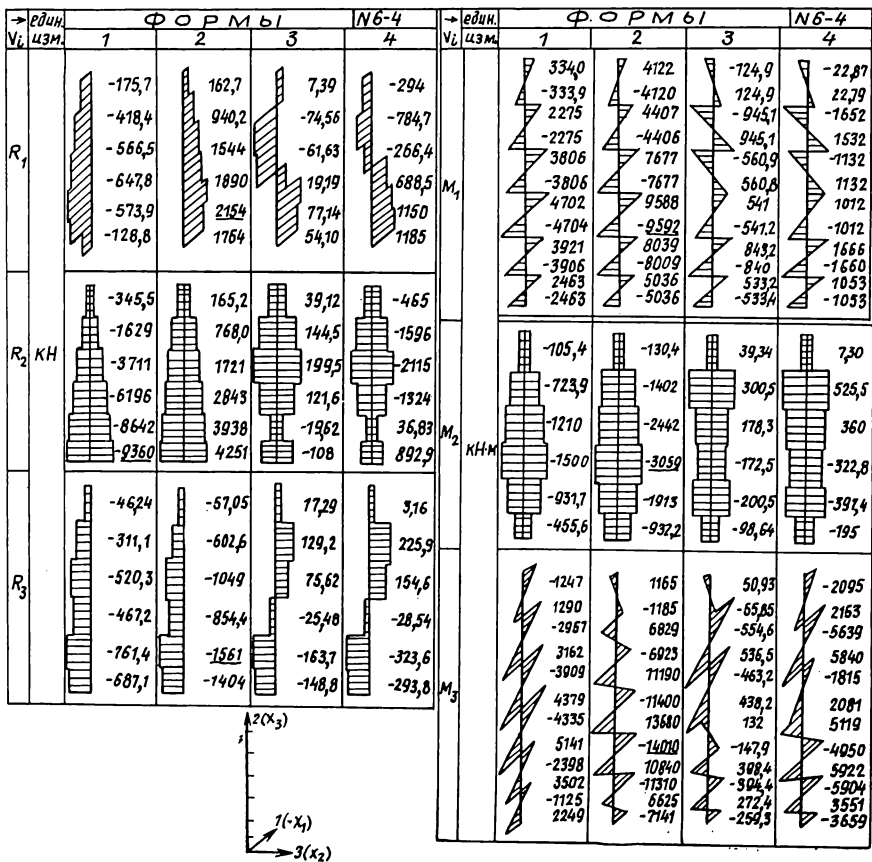


Рис. 3

отсутствуют ярусные массивные блоки, почти на порядок меньше, чем в нижней. Максимумы усилий получаются при первых двух формах соответствующих групп. Значительные усилия и деформации наблюдаются по всем направлениям пространства.

Из изложенного выше можно сделать следующие выводы:

для выявления напряженно-деформированного состояния сооружений при пространственных сейсмических воздействиях более эффективны расчетные модели с рас-

пределенными по заданной геометрии сооружения деформируемыми связями;

асимметрия между центрами масс и жесткостей увеличивает число направлений; взаимосвязанных движений, что приводит к уменьшению расчетных параметров вынужденных колебаний для данного типа сооружения;

максимумы усилий в несущих элементах наблюдаются при низших формах колебания в диапазоне частот от 3,5 до 20 с⁻¹.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ганиев Р. Ф., Кононенко В. О. Колебания твердых тел. — М.: Наука, 1976. — 451 с.
2. Николаенко Н. А., Назаров Ю. П. Динамика и сейсмостойкость пространственных конструкций и сооружений // Исследования по теории сооружений: Сб. статей. — М., 1977. — Вып. XXIII. — С. 66—97.
3. Лурье А. И. Аналитическая механика. — М.: Физматгиз, 1961. — 824 с.
4. Николаенко Н. А., Назаров Ю. П. Вопросы динамики и сейсмостойкости пространственных конструкций и сооружений // Проблемы расчета пространственных конструкций: Сб. науч. тр. / МИСИ им. Куйбышева. — 1980. — С. 106—134.
5. Бологин В. В. Методы теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений. — М.: Стройиздат, 1982. — 351 с.
6. Аюц В. А. Свободные пространственные колебания сооружений, моделируемых многомассовыми системами // Тр. ин-та ЦНИИСК им. Кучеренко. — 1984. — С. 4—11.
7. Назаров Ю. П., Аюц В. А., Джинчелашвили Г. А. Численные параметры векторов сейсмического воздействия Газлийского землетрясения 1976 года // Строит. механика и расчет сооружений. — 1984. — № 2. — С. 41—45.

ВНИМАНИЮ ЧИТАТЕЛЕЙ!

Всесоюзная школа-семинар по проблемам оптимизации

С 5 по 11 сентября 1988 г. в г. Чолпон-Ата Киргизской ССР на базе Фрунзенского политехнического института проводится Всесоюзная школа-семинар «Актуальные проблемы и перспективы применения методов оптимального проектирования строительных конструкций».

Школа-семинар организуется Центральным правлением НТО стройиндустрии, Киргизским республиканским правлением ВНТО стройиндустрии, ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР, Фрунзенским политехническим институтом.

Пленарные доклады прочитают чл.-корр. АН СССР, проф. Н. Н. Складнев (Москва), акад. АН Литовской ССР, проф. А. А. Чирас (Вильнюс), чл.-корр. АН Украинской ССР, проф. В. Н. Шимановский и доктор техн. наук В. Н. Гордеев (Киев), доктор техн. наук, проф. Г. Н. Шоршнев и доктор техн. наук, проф. Р. С. Санжаровский (Ленинград).

В порядке работы школы-семинара секционные заседания не предусмотрены.

Состоятся обсуждение и дискуссия по следующим докладам:

Общая постановка проблемы оптимального проектирования строительных конструкций и сооружений (Н. Н. Складнев);

Оптимизация упругопластических систем при ограничении перемещений (А. А. Чирас);

Оптимизация строительных металлических конструкций (задачи, методы, результаты) (В. Н. Шимановский, В. Н. Гордеев);

Новый метод расчета сжатых железобетонных элементов с учетом случайных

факторов и оптимизации (Г. Н. Шоршнев и Р. С. Санжаровский).

Предусматривается научное сообщение по тематике работ, проводимых в лаборатории оптимизации строительных конструкций ЦНИИСК им. Кучеренко.

Запланирована следующая программа работы школы-семинара:

5 сентября — заезд участников школы-семинара: встреча в аэропорту г. Фрунзе с 10 до 20 ч и переезд автобусами в г. Чолпон-Ата (побережье озера Иссык-Куль);

6—9 сентября — пленарные доклады, их обсуждение и дискуссии;

10 сентября — заключительное заседание: рассмотрение результатов и принятие решения;

11 сентября — отъезд участников; Информацию можно получить у Курбатова Александра Сергеевича по адресу: 109389, Москва, Ж-389, 2-я Институтская ул., д. 6, ЦНИИСК им. Кучеренко, тел. 174-88-69, 174-86-05.

Оргкомитет школы-семинара: Н. А. Алфутов (Москва), У. А. Асаналиев (г. Фрунзе), В. М. Журавлев (зам. председателя, г. Фрунзе), Н. И. Исанов (г. Фрунзе), И. И. Ищенко (зам. председателя, Москва), А. С. Курбатов (уч. секретарь, Москва), Р. Р. Матевосян (Москва), М. У. Носинов (г. Фрунзе), В. Н. Сидоров (Москва), Н. Н. Складнев (председатель, Москва), Ж. Т. Тентиев (уч. секретарь, г. Фрунзе), А. А. Чирас (Вильнюс), В. Н. Шимановский (Киев), Г. Н. Шоршнев (Ленинград).

ОРГКОМИТЕТ

Содержание

ЦНИИСК им. Кучеренко — достижения и задачи	1
НАДЕЖНОСТЬ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ	
Складнев Н. Н., Айзенберг Я. М. Основные направления развития норм проектирования сооружений для сейсмических районов	4
Денеш Н. Д., Сухов Д. Ю., Андреев О. О. Об использовании логнормального закона распределения нагрузки при оценке надежности деревянных конструкций	8
РАСЧЕТЫ НА ПРОЧНОСТЬ	
Милейковский И. Е., Ахтямов А. В. Применение метода начальных параметров к расчету спирально-навивных цилиндрических оболочек	10
Потапов В. Н. Учет при проектировании металлических конструкций опасности перехода стали из упругого состояния в пластическое	15
Генриев Г. А. Давление внутреннего потока вязкой жидкости на круговую оболочку со слабо меняющимся радиусом поперечного сечения	18
РАСЧЕТЫ НА УСТОЙЧИВОСТЬ	
Дривинг А. Я. Метод перемещений в задачах устойчивости плоской формы деформирования тонкостенных стержневых систем	21
ДИНАМИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ	
Ивович В. А., Илленко К. Н., Покровский Л. Н. Исследование колебаний висячих покрытий с помощью вариационных методов	26
Цейтлин А. И., Неустроев Э. А., Кобахидзе М. О. О динамической жесткости (зыбкости) междуэтажных перекрытий	30
РАСЧЕТЫ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ	
Дорофеев В. М. Об автоматизации процессов сбора, обработки, анализа и внедрения в практику проектирования информации ИСС	34
ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ	
Гольденберг Л. И. Учитель З. Е. Экспериментально-теоретические исследования прочности и устойчивости гибкого контура квадратной мембраны с начальным прогибом	36
Горпинченко В. М., Патык В. И., Паршин А. В. Исследование прочности фундаментных болтов	40
Бобряшов В. М., Грушин А. Н., Зарудный Е. Ф., Титов А. Ю. Результаты автоматизации эксперимента по исследованию динамических характеристик заполнителей трехслойных панелей	43
Коваленко В. М., Ларичкин В. В. Интерференция двух трехсекционных градиен в условиях однородного потока	45
НОРМИРОВАНИЕ РАСЧЕТОВ	
Райзер В. Д., Кручинин Н. Н. О нормировании прочности строительных растворов	50
СЪЕЗДЫ, КОНФЕРЕНЦИИ	
XVIII научно-техническая конференция молодых ученых и специалистов ЦНИИСК им. Кучеренко	53
Бельский В. Г., Булгакова М. В. Способ построения ключа подбора типовых железобетонных конструкций	54
Самедов Ф. А. Построение кусочно-линейной поверхности текучести для трансверсально-изотропной среды при осевой симметрии	57
Аюнц В. А. Исследование вынужденных пространственных колебаний сооружений, моделируемых многомассовыми системами	59

РЕДАКЦИОННАЯ КОЛЛЕГИЯ

А. В. АЛЕКСАНДРОВ, В. В. БОЛОТИН, А. В. ГЕММЕРЛИНГ, Г. А. ГЕНИЕВ, П. Ф. ДРОЗДОВ, Ю. А. ДЫХОВИЧНЫЙ, М. И. ЕРХОВ, Б. Г. КОРЕНЕВ, Б. Я. ЛАЩЕНИКОВ, С. В. ПОЛЯКОВ, Л. М. ПУХОНТО, Н. Н. СКЛАДНЕВ (главный редактор), О. И. ТОМСОН, А. А. ЧИРАС

Адрес редакции: 109389, Москва, Ж-389, 2-я Институтская, д. 6, тел. 174-86-47

Технический редактор Н. Н. Удалова

Корректор Г. С. Беляева

Сдано в наб. 10.05.88. Подп. в печать 30.06.88 Т-15334 Формат 70×108¹/₁₆. Бум. книжно-журнальная
Печать высокая. Усл. печ. л. 5,6. Усл. кр.-отт. 6,13. Уч.-изд. л. 7,62 Тираж 3940 экз Зак. 175
Цена 90 коп.

Метод расчета стальных рам как единых нелинейных систем

В ЦНИИСК им. Кучеренко разработан новый метод расчета стальных рам как единых нелинейных систем. Он применяется для расчета стальных рам со сплошностенчатыми колоннами, за исключением цехов с VI—VIII режимом работы кранов.

При расчете используются стандартные программы. Для простых рам возможен ручной счет.

Основные отличия нового метода от традиционного, принятого в СНиП II-23-81 «Стальные конструкции», состоят в отказе от поэлементного метода расчета и связанного с ним понятия расчетных длин элементов и более точном учете форм искривления элементов рам.

Применение нового метода взамен существующего позволит снизить материалоемкость стальных рам в среднем на 10 %.

По новому методу выполнено экспериментальное проектирование:

рамного поперечника блока цехов рудника Шалкия в Казахской ССР (Гипроцветмет Минцветмета СССР);

каркаса разборочно-ремонтного цеха предприятия (УкрНИИПСК Госстроя СССР);

каркаса отделения вакуумирования кислородно-конвертерного цеха № 1 Новолипецкого металлургического комбината им. Андропова Ю. В. (УкрНИИПСК Госстроя СССР);

двухэтажного производственного здания-модуля площадью до 10 тыс. м² из легких металлических конструкций комплектной поставки (УкрНИИПСК Госстроя СССР).

Применение нового метода расчета особенно целесообразно при реконструкции действующих предприятий, так как во многих случаях это позволяет отказаться от усиления конструкций и связанной с этим вынужденной остановки основного производства.

Метод одобрен Всесоюзным семинаром по проблемам устойчивости и на совещании научных работников и проектировщиков в УкрНИИпроектстальконструкция.

Разработчик: ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР, 109389, Москва, 2-я Институтская ул., 6

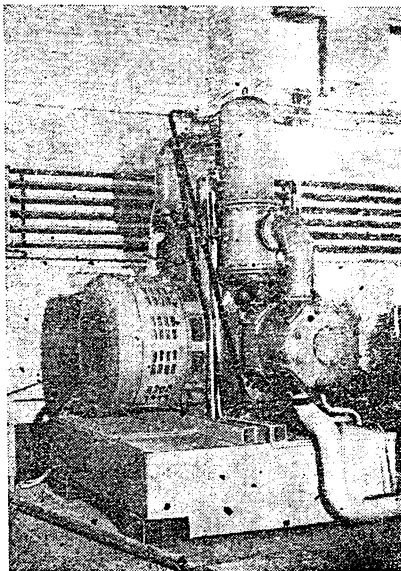
За справками обращаться: 109389, Москва, 2-я Институтская ул., 6, тел. 174-88-92, Кузнецов Б. Н.

Бесфундаментная установка виброактивного оборудования

Бесфундаментная установка оборудования на жесткие подстилающие слои может применяться в промышленных зданиях при установке некоторых типов оборудования с динамическими нагрузками (вентиляторов, насосов, компрессоров и т. п.) вместо установки их на отдельные стоящие фундаменты.

Установка оборудования непосредственно на жесткие подстилающие слои не только существенно сокращает расход материалов (до 60 % бетона) и трудовые затраты по сравнению с установкой на отдельные фундаменты, но и увеличивает универсальность зданий, позволяя наиболее просто производить замену технологического оборудования. Экономический эффект при установке одной единицы оборудования (насоса или компрессора) составит 500...5000 тыс. руб.

Результаты работы внед-

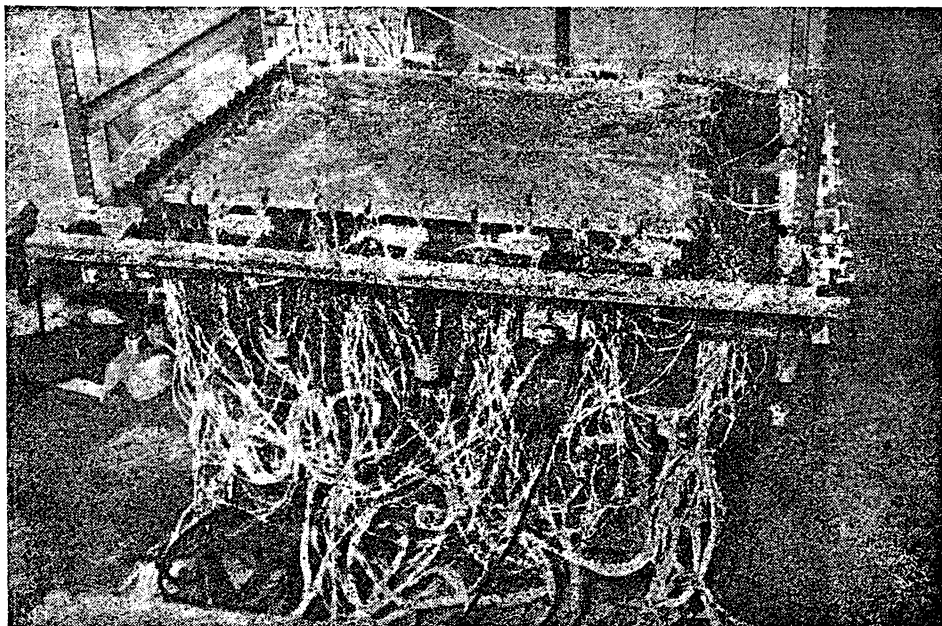


рены при проектировании промышленных предприятий в Московском государственном проектном институте, при установке компрессоров на Карачаровском механическом заводе и на некоторых других предприятиях.

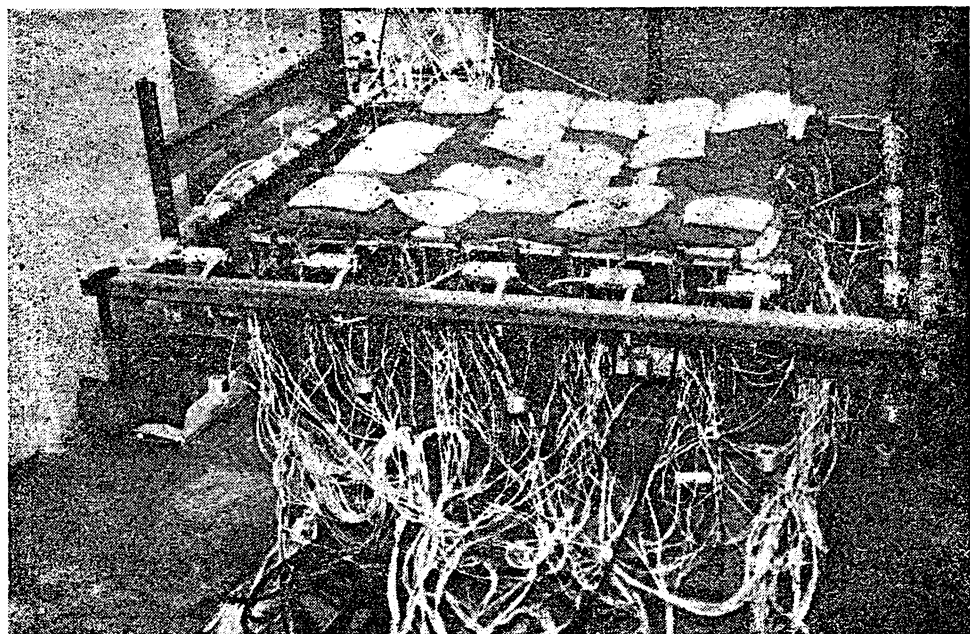
Разработчик: ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР, ЭКБ ЦНИИСК им. Кучеренко, 109389, Москва, 2-я Институтская ул., 6

За справками обращаться: 109389, Москва, 2-я Институтская ул., 6, тел. 174-89-56, Чернов Ю. Т., 174-80-09, Кравченко А. З.

Потеря устойчивости опорного контура мембраны



Вид модели после испытаний



Модель большепролетного мембранного покрытия с предельной нагрузкой