

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА И РАСЧЕТ СООРУЖЕНИЙ

НАУЧНО-

ТЕХНИЧЕСКИЙ

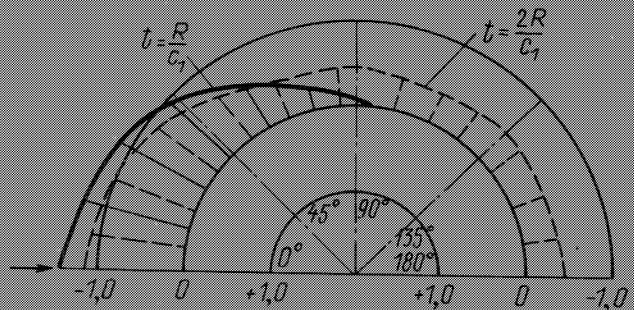
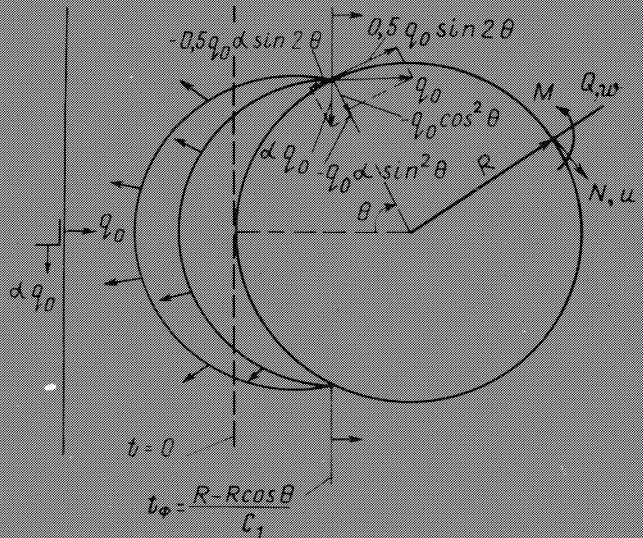
ЖУРНАЛ

ГОСУДАРСТВЕННОГО

СТРОИТЕЛЬНОГО

КОМИТЕТА

СССР



6

1989

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА И РАСЧЕТ СООРУЖЕНИЙ

НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ ЖУРНАЛ
ГОСУДАРСТВЕННОГО СТРОИТЕЛЬНОГО
КОМИТЕТА СССР

Издается с января 1959г.	НОЯБРЬ	ДЕКАБРЬ	Выходит 6 раз в год
Москва	№6	(186)	1989 Стройиздат

Строительная механика вчера и сегодня

В этом году исполнилось тридцать лет журналу «Строительная механика и расчет сооружений». Жизнь подтвердила целесообразность и необходимость его существования наряду с академическими журналами, такими, как «Прикладная математика и механика», «Механика твердого тела», «Прикладная механика» и др. Журнал приобрел своего постоянного читателя в лице работников научно-исследовательских институтов, высших учебных заведений, строительных проектных организаций. Достаточно высока роль журнала как всеобщего, постоянно действующего форума специалистов в области теории сооружений, работающих в различных городах. В течение тридцати лет журнал стремится определять приоритетные направления строительной механики в нашей стране.

Отличительной чертой тематики журнала является то, что строительная механика рассматривается в нем как составная, важнейшая область строительной науки, органически связанная с потребностями народного хозяйства.

На фоне масштабного промышленного, транспортного, гидротехнического и гражданского строительства строительная механика включала в себя все более новые и сложные задачи, создавала все более совершенные глубокие и быстрые методы расчета, которые внедрялись в проектную практику. В 180 номерах журнала (1959—1989 гг.) опубликовано около 3500 статей по многим вопросам теории и практики расчета сооружений.

Строительную механику нельзя рассматривать только как чисто математическую дисциплину. Она связана с разработкой принципов и методов расчета реальных сооружений на прочность, устойчивость, жесткость и надежность.

Потребности народного хозяйства поставили перед строительной механикой целый ряд проблем в связи с появлением и развитием новых конструктивных форм и применением новых строительных материалов.

Так, например, появление и развитие крупнопанельного домостроения потребовало создания методов расчета сложных пространственных систем с учетом деформативности соединений. В этом направлении получили развитие и применение традиционная теория стержневых систем и теории составных стержней, пространственных систем. Проектирование и строительство всяких покрытий, мембранных конструкций вызвало необходимость рассмотреть вопросы их изменяемости, сформулировать положения расчета систем с односторонними связями.

Строительство зданий на структурно неустойчивых грунтах, подрабатываемых территориях привлекло внимание к расчету зданий совместно с основаниями, наделенными нетрадиционными свойствами.

Динамические воздействия и процессы различной природы (движение поездов метро, штамповка, мощные турбоагрегаты и др.), необходимость гашения колебаний высотных сооружений при ветровых воздействиях, задачи виброизоляции промышленного оборудования и чистых производств от вибраций — все это стимулировало исследования в области динамики сооружений.

Существенное внимание в журнале уделяется проблеме сейсмостойкости как разделу строительной механики сооружений. Рассмотрены новые важные задачи, изучены системы с выключющимися связями, решаются проблемы неупругого деформирования сооружения и др.

Журнал уделяет большое внимание

публикациям, касающимся дальнейшего применения и развития многих традиционных разделов строительной механики: теории расчета стержневых систем; теории пластин и оболочек и других тонкостенных пространственных конструкций; давлению и сопротивлению сыпучих сред; расчету конструкций, лежащих на упругом основании; несущей способности и предельному состоянию сооружений; равновесным состояниям и предельной несущей способности конструкций; теориям прочности строительных материалов; теории разрушения к анализу накопления повреждений и др. Постоянно публикуются результаты исследований, направленных на совершенствование нормативных документов по проектированию несущих конструкций.

В решении перечисленных проблем широко используются методы высшей математики. Если в первые годы существования журнала в качестве математического аппарата использовались классические методы математического анализа, то в дальнейшем все шире стали привлекаться методы теории вероятностей, математического программирования, программирования для ЭВМ, матричное и векторное исчисление, теория обобщенных функций. Современные направления строительной механики широко используют тензорный и функциональный анализ, теорию групп, алгебраическую топологию, математическую теорию управления и т. п.

Сегодня можно говорить о тесном союзе строительной механики и вычислительной техники. Так, матричные методы оказались особенно эффективными при решении задач строительной механики на ЭВМ, хотя уже в 50-е и 60-е годы применение теории матриц в задачах упругой устойчивости и колебаний сооружений позволило получить плодотворные результаты.

Несмотря на то, что прямые вариационные методы (Бубнова — Галеркина, Ритца и др.) продолжают привлекать внимание исследователей, 60-е и 70-е годы явились триумфом метода конечных элементов (МКЭ). Число публикаций и объекты исследований с применением МКЭ непрерывно растут. Метод позволяет рассматривать тела сложной формы, в нем содержится более высокий порядок аппроксимации и большая точность при учете граничных условий по сравнению с разностными методами (МКР). Однако составление системы канонических уравнений в МКЭ несколько трудоемко, чем в МКР, который также широко используется в расчетах (как и вариационно-разностные подходы).

Последнее время конкурентоспособным методом выступает метод граничных элементов. Численные методы позволили получить широкий класс инженерных решений пространственных конструкций (мембран, оболочек), произвести расчеты многоэтажных зданий как единых систем и т. п. Однако для анализа напряженного состояния вблизи особенностей (сосредоточенная сила, вырез, концы трещин и др.)

остаются вполне надежными аналитические подходы.

В отличие от традиционных подходов в строительной механике, имевших дело с некоторыми идеальными материалами, поведение реальных строительных материалов, не укладывающееся в классические схемы, заставило перейти к специфическим расчетным моделям.

Широкое развитие получили методы предельного равновесия в сочетании с методами математического программирования (в частности, симплекс-метода). На основе этого подхода удалось оценить несущую способность многоэтажных рам, пластин, оболочек. Обобщение теории предельного равновесия (теория приспособляемости) позволило рассмотреть важные задачи определения несущей способности при многократных воздействиях. В последние годы область применения расчетов с использованием жесткопластической модели постоянно расширяется несмотря на конкуренцию методов, использующих упругопластическую модель. Особенно полезна жесткопластическая модель при динамических расчетах, в том числе при сейсмических воздействиях.

Успешное применение теории течения позволило учесть возможную неравномерность нарастания нагрузок (напряжения связаны с приращениями деформаций).

Немаловажное значение приобретает учет и геометрической нелинейности. Шаговые методы с их различными модификациями (продолжение по параметру, последовательные нагружения и т. п.) позволили оценивать предельную несущую способность и исследовать равновесные состояния при нелинейном деформировании конструкции. Важной, нерешенной проблемой остаются учет многих загружений и выбор наиболее опасного при нелинейных расчетах.

Работа таких комплексных материалов, каким является железобетон, потребовала проведения исследований, направленных на разработку современной теории железобетона, которая соединила бы в себе характерную для строительной механики строгость с обобщением результатов многочисленных экспериментальных исследований.

Критерии прочности, проблема ползучести, длительной прочности важны не только для железобетонных конструкций, но и для полимеров, которые стали широко применяться в строительстве.

Существенное развитие получили также теории прочности анизотропных строительных материалов.

Успешно применяется и теория разрушения. Важное ее достижение — теория трещин получила применение в расчетах элементов строительных конструкций на выносливость при решении проблемы усталости.

Требования к проектируемым конструкциям многообразны. С одной стороны, необходимо обеспечить их достаточную прочность, жесткость, устойчивость, а, с другой стороны, добиться предельной легкости и экономичности. Так, возникли в

строительной механике задачи оптимального проектирования, позволяющие осуществить переход от допустимых инженерных решений к оптимальным. Важным вопросом здесь является выбор критерия оптимальности.

Критерий минимума массы является достаточно ограниченным. В реальном проектировании необходимым критерием является минимум стоимости, а также трудоемкости и т. п. Таким образом, возникают задачи многокритериальной оптимизации. Определение экстремума функции многих переменных реализуется на ЭВМ с использованием методов детерминированного и случайного поиска. Актуальными задачами являются оптимизация каталога строительных изделий, исследование несущей способности материалов с оптимальными свойствами.

Точности математического описания при решении задач строительной механики посвящено много статей. Не менее важным представляется этап инженерного осмысления результатов, выбор расчетной схемы.

Комплексные модели — главное направление развития теории сооружений. Здесь необходимо избегать односторонних подходов. Именно выбору расчетной модели конструкции, сооружения следует уделять особое внимание.

Важным является и завершающий этап расчета — оценка надежности при выбранной расчетной схеме. Исключительная важность этого этапа состоит в том, что именно здесь решается вопрос выбора достаточно надежной, долговечной и экономичной конструкции. Для обоснования этого служат методы теории надежности, получившие широкое развитие как важный инструмент совершенствования основных положений расчета на основе метода предельных состояний.

Составными частями этого направления, основанного на применении вероятностных методов, являются проблема изучения воздействий на конструкции, правила их сочетания, учет изменчивости механических свойств конструкций. Определению вероятности разрушения элементов конструкций и сооружений посвящено обширное число публикаций. В поисках обоснованных решений по установлению этой вероятности неизбежным стало применение и развитие вероятностно-оптимизационных методов.

Проблема неэкономической ответственности, допустимого минимума риска наиболее острая сегодня в связи с тем, что участились стихийные бедствия.

Изучение проблемы надежности многоэлементных систем, комплексных конструкций привлекает внимание специалистов к разработке алгоритмов методов статистического моделирования.

Нельзя пренебрегать также экспериментальными методами строительной механики. На исследование несущей способности, проверку теоретических положений при испытании моделей, фрагментов сооружений, их узлов и т. п. всегда было обращено внимание специалистов. Широкие возмож-

ности появляются при автоматизации экспериментальных исследований посредством ЭВМ.

В настоящее время развитие строительной механики идет, с одной стороны, по пути разработки все более совершенных вычислительных методов, ориентированных на применение электронно-вычислительной техники, с другой, — по пути уточнения расчетных схем и исходных гипотез, положенных в основу расчета. Уточняются математические модели действительного поведения материалов конструкции, условия нагружения, величины нагрузок, возможные отклонения расчетных величин от заданных значений, разрабатываются методы оптимизации конструкций. Все теснее становится связь строительной механики с проектированием конструкций, технологией их изготовления, транспортировки монтажа, условиями эксплуатации.

С появлением ЭВМ многие вопросы расчета и проектирования механических систем поддаются формализации и алгоритмизации. В этом направлении достигнуты весьма значительные успехи и предстоит их дальнейшее развитие. На ЭВМ будет полностью перенесен весь подпадающий формализации инженерный труд. Еще больше возрастет эффективность принимаемых решений.

Нельзя при этом забывать или преуменьшать роль специалиста в процессе принятия решения. На его долю всегда останутся неформальные вопросы, связанные с постановкой задачи, выбором цели проектирования, принятием гипотез, расчетной схемы и др.

В связи с проведением радикальной экономической реформы нашего общества возникают вопросы дальнейшего развития фундаментальных исследований. Строительная механика является фундаментальным разделом строительной науки. Если «замкнуть» строительную механику только на узкие хозяйственные цели, то через короткое время ее развитие существенно отстанет от исследований, проводимых в передовых странах. Нельзя путать инженерную работу с научной, что, к сожалению, характерно для ряда руководящих работников аппарата управления.

Во всем мире государство, крупные фирмы финансируют фундаментальные исследования с отдаленной перспективой, казалось бы, не имеющей конкретного выхода. Но они-то как раз и дают идеи, приносящие впоследствии большую прибыль.

Государственная научно-техническая политика по обеспечению достаточного финансирования фундаментальных исследований по приоритетным направлениям теории сооружений, разработка новой модели управления строительной наукой, демократизация, самостоятельность и ответственность научных коллективов, реальная соотязательность (которая также требует средств) обеспечат прогресс в капитальном строительстве.

В. Д. РАЙЗЕР

УДК 624:621.642.3.04:624:046.5

М. У. УШИЦКИЙ, канд. техн. наук (ЦНИИпромзернопроект, Москва), В. Ю. ЯНЬКОВ,
канд. техн. наук (ВЗИПП, Москва)

О распределении статических давлений сыпучей среды на стены силоса

Многочисленные экспериментальные исследования статических давлений сыпучей среды на стены силосов, выполненные на модельных [1—3] и реальных [3—6] емкостях, свидетельствуют о значительном случайном рассеивании измеренных значений q и расхождении с известным решением Янсена до 40%. Такой характер давлений обусловлен рядом факторов случайной природы, проявляющихся в случайном разбросе исходных значений основных физико-механических параметров среды: плотности γ , коэффициентов внешнего f и внутреннего $\operatorname{tg} \varphi$ трения [7], а также в их случайной флуктуации по глубине засыпки y . Рассматриваемые в литературе различные вероятностные аналоги задачи Янсена, связанные, например, с учетом изменчивости коэффициента бокового распора среды $K=K(\varphi)$ по высоте засыпки [8] или с учетом территориально-сортовой изменчивости физико-механических параметров $\gamma, f, \operatorname{tg} \varphi$ [9], позволяют оценить вероятностные характеристики давления q , определить его нормативные и расчетные значения, корректно сопоставить результаты расчета и эксперимента. При решении этих задач важную роль играет оценка распределения q . Некоторые закономерности статических распределений бокового давления q_x получены в [1, 4] на основе синхронной фиксации q_x в большом (60—110) числе точек поверхности силоса. Ниже на основе экспериментальных данных об изменчивости $\gamma, f, \operatorname{tg} \varphi$ [7] исследовано распределение $\rho(q_x)$ в силосах и дано его сопоставление с экспериментом.

1. Гистограммы давления $\rho(q_x)$ строились по результатам экспериментальных замеров γ, f, φ согласно [7] для стратифицированной по схеме пропорционального расчленения выборки из 56 партий зерна пшеницы различных регионов страны и импортируемого в СССР.

Давления q_x вычислялись по формуле Янсена

$$q_x = (\gamma R/2f) [1 - \exp(-2f\xi y/R)], \quad (1)$$

где R — радиус силоса; $\xi = \operatorname{tg}^2(\pi/4 - \varphi/2)$ — коэффициент бокового давления.

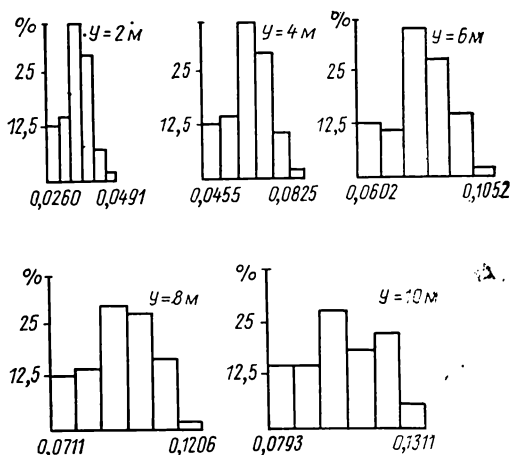
Затем для сгруппированных по шести интервалам значений q_x на ЭВМ для $R = 1,5; 3; 4,5; 6$ м и $\varphi = 2; 4; 6; 8$ и 10 м были построены гистограммы $\rho(q_x)$ и опре-

Таблица 1

R, м	y, м	Количество точек в интервале						q_{\max}' кг/см ²	q_{\min}' кг/см ²	$M_{q'}$	$\sigma_{q'}$	P^*
		1	2	3	4	5	6					
1,5	2	7	8	20	16	4	1	0,049	0,026	0,036	0,005	0,983
	4	7	7	19	16	6	1	0,082	0,045	0,062	0,008	0,985
	6	7	6	19	15	8	1	0,105	0,060	0,080	0,01	0,986
	8	7	8	16	15	9	1	0,121	0,071	0,094	0,011	0,992
	10	8	8	15	10	12	1	0,131	0,079	0,104	0,013	0,996
3	2	7	7	23	15	3	1	0,054	0,028	0,039	0,005	0,982
	4	7	8	20	16	4	1	0,098	0,052	0,072	0,009	0,983
	6	7	6	21	16	5	1	0,135	0,073	0,100	0,013	0,984
	8	7	7	19	16	6	1	0,165	0,091	0,124	0,015	0,985
	10	7	5	19	16	8	1	0,19	0,107	0,144	0,017	0,986
4,5	2	7	7	23	14	4	1	0,055	0,029	0,040	0,005	0,982
	4	7	8	21	16	3	1	0,104	0,054	0,076	0,010	0,983
	6	7	8	20	16	4	1	0,147	0,078	0,108	0,014	0,983
	8	7	7	21	15	5	1	0,185	0,099	0,137	0,017	0,984
	10	7	6	21	15	6	1	0,218	0,119	0,163	0,020	0,984
6	2	7	7	23	14	4	1	0,056	0,029	0,041	0,006	0,983
	4	7	7	23	15	3	1	0,108	0,056	0,078	0,010	0,982
	6	7	8	21	16	3	1	0,154	0,081	0,113	0,015	0,983
	8	7	8	20	16	4	1	0,196	0,104	0,144	0,019	0,983
	10	7	7	21	15	5	1	0,325	0,126	0,174	0,022	0,983

Таблица 2

	Источник	k_q
Эксперименты	Дойч Г., Шмидт [1]	1,08—1,36
	Клягью К. [3]	1,24—1,40
	Бердичевский Г. И., Скориков Б. А., Иссерс Ф. А. [6]	До 1,15
	Курочкин А. М. [5]	1,1—1,15
	Гарбуз В. И., Трухлов А. М. [2]	0,97—1,16
Расчетные значения	Ушицкий М. У., Халтурина Т. И. [7]	1,25—1,40

Гистограммы $\rho(q_x)$ для $R=1,5$ м, $y=2-10$ м

делены математические ожидания давления M_q , их стандартные отклонения σ_q , минимальные и максимальные значения q_x (табл. 1).

Анализ показывает, что для $R/y = \text{const}$ гистограммы (см. рис.) одинаковы, что следует из (1). Вычисляя производные $\partial q_x / \partial y$ и $\partial^2 q_x / \partial y^2$, можно показать, что при всех $y > 0$ $\partial q_x / \partial y > 0$, а $\partial^2 q_x / \partial y^2 < 0$. Положительная определенность $\partial q_x / \partial y$ объясняет сдвиг $\rho(q_x)$ вправо при росте y , а отрицательная $\partial^2 q_x / \partial y^2$ обуславливает ее «размывание», т. е. увеличение дисперсии σ_q^2 с ростом y . Расчеты по критерию χ^2 показали, что аппроксимация $\rho(q_x)$, представленная в табл. 1 и на рисунке, нормальными законами с теми же значениями M_q и σ_q невозможна (вероятность нормального распределения мала и для всех $\rho(q_x) \leq 0,33$).

Представленные в табл. 1 величины M_q и σ_q позволяют оценить расчетные значения нагрузки верхней границы двухстандартного доверительного интервала $M_q + 2\sigma_q$ и определить вероятность достижения этого значения P^* . Полученные значения $P^* = 0,982 - 0,996$ (см. табл. 1) с увеличением y незначительно возрастают, а с ростом R убывают в пределах 1,5%, так что для дальнейшего можно принять $P^* = \text{const}$ при всех R и y и равным 0,982. Значения коэффициента перегрузки $k_q = 1 + 2\sigma_q / M_q$ остаются практически неизменными по высоте засыпки и возрастают от 1,25 до 1,4 с увеличением R от 1,5 до 6 м [9].

2. Сравнение расчетных гистограмм $\rho(q_x)$ и приведенных в [1] по данным замеров поля давлений в 109 точках поверхности модельного силоса, заполненного песком фракций 14—36 меш. по BS—410, позволяет заключить, что распределения q_x [1] негауссовские, асимметричны и конфигурационно близки приведенным на рисунке. По данным этого эксперимента для емкости с $R=0,38$ м и $y=3,66$ м были определены приведенные значения $M_q^3(y)$. Максимальное расхождение соответствующих значений M_q и M_q^3 составляло при $y=3,55$ м 17,5%, причем M_q дает оценку сверху по отношению к M_q^3 . Сравнение σ_q и σ_q^3 не могло быть выполнено из-за того, что способы их получения различные.

В [4] для зерна с $\langle \gamma \rangle = 805,8$ кг/м³, $\langle \varphi \rangle = 31^\circ$ измерены значения q_x в железобетонном силосе ($\langle f \rangle = 0,46$) радиусом $R=3,5$ м и высотой 43 м после заполнения его наполовину, полностью и последующего опорожнения наполовину. Сравнение величин $M_q + 2\sigma_q$ показало, что при засыпке силоса наполовину расчетные давления отличаются от осредненных по сечению экспериментальных на 6,3—25%, при полной засыпке — на 4,3—37,4% и после опорожнения наполовину — на 10,4—58% (оценки снизу). Большие расхождения в оценке давлений частично опорожденного силоса объясняются изменениями исходных значений $\langle \gamma \rangle$, $\langle f \rangle$, $\langle \varphi \rangle$ вследствие переупаковки частиц среды при выпуске, что не оценивалось в эксперименте и не могло быть учтено при обработке его результатов.

Сопоставляя расчетные величины $k_q = 1,25 - 1,4$ с экспериментальными [1—3, 5, 6] (табл. 2), можно отметить их близость, объясняя разброс $k_q^3 = 1,08 - 1,4$ различием свойств выбранных в экспериментах сред, геометрических и жесткостных характеристик емкостей, особенностями методики измерений q_x и т. д. При этом практически все экспериментальные значения q_x находятся в пределах расчетного двухстандартного доверительного интервала $M_q + 2\sigma_q$.

Таким образом, отмеченные закономерности распределения давлений статистически неоднородной сыпучей среды на стены силоса находят удовлетворительное экспериментальное подтверждение, а используемая методика оценки их распределения является, по-видимому, правомерной. При этом решение Янсена в первом приближении может быть использовано в качестве детерминированного аналога в вероятностных расчетах статических давлений сыпучей среды на стены силоса.

- С П И С О К Л И Т Е Р А Т У Р Ы
1. Дойч Г., Шмидт Л. Давление на стенки силоса. — М., 1969. — № 2. — 170—181. — Тр. америк. о-ва инж.-механиков. Сер. «В».
 2. Гарбуз В. И., Трухлов А. М. Давление сыпучего материала на стенку круглого силоса по результатам измерения деформаций стенки модели // Исследование напряженного состояния железобетонных силосных сооружений. — Вып. 4. — Саратов. — 1975. — С. 107—122.
 3. Blight G. E. Pressures exerted by materials stored in silos. Part. J. Coarse materials. Geotechnique. — Vol. 36. — 1986. — N 1. — P. 33—46.
 4. Pham L., Nielsen J., Munch — Andersen J. Statistical characteristics of silo pressure due to bulk solids. 2-nd Ind. Conf. of Bulh Mat. Wollongong. — 1986. — P. 1—6.
 5. Курочкин А. М. Давление зерна в силосах: Обзор экспериментальных работ // Исследование напряженного состояния железобетонных силосных сооружений. — Вып. 3. — Саратов. — 1971. — С. 3—82.
 6. Комплексное исследование работы сборного корпуса с силосами из криволинейных преднапряженных железобетонных элементов / Г. И. Бердичевский, Б. А. Скориков, Ф. А. Иссерс и др. // Исследование напряженного состояния железобетонных силосных сооружений. — Вып. 4. — Саратов. — 1975. — С. 83—106.
 7. Ушицкий М. У., Халтурина Т. И. Оценка давления статистически неоднородной сыпучей среды на стены силосных емкостей // Исследования по расчету строительных конструкций и надежности сооружений. — М.: Стройиздат, 1987. — С. 25—31.
 8. Граник В. Т. О вероятностной модификации теории сыпучей среды // Прикладная механика. — 1986. — Т. 22. — № 3. — С. 84—91.
 9. Ушицкий М. У., Яньков В. Ю. О давлении статистически неоднородной сыпучей среды на стены силоса // Строит. механика и расчет сооружений. — 1987. — № 4. — С. 59—62.

УДК 624.072.2

М. И. ЕРХОВ, д-р техн. наук, проф., МУХАММЕД АЛЬ-КАСТИ канд. техн. наук
(Университет дружбы народов им. Патриса Лумумбы, Москва)

Большие прогибы локально нагруженных идеально пластических балок с различным опиранием

В классической теории идеальной пластичности или теории предельного равновесия значение предельной нагрузки (несущей способности) системы или тела определяется согласно жесткопластической схеме деформирования. Такая схема приводит к тому же значению несущей способности, что и упругопластическая, но является намного проще последней. Перемещения при этом считаются малыми. Жесткопластическая схема деформирования предполагает, что пластические деформации существенно превосходят упругие, качественно это может соответствовать, например, неограниченному пластическому деформированию или его нестесненности. При этом целесообразен учет конечных перемещений или геометрической нелинейности. Учет конечных перемещений при расчете идеально пластических систем вскрывает также резервы несущей способности системы.

Аналитическое решение задач об идеально пластических системах с учетом геометрической нелинейности связано с большими трудностями, но предпочтительнее численного. Полное аналитическое решение задачи о больших перемещениях балки с шарнирно неподвижными опорами, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой, дано в [1] и имеет довольно сложный вид. Оно распространено лишь на задачу о такой же балке, дополнительно нагруженной изгибающими моментами на опорах [2]. Достаточно приемлемое по точности решение этой и более сложных задач можно получить более простым методом, не учитывая продольного перемещения вдоль оси балки (в [3] показано, что радиальное перемещение в аналогичной задаче о круглой пластинке не влияет на мощность диссипации энергии и им можно пренебречь). В [4] показано, что полученное таким методом решение задачи о больших прогибах балки с шарнирно неподвижными опорами под действием равномерно распределенной нагрузки несущественно отличается от решения [1].

В настоящей статье рассматриваются задачи о поведении однопролетных идеально пластических балок с двумя видами опирания: защемление по обоим концам, а также с одним защемленным и с другим шарнирно опертым концами; опоры неподвижны.

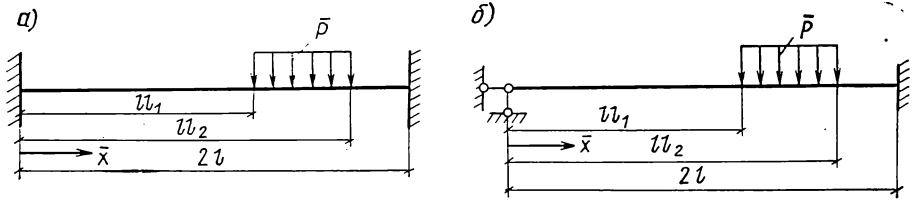


Рис. 1. Схемы балок и их нагружение
 а — балки с защемленными опорами; б — то же, с защемленной и шарнирно оперттой опорами

Нагрузка распределена на части балки $l_1 \leq x < l_2$ (рис. 1), где $x = x/l$ — безразмерная, x — размерная продольная координата; $2l$ — пролет балки; p — интенсивность распределенной нагрузки, l_1 и l_2 — безразмерные координаты начала и конца действия нагрузки. При $l_1 = 0$ и $l_2 = 2$ нагрузка распределена по всей балке.

В каждом из указанных случаев деформирование балки можно разделить на два этапа. Первый этап соответствует предельному равновесию балок при «малых» прогибах с образованием необходимого числа пластических шарниров, достаточных для превращения балки в «механизм»: второй — соответствует учету больших прогибов, возникновению зон пластичности, увеличивающихся с ростом нагрузки.

Уравнения равновесия балки с учетом больших прогибов в безразмерных координатах и переменных запишем в виде:

$$d^2 m/dx^2 + n d^2 w/dx^2 + p = 0, \quad dn/dx = 0, \quad (1)$$

где $m = M/\sigma_s b h^2$, $n = N/2 \sigma_s b h$, $w = 2\bar{w}/h$, $p = \bar{p} l^2/\sigma_s b h^2$, M , N —

внутренние изгибающий момент и нормальная сила; σ_s — предел текучести; $2h$ — высота поперечного прямоугольного сплошного сечения балки; b — ширина его; \bar{w} — прогиб, черта означает размерность величины.

В пластическом состоянии внутренние усилия подчиняются условию текучести

$$\pm m + n^2 - 1 = 0. \quad (2)$$

Рассмотрим защемленную на двух опорах балку (рис. 1,а). На первом этапе (при малых прогибах) в балке образуются три пластических шарнира: на опорах — при $x=0$ и $x=2$, в пролете — при $x=x_2$, причем скорости прогибов равны

$$\dot{w} = \left\{ \frac{w_2}{2-x_2} \right\} (2-x) \text{ при } x \geq x_2; \quad \dot{w} = \left\{ \frac{w_2}{x_2} \right\} x \text{ при } x \leq x_2,$$

где точка означает дифференцирование по времени, в качестве которого примем параметр интенсивности нагрузки p .

На этом этапе прогибы балки равны нулю, при этом $n=0$ и из (1) с учетом $m=1$ при $x=x_2$ получим

$$m = [p(l_2 - l_1) - 0,5(c_2 + 1)]x + 0,5p(l_1^2 - l_2^2) + c_2; \\ c_2 = 2p(l_2 - 2) - 1 \pm \sqrt{(1 - 2pl_2 + 4p)^2 - (1 - 4pl_2 - 8p)}. \quad (3)$$

Поскольку $m=-1$ при $x=0$, из (3) следует значение предельной нагрузки

$$p = 64/[(l_2^2 - l_1^2 - 4l_2 + 8)^2 - 16(l_2 - 2)^2]. \quad (4)$$

При этом пластический шарнир в пролете возникает в сечении с координатой $x = 0,25(l_1^2 - l_2^2) + l_2$. Для полностью загруженной балки при $l_1=0$, $l_2=2$ из (4) следует $p=4$, а также $x_2=1$, что соответствует равномерно распределенной предельной нагрузке для защемленной балки.

Второй этап начинается сразу при прогибах балки, отличных от нуля. В окрестности координаты $x=x_2$ с увеличением нагрузки p образуется пластическая зона $x_1 \leq x \leq x_3$ (рис. 2), в которой $m=1-n^2$ согласно (2), а $n=\text{const}$ по всей балке, причем n изменяется с изменением p . Из уравнения равновесия (1) следует выражение для прогибов на участке $x_1 \leq x \leq x_3$

$$w = w_0 - (p/2n)(x - x_2)^2, \quad (5)$$

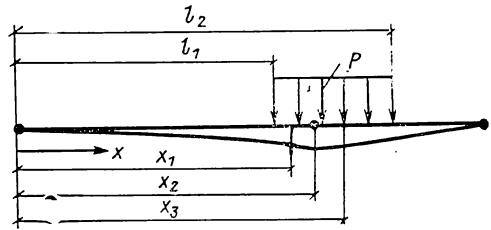


Рис. 2. Деформирование балки

отсюда скорости прогибов получаются равными

$$\dot{\omega} = \dot{\omega}_0 - (p/2n) \cdot (x - x_2)^2 + (p/n) (x - x_2) \dot{x}_2, \quad (6)$$

где $\omega_0 = \omega_2$ — прогиб при $x = x_2$.

В зонах $0 \leq x \leq x_1$ и $x_3 \leq x \leq 2$ значение $m < 1 - n^2$, в связи с чем скорости прогибов в этих зонах можно выразить формулами

$$\dot{\omega} = \left\{ \frac{\omega_1}{x_1} \right\} x \text{ при } 0 \leq x \leq x_1; \quad \dot{\omega} = \left\{ \frac{\omega_3}{2 - x_3} \right\} (2 - x) \text{ при } x_3 \leq x \leq 2, \quad (7)$$

где ω_1 и ω_3 — прогибы при $x = x_1$ и $x = x_3$.

Из функций (7) следует, что прогибы в рассматриваемых зонах равны:

$$\omega = \omega_1 x/x_1 \text{ при } 0 \leq x \leq x_1; \quad \omega = \omega_3 (2 - x)/(2 - x_3) \text{ при } x_3 \leq x \leq 2. \quad (8)$$

На границах раздела зон с различным напряженным состоянием при $x = x_1$ и $x = x_3$ из условия непрерывности величин ω и $\dot{\omega}$ должны выполняться соотношения для скачков

$$[\dot{\omega}_x] + \dot{x}_l [\omega_{xx}] = 0; \quad [\ddot{\omega}] + \dot{x}_l [\dot{\omega}_x] = 0, \quad i = 1, 3, \quad (9)$$

где квадратные скобки означают скачок заключенной в них величины, нижние индексы — дифференцирование по x .

Определяя $[\omega_x]$ и $[\omega_{xx}]$ согласно (5)–(8) при $x = x_1$ и $x = x_3$, из первого условия (9) интегрированием получим

$$\omega_1 = (p x_1/n) (x_2 - x_1); \quad \omega_3 = (p/n) (x_3 - x_2) (2 - x_3). \quad (10)$$

Из (5) и (10) можно определить ω_0 по каждому из выражений (10)

$$\omega_0 = (p/2n) (x_2^2 - x_1^2); \quad \omega_0 = (p/2n) (x_2^2 - x_3^2 + 4 x_3 - 4 x_2), \quad (11)$$

причем эти выражения равносильны.

Имея выражения (8), (10), из уравнения (1) получим m соответственно в зонах $0 \leq x \leq l_1$ и $l_1 \leq x \leq x_1$:

$$m = 1 - n^2 - (p/2) (x - x_1)^2; \quad m = 1 - n^2 - (p/2) [x_1^2 - l_1^2 - 2x(x_1 - l_1)], \quad (12)$$

а также в зонах $x_3 \leq x \leq l_2$ и $l_2 \leq x \leq 2$:

$$m = 1 - n^2 - (p/2) (x - x_3)^2; \quad m = 1 - n^2 - (p/2) [2x(l_2 - x_3) + x_3^2 - l_2^2]. \quad (13)$$

С помощью условий $m = -(1 - n^2)$ при $x = 0$ и $x = 2$ из (12) и (13) следуют выражения

$$p = 4(1 - n^2)/(x_1^2 - l_1^2); \quad p = 4(1 - n^2)/(x_3^2 - 4x_3 + 4l_2 - l_2^2), \quad (14)$$

причем эти выражения равносильны.

Из выражений (11) и (14) можно получить значение $x_2 = 0,25(l_1^2 - l_2^2) + l_2$, определенное ранее с использованием (4). Окончательно выражение для прогиба при $x = x_2$ получим в виде

$$\omega_0 = (p/4n) [(l_2 - l_2^2/4 + l_1^2/4)^2 + 4x_3 - x_3^2 - 4l_2 + l_2^2 - l_1^2].$$

Значение n в зависимости от p (или x_2, x_3) можно определить, например, из условия максимума безусловной функции [3]

$$\Phi = \frac{4(1 - n^2)}{x_3^2 - 4x_3 + 4l_2 - l_2^2} + \lambda \frac{2(1 - n^2)(x_2^2 - x_3^2 + 4x_3 - 4x_2)}{n(x_3^2 - 4x_3 + 4l_2 - l_2^2)} - \lambda \omega_0,$$

где λ — множитель Лагранжа.

В качестве условия для максимума p по (14) использовано второе выражение (11). Определяя $\partial\Phi/\partial n = 0$, $\partial\Phi/\partial x_3 = 0$ и решая полученную систему уравнений, находим

$$n = \sqrt{(x_2^2 - x_3^2 + 4x_3 - 4x_2)/(x_2^2 + x_3^2 - 4x_3 + 4x_2 - 2l_1^2)}. \quad (15)$$

Теперь значение p согласно (14) и (15) определится выражением

$$p = 8/(x_2^2 + x_3^2 - 4x_3 + 4x_2 - 2l_1^2), \quad (16)$$

причем для $x_3 = x_2$ из (16) следует (4).

С помощью полученных выражений прогибы в зонах $0 \leq x \leq l_1$ и $l_2 \leq x \leq 2$ определяются соответственно формулами

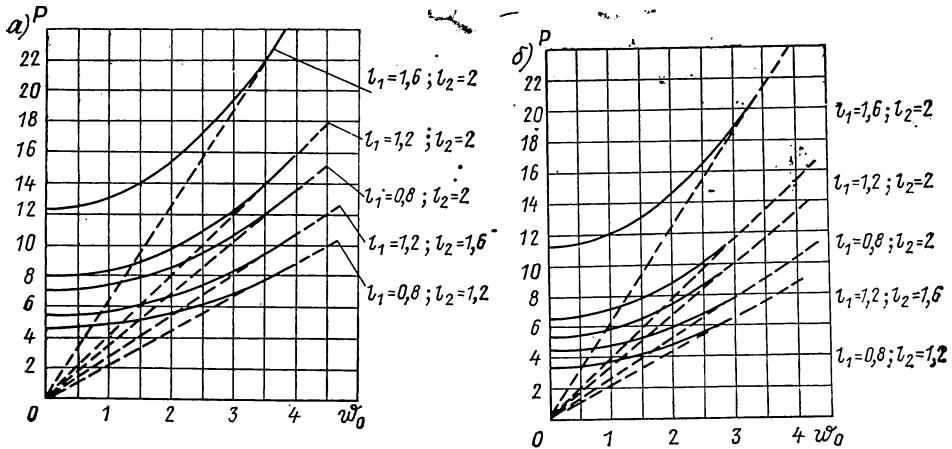


Рис. 3. Зависимость между p и w_0 для балки
а — по схеме рис. 1, а; б — по схеме рис. 1, б

$$w = p x (x_2 - l_1)/n; \quad w = p (2 - x) (l_2 - x_2)/n, \quad (17)$$

а изгибающие моменты в этих зонах равны

$$m = (1 - n^2) (2x - l_1)/l_1; \quad m = (1 - n^2) (2 + l_2 - 2x)/(2 - l_2).$$

При значениях прогиба $w_0 = 4$ балка превращается в нить, поскольку при этом $m = 0$, $n = 1$ (рис. 3). После этого значение w_0 с p будет связано формулой

$$w_0 = (p/2) [(l_2 - l_2^2/4 + l_1^2/4)^2 - l_1^2].$$

Рассмотрим нагружение балки согласно второй схеме (см. рис. 1, б). Один конец балки шарнирно оперт неподвижно, другой — зашпелен. На первом этапе (при «малых» прогибах) образуются два пластических шарнира в сечениях с координатами $x = x_2$ и $x = 2$ (см. рис. 2). Аналогично предыдущему случаю (см. рис. 1, а) получим следующее выражение предельной нагрузки при прогибах, равных нулю:

$$p = \frac{-2(l_2^2 - l_1^2 - 4l_2 - 8) + 8\sqrt{2(l_2^2 + l_1^2 + 4l_2) + (2 - l_2)^2}}{(l_2^2 - l_1^2 - 8l_2 + 16)(l_2^2 - l_1^2)},$$

а координата возникновения пластического шарнира в пролете при этом равна

$$x_2^0 = 2 - \sqrt{(2 - l_2)^2 + 4/p}. \quad (18)$$

Второй этап деформирования балки начинается с возрастанием p при прогибах, отличных от нуля; формулы (5)–(13) имеют место и в данном случае. Из (12) и (13) с помощью условий $m = 0$ при $x = 0$ и $m = -(1 - n^2)$ при $x = 2$ получим

$$p = 2(1 - n^2)/(x_1^2 - l_1^2); \quad p = 4(1 - n^2)/(x_3^2 - 4x_3 + 4l_2 - l_2^2), \quad (19)$$

причем эти выражения равносильны.

Из (11) и (19) следует

$$x_2 = x_3/2 - x_3^2/8 + l_2/2 - l_2^2/8 + l_1^2/4. \quad (20)$$

Выражение (20) показывает, что x_2 зависит от x_3 ; в результате образуется пластическая зона $x \leq x \leq x_3$, в которой координата максимального прогиба x_2 перемещается с увеличением нагрузки. Приравняв в (20) $x_3 = x_2^0$, получим тождество, означающее, что x_2 по (20) и (18) равны только для случая малых прогибов (равных нулю); после этого x_2 увеличивается с увеличением x_3 . Окончательное выражение для w_0 (прогиб при $x = x_2$) представится следующим образом:

$$w_0 = \frac{p}{4n} \left[\frac{1}{4} \left(x_3 - \frac{x_3^2}{4} + l_2 - \frac{l_2^2}{4} + \frac{l_1^2}{2} \right)^2 + 2x_3 - \frac{x_3^2}{2} - 2l_2 + \frac{l_2^2}{2} - l_1^2 \right].$$

Осуществляя процедуру, аналогичную процедуре, проведенной выше для первой схемы, получим

$$n = \sqrt{\frac{\frac{1}{4} \left(x_3 - \frac{x_3^2}{4} + l_2 - \frac{l_2^2}{4} + \frac{l_1^2}{2} \right)^2 + 2x_3 - \frac{x_3^2}{2} - 2l_2 + \frac{l_2^2}{2} - l_1^2}{L}},$$

$$\text{где } L = \frac{1}{4} \left(x_3 - \frac{x_3^2}{4} + l_2 - \frac{l_2^2}{4} + \frac{l_1^2}{2} \right) + \frac{1}{4} \left(x_3 - \frac{x_3^2}{4} + l_2 - \frac{l_2^2}{4} + \frac{l_1^2}{2} \right) (x_3^2 - 4x_3 + 4l_2 - l_2^2) + \frac{x_3^2}{2} - 2x_3 + 2l_2 - \frac{l_2^2}{2} - l_1^2.$$

Отсюда и из выражения (19) находим

$$\rho = \frac{4 + x_3 - x_3^2/4 + l_2 - l_2^2/4 + l_1^2/2}{L}.$$

Изгибающие моменты в зонах $0 \leq x \leq l_1$ и $l_2 \leq x \leq 2$ равны соответственно

$$m = (1 - n^2) (x/l_1); \quad m = (1 - n^2) (2 - 2x + l_2)/(2 - l_2),$$

а прогибы в этих зонах определяются формулами (17).

При значениях прогиба $2 \leq \omega_0 \leq 4$ балка превращается в нить, при этом $m=0$, $n=1$ (рис. 3, б). Значение ω_0 с ρ после этого связано формулой

$$\omega_0 = (\rho/2) [0,25 (2l_2 - l_2^2/2 + l_1^2/2)^2 - l_1^2].$$

Таким образом, в статье получено аналитическое решение задач о деформировании балок с различными опиранием опор при больших прогибах, нагруженных локальной нагрузкой. Решение показывает существенные резервы несущей способности расматриваемых балок.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Gürkök A., Hopkins N. G. The effect of geometry on the load carrying capacity of beams under transvers load // SIAM J. Appl. Math. — 1973. V. 25. — N 3. — P. 500—521.
2. Gürkök A., Hopkins H. G. Plastic beams finite deflection under transverse load with variable end — constraints // J. Mech. and Phys. Solids: — 1981. — V. 29. — № 5—6. — p. 447—476.
3. Ерхов М. И., Старов А. В. Большие перемещения идеально пластической круглой пластинки с шарнирно неподвижным краем // Строит. механика и расчет сооружений. — 1987. — № 6. — С. 22—25.
4. Ерхов М. И., Мухаммед Аль-Кастри. Большие прогибы идеально пластических шарнирно опертых балок при различных распределенных нагрузках. — Деп. в ВИНТИ, 20.12.1988, № 8869.

УДК 624.014.2.072.33

В. М. ГОРПИНЧЕНКО, д-р техн. наук, Б. С. ЦЕТЛИН, канд. техн. наук,
В. М. ТУСНИНА инж. (ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко, Москва)

К вопросу расчета гибких соединений ригелей

С КОЛОННАМИ

Характерной особенностью гибких (податливых) соединений ригелей с колоннами является возможность относительно свободного поворота конца ригеля в результате изгиба узловых соединительных элементов, обладающих незначительной изгибной жесткостью. К податливым соединениям относятся узлы крепления ригелей к колоннам с помощью парных вертикальных уголков и парных планок (рис. 1). Их особенность состоит в низкой трудоемкости изготовления и монтажа, а также в уменьшении массы колонн за счет разгрузки, что весьма важно для массового строительства многоэтажных жилых и общественных зданий, где, как правило, ограничен габарит колонн.

Отечественные [1] и зарубежные [2] исследования гибких узлов рам не дают полного представления о напряженно-деформированном состоянии и несущей способности таких узлов.

За расчетную схему ригеля в системе рамы с гибкими узлами принята балка ступенчатой жесткости, упруго защемленная на опорах, нагруженная в соответствии с экспериментом приблизительно в четвертях пролета (рис. 1, а).

При выборе расчетной модели ригеля было учтено: определяющее влияние упругих свойств соединительного элемента на величину угла поворота ригеля (длина ригеля, или расстояние между внутренними гранями колонн l , момент инерции ригеля I

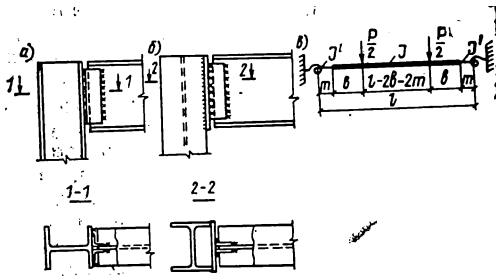


Рис. 1. Конструктивные решения узлов (а, б) и расчетная схема ригеля (с)

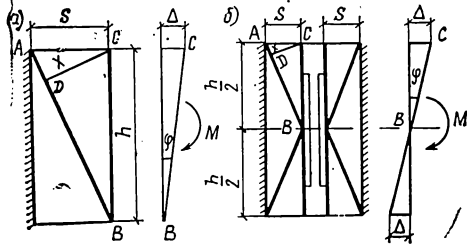


Рис. 3. Схемы пластических шарниров «колонной» полки уголка (а) и планки (б)

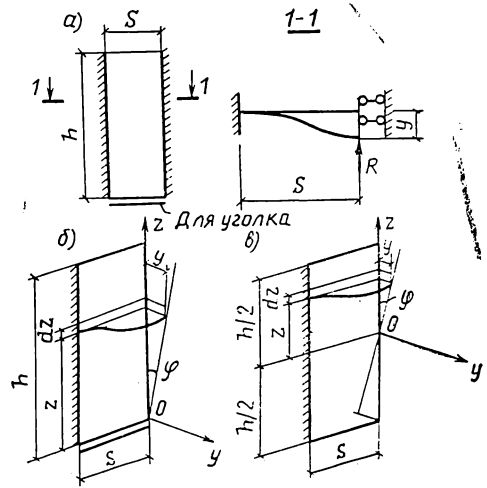


Рис. 2. Расчетная схема «колонной» части соединительного элемента (а) и схема деформации уголков (б) и планок (с)

и меньшая по сравнению с балкой жесткость соединительного элемента (его длина m , момент инерции I').

Опорные моменты в ригеле можно определить из решения канонического уравнения метода сил: $\delta_{11}x_1 + \Delta_{1p} + \varphi = 0$.

Левая часть уравнения выражает суммарный угол поворота опоры, в котором φ зависит от упругих свойств узла: $\varphi = cx_1$, где c — коэффициент защемления ригеля. Тогда опорный момент в ригеле

$$x_1 = -\Delta_{1p} / (\delta_{11} + c). \quad (1)$$

Для определения c в качестве расчетной модели поперечной (колонной) части соединительного элемента принята пластинка, жестко защемленная вдоль продольных кромок и с возможностью перемещения продольного края пластинки, контактирующего с продольной (ригельной) частью соединительного элемента (рис. 2, а). В соединении на уголках нижний край пластинки считается свободно опертым на полку колонны.

Пластинка разбита на не связанные между собой (условно) полоски шириной Δz , в которых горизонтальная реакция от смещения подвижной опоры $R = E \Delta z t^3 y / s^3$, где E — модуль упругости стали; t — толщина уголка или поперечной планки; s — ширина «колонной» полки уголка или поперечной планки.

Удельный изгибающий момент, соответствующий повороту опорного сечения ригеля на единичный угол в узле на парных вертикальных уголках и на планках, имеет вид:

$$\bar{M}_a = 2 \int_0^h \frac{R z dz}{\theta \Delta z}; \quad \bar{M}_p = 2 \int_{-h/2}^{h/2} \frac{R z dz}{\theta \Delta z}.$$

Тогда коэффициенты защемления ригеля в узлах соответственно будут равны:

$$c_a = 1/\bar{M}_a = 3/2 E (s/t h)^3 \quad \text{и} \quad c_p = 1/\bar{M}_p = 6/E (s/t h)^3,$$

где h — длина уголка или поперечной планки.

Подставляя значения Δ_{1p} , δ_{11} , c_a и c_p в формулу (1), можно определить опорный момент в ригеле

$$M = P l \left[\mu \left(1 + \frac{\mu}{\alpha} \right) + \beta (1 - \beta) \right] / \left[\frac{4}{3} + 4\mu \left(\frac{1}{\alpha} - 1 - \frac{4}{3} \beta \right) + \xi \frac{s}{\alpha l} \left(\frac{s}{t} \right)^2 \right], \quad (2)$$

где P — нагрузка на ригель; l — пролет ригеля; $\mu = m/l$; $\alpha = I'/I$; $\beta = b/l$ (см. рис. 1, в); ξ — безразмерный коэффициент: для узла на уголках $\xi = 1$, на планках $\xi = 4\chi$; $\chi = t_b/t$ — отношение толщин продольной и поперечной планок.

Выражение для угла поворота ригеля имеет вид: $\varphi = -\Delta_{1p} / (1 + \delta_{11}/c)$. Подставляя в это выражение значения Δ_{1p} , δ_{11} и c , получим формулу угла поворота ригеля

$$\varphi = (P l^2 / 4 E I) \left[\mu \left(1 + \frac{\mu}{\alpha} \right) + \beta (1 - \beta) \right] / \left\{ 1 + \eta \left[1 + \mu \left(\frac{3}{\alpha} - 3 - 4\beta \right) \right] \right\},$$

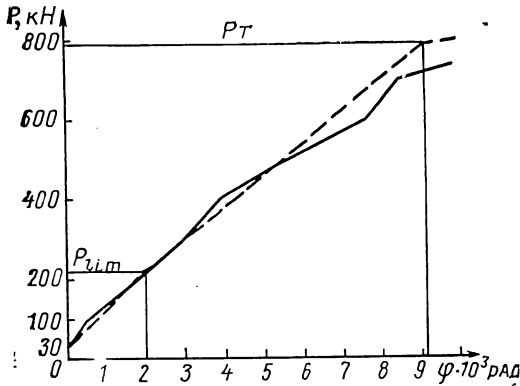


Рис. 4. Зависимость угла поворота опорного сечения ригеля от нагрузки
сплошная линия — экспериментальные данные, пунктирная — теоретические

где η — безразмерный коэффициент: для узла на уголках $\eta=4$, на планках $\eta=1/3$. Несущую способность соединительных элементов исследуемых узлов определяли кинематическим методом теории предельного равновесия [3]. Поперечные части уголков и планки, прикрепленные к полкам колонны, рассматривали как пластинки, присоединенные к жестким телам и подвергнутые изгибу из плоскости. Принятые типы кинематических механизмов узлов (рис. 3) предполагают следующие допущения: линии излома являются линейными пластическими шарнирами, вдоль которых действуют только моментные векторы; закругления профиля не учитываются.

Длины пластических шарниров:

$$AB \sqrt{s^2 + h^2}; BC = h$$

Двугранные углы перелома определены по нормальям к линиям шарниров:

$$\theta_{AB} = \Delta/x = \Delta \sqrt{s^2 + h^2}/(sh); \theta_{BC} = \Delta/s.$$

Выражение работы внутренних сил для уголка имеет вид:

$$U = \int_L M_{pl} \theta dL, \quad (3)$$

где $M_{pl} = \sigma_T W_{pl} = \sigma_T t^2/4$; σ_T — предел текучести стали уголка; θ — угол перелома; L — длина пластического шарнира.

Работа внешних сил для уголка равна:

$$A = M\phi/2 = M\Delta/2h. \quad (4)$$

Из равенства выражений (3) и (4) определяем предельный изгибающий момент:

$$\text{для узла на уголках } M_{lim}^a = \sigma_T t^2 s \left[\left(\frac{h}{s} \right)^2 + 0,5 \right]; \quad (5)$$

$$\text{на планках } M_{lim}^p = \sigma_T t^2 s \left[\left(\frac{h}{2s} \right)^2 + 1 \right]. \quad (6)$$

Приравнявая правые части выражений (2), (5) и (6), можно получить формулу оценки нагрузки на ригель соответственно для соединительных уголков и планок:

$$P_{lim}^a = \sigma_T t^2 [(h^2 + s^2)/s l] \left[\frac{2}{3} + 2\mu \left(\frac{1}{\alpha} - 1 - \frac{4}{3} \beta \right) + s \left(\frac{s}{t} \right)^2 / (2\alpha l) \right] / \left[\mu \left(1 + \frac{\mu}{\alpha} \right) + \beta(1 - \beta) \right];$$

$$P_{lim}^p = \sigma_T t^2 [(h^2 + 2s^2)/(s l)] \left[1 + \frac{2\mu}{\alpha} + \chi s \left(\frac{s}{t} \right)^2 / (\alpha l) \right] / \left[\mu \left(1 + \frac{\mu}{\alpha} \right) + \beta(1 - \beta) \right].$$

Экспериментальные исследования узлов гибких соединений ригелей с колоннами проводили на П-образных фрагментах рам, включавших ригель из широкополочного двутавра типа Б и стойки из широкополочного двутавра типа К. Испытания проводили с передачей нагрузки в четвертях пролета ригеля.

Сопоставление (рис. 4) экспериментальных и теоретических углов поворота опорных узлов в упругой стадии работы можно признать удовлетворительным. Необходимо отметить близость теоретических значений углов поворота, вычисленных с учетом упругого защемления, к аналогичным значениям для свободно опертой балки. Существенное отклонение опытной кривой от расчетной появляется, как правило, после наступления первой текучести в зоне чистого изгиба ригеля и значительно позже образования пластических шарниров в поперечной полке уголка.

При испытаниях общим для всех образцов видом исчерпания несущей способности явилась потеря устойчивости балки в пластической стадии работы полки в зоне чистого изгиба. При этом часто наблюдалась и местная потеря устойчивости полки. В образцах рам с узлами на уголках такой вид разрушения сопровождался размалковкой

уголков, сопутствовавшей общему повороту конца ригеля, а в образцах с узлами на планках — выпучиванием планок, менее выраженным, чем размалковка уголков.

У некоторых образцов наблюдались трещины в верхних зонах сварных швов, прикрепляющих уголки к полке колонны. В большей мере раскрытие трещин проявлялось при испытаниях по дополнительной схеме (с нагрузкой в восьмью частях пролета ригеля), когда появление значительной трещины, достигающей половины длины шва, сопровождалось потерей общей или местной устойчивости балки на участке между опорой и грузом. Иногда наблюдались разрывы швов, прикрепляющих продольную полку уголка или планку к стенке балки.

Результаты эксперимента вполне подтвердили теоретические предпосылки исследования гибких узлов. Несущую способность ригеля в составе многоэтажных рам с гибкими узлами при действии нагрузки общего вида (равномерно распределенной q и n сосредоточенных сил P_i) рекомендуется рассчитывать по формулам:

для узла на равнополочных уголках

$$\frac{l^2}{6I} \left[\frac{ql}{4} + \sum_{i=1}^n P_i \beta_i (1 - \beta_i^2) \right] \leq \frac{m^2}{th} \left[2 + \left(\frac{m}{h} \right)^2 \right] R_y^a \gamma_c,$$

где m — ширина полки уголка; R_y^a — расчетное сопротивление стали уголка; γ_c — коэффициент условий работы;

$$\text{на планках} \quad \frac{l^2}{19I} \left[\frac{ql}{4} + \sum_{i=1}^n P_i \beta_i (1 - \beta_i^2) \right] \leq \frac{s^2}{ht} \left[1 + 2 \left(\frac{s}{h} \right)^2 \right] R_y^p \gamma_c.$$

Следует отметить, что конструктивное решение таких узлов не допускает передачу нормальной силы (вдоль оси ригеля). Ригель в системе каркаса необходимо закреплять от кручения.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Троицкий П. Н. Исследование и совершенствование конструктивных форм и узлов металлических каркасов многоэтажных зданий. — Автореф. дис. ... канд. техн. наук. — М., 1973. — 20 с.
2. Morris G. A., Packer J. A. Beam-to-column connections in steel frames // Canadian Journal of Civil Engineering. — 1987. — Vol. 14. — N 1. — P. 68—76.
3. Жваницын А. Р. Предельное равновесие пластинок и оболочек. — М.: Наука, 1983. — 288 с.

УДК 624.044.2

К. Н. РУСИНКО, д-р физ.-мат. наук, проф. (Львовский политехнический институт),
И. И. ЛУЧКО, канд. техн. наук (Физико-механический институт АН УССР, Львов),
В. В. ЛОТЫШ, инж. (филиал Львовского политехнического института, Луцк)

Растяжение кусочно-неоднородного тела

Рассматривается кусочно-неоднородное тело (см. рисунок), состоящее из бесконечной полосы со вставкой. Материал полосы и вставки будем считать изотропным, упругим и однородным. Величины, относящиеся к полосе, будем обозначать с индексом «1», а относящиеся к вставке — «2».

К краям тела приложены растягивающие усилия интенсивностью p , так что

$$\sigma_y|_{y=h} = p; \quad \tau_{xy}|_{y=h} = 0. \quad (1)$$

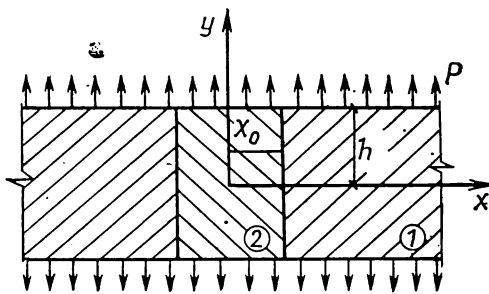
Разобьем напряжения в полосе на составные части

$$\begin{aligned} \sigma_x^{(1)} &= \sigma_x^{(1)} + \sigma_x^{(1)''}; & \sigma_x^{(1)'} &= 0; \\ \sigma_y^{(1)} &= \sigma_y^{(1)'} + \sigma_y^{(1)''}; & \sigma_y^{(1)'} &= p, \end{aligned}$$

при этом

$$\tau_{xy}^{(1)} = \tau_{xy}^{(1)'} + \tau_{xy}^{(1)''} = 0.$$

Аналогично проведем разбивку и для вставки.



Кусочно-неоднородное тело

Решение плоской задачи теории упругости будем искать, используя функции напряжений Эри.

Напряжения в кусочно-неоднородном теле [1]

$$\sigma_x^{(1)} = \frac{\partial^2 \Phi^{(1)}}{\partial y^2}; \quad \sigma_y^{(1)} = \frac{\partial^2 \Phi^{(1)}}{\partial x^2} + p;$$

$$\tau_{xy}^{(1)} = -\frac{\partial^2 \Phi^{(1)}}{\partial x \partial y};$$

$$\sigma_x^{(2)} = \frac{\partial^2 \Phi^{(2)}}{\partial y^2}; \quad \sigma_y^{(2)} = \frac{\partial^2 \Phi^{(2)}}{\partial x^2} + p;$$

$$\tau_{xy}^{(2)} = -\frac{\partial^2 \Phi^{(2)}}{\partial x \partial y}, \quad (2)$$

где $\Phi^{(1)}$, $\Phi^{(2)}$ — функция напряжений полосы и вставки.

Уравнение совместности деформаций

$$\nabla^2 \nabla^2 \Phi = 0, \quad (3)$$

где ∇^2 — оператор Лапласа.

Предположим, что на поверхности раздела полосы и вставки ($x = x_0$) осуществляются условия полного сцепления

$$\begin{aligned} \sigma_x^{(1)} \Big|_{x=x_0} &= \sigma_x^{(2)} \Big|_{x=x_0}; & u^{(1)} \Big|_{x=x_0} &= u^{(2)} \Big|_{x=x_0}; \\ \tau_{xy}^{(1)} \Big|_{x=x_0} &= \tau_{xy}^{(2)} \Big|_{x=x_0}; & v^{(1)} \Big|_{x=x_0} &= v^{(2)} \Big|_{x=x_0}, \end{aligned} \quad (4)$$

где u и v — перемещения относительно осей x и y соответственно.

На поверхности тела граничные условия имеют вид (1), а на бесконечности —

$$\sigma_x^{(1)} \Big|_{x \rightarrow \infty} = 0; \quad \tau_{xy}^{(1)} \Big|_{x \rightarrow \infty} = 0.$$

Функции напряжений $\Phi^{(1)}$ и $\Phi^{(2)}$ определим в виде ряда

$$\Phi = \sum_{m=1}^{\infty} \beta_m(x) \alpha_m(y). \quad (5)$$

Функция $\beta_m(x)$ удовлетворяет [2—4] следующим условиям:

$$\beta''(x) = \lambda_m^2 \beta(x); \quad \beta_{(x)}^{IV} = \lambda_m^4 \beta(x); \quad (m = 1, 2, \dots), \quad (6)$$

где λ_m — неопределенное число.

Из уравнений (3), (5), (6) имеем

$$\sum_{m=1}^{\infty} \beta (\lambda_m^4 \alpha_m + 2 \lambda_m^2 \alpha_m'' + \alpha_m^{IV}) = 0. \quad (7)$$

Решая уравнение (7) относительно α_m , получаем

$$\alpha_m = A_m \cos \lambda_m y + B_m y \sin \lambda_m y, \quad (8)$$

где нечетные члены опущены.

Удовлетворяя условиям на поверхности (1), составляем определитель из коэффициентов α_m и α_m' :

$$\begin{vmatrix} \cos \lambda_m h & h \sin \lambda_m h \\ -\lambda_m \sin \lambda_m h & \sin \lambda_m h + \lambda_m h \cos \lambda_m h \end{vmatrix} = 0,$$

раскрывая который получаем

$$\sin 2 \lambda_m h = -2 \lambda_m h. \quad (9)$$

Решение уравнения (9) имеет комплексно-сопряженные корни [3].

Из условия $\alpha_m = 0$ при $y = h$, определяем: $A_m = -B_m h \sin \lambda_m h / \cos \lambda_m h$ и, подставляя его в (8), получаем

$$\alpha_m(y) = B_m \left[-\frac{h \sin \lambda_m h}{\cos \lambda_m h} \cos \lambda_m y + y \sin \lambda_m y \right]. \quad (10)$$

Уравнение (10) с учетом соотношения (9) удовлетворяет граничным условиям (1) на поверхности всего кусочно-неоднородного тела.

Рассмотрим дифференциальные уравнения относительно $\beta_m(x)$:

$$\beta''(x) - \lambda_m^2 \beta(x) = 0. \quad (11)$$

В решении уравнения (11) для полосы опускаем члены с положительными степенями: $\beta_m^{(1)}(x) = E_m e^{-\lambda_m x}$; $R_1 \Lambda_m > 0$, а для вставки, исходя из симметрии задачи, отбрасываем нечетные решения

$$\beta_m^{(2)}(x) = N_m \operatorname{ch} \lambda_m x.$$

Итак, функции напряжений для кусочно-неоднородного тела запишутся так:

$$\varphi_m^{(1)} = \sum_{m=1}^{\infty} C_m e^{-\lambda_m x} \left[-\frac{h \sin \lambda_m h}{\cos \lambda_m h} \cos \lambda_m y + y \sin \lambda_m y \right]; \quad (12)$$

$$\varphi_m^{(2)} = \sum_{m=1}^{\infty} D_m \operatorname{ch} \lambda_m x \left[-\frac{h \sin \lambda_m h}{\cos \lambda_m h} \cos \lambda_m y + y \sin \lambda_m y \right]. \quad (13)$$

Представляя $\lambda_m = \xi + i\eta_m$, отделяя в формулах (12) и (13) действительные части от мнимых и суммируя их, получаем решение уравнения (3)

$$\varphi_m^{(1)} = \sum_{m=1}^{\infty} e^{-\xi_m x} [(C_{m1} \cos \eta_m x - C_{m2} \sin \eta_m x) y_{1m} + (C_{m1} \sin \eta_m x + C_{m2} \cos \eta_m x) y]; \quad (14)$$

$$\varphi_m^{(2)} = \sum_{m=1}^{\infty} [D_{m1} \operatorname{ch} \xi_m x \cos \eta_m x + D_{m2} \operatorname{sh} \xi_m x \sin \eta_m x] y_{1m} + (D_{m1} \operatorname{sh} \xi_m x \sin \eta_m x + D_{m2} \operatorname{ch} \xi_m x \cos \eta_m x) y_{2m}, \quad (15)$$

где $y_{1m} = -h(AB + CD)/E + yK$; $y_{2m} = -h(CB_2 + AD)/E + y\Lambda$;

$A = \sin \xi_m n \cos \xi_m h$; $B = \cos \xi_m y \operatorname{ch} \eta_m y$; $C = \operatorname{ch} \xi_m \eta_m \operatorname{sh} \eta_m h$;

$D = \sin \xi_m y \operatorname{sh} \eta_m y$; $\Lambda = \cos \xi_m y \operatorname{sh} \eta_m y$; $E = \cos^2 \xi_m h + \operatorname{sh}^2 \eta_m h$; $K = \sin \xi_m y \operatorname{ch} \eta_m y$.

При расчете на ЭВМ y принимает значения $h/2$, h и т. д.

В отличие от общепринятых решений в виде рядов [5] полученные формулы (14) и (15) строго удовлетворяют граничным условиям на поверхности тела и в зоне сопряжения его составных частей.

Удовлетворяя условиям контакта (4), получаем систему $4m$ линейных уравнений. Решая ее с помощью ЭВМ, определяем C_{m1} , C_{m2} , D_{m1} , D_{m2} .

Имея постоянные, используя формулы (2), находим напряжения в кусочно-неоднородном теле.

Таким образом, найдено напряженное состояние в кусочно-неоднородном теле, строго удовлетворяющее всем граничным условиям на его поверхности в зоне контакта составных частей.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Мухелишвили Н. И. Некоторые основные задачи математической теории упругости. — М.: Изв. АН СССР, 1949. — С. 103—105.
2. Лурье А. И. К теории толстых плит // Прикл. математика и механика. — 1942, 6. — Вып. 2—3. — С. 151—168.
3. Космодамианский А. С., Шалдырван В. А. Толстые многосвязные пластины. — Киев: Наукова думка, 1978. — С. 21—22.
4. Галазюк В. А. Розв'язування задач про напружено-деформований стан пружиної пластини з циліндричним вирізом // Доп. АН УРСР. — Сер. А. — 1985. — № 3. — С. 20—24.
5. Рекач В. Г. Руководство к решению задач по теории упругости. — М.: Высшая школа, 1977. — 215 с.

Новые книги Стройиздата

Мартемьянов А. И. Восстановление сооружений в сейсмических районах. — М.: Стройиздат, 1989 (IV кв.). — 16 л.: ил. — 1 В 5-274-01297-3: 1 р. 30 к., 10 000 экз.

Приведены сведения по восстановлению и реконструкции зданий и сооружений в сейсмических условиях. Дана оценка оптимальной степени сейсмовооружения для реконструируемых сооружений. Изложены особенности усиления и восстановления зданий после Спитакского землетрясения.

Для инженерно-технических работников проектных и строительных организаций.

Вариант теории трехмерных отрывных течений изотропной идеально пластической среды

Определяющие уравнения теории отрывных течений (теории предельного сопротивления отрыву) изотропной пластической среды рассматривались в работе [1], анизотропных пластических сред — в работах [2, 3].

Условие пластичности изотропной среды при отрыве имеет вид

$$\sigma_{\max} = \sigma_1 = d, \quad (1)$$

в произвольной ортогональной системе координат xyz —

$$\begin{vmatrix} \sigma_x - d; & \tau_{xy}; & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & \sigma_y - d; & \tau_{yz} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz}; & \sigma_z - d \end{vmatrix} = 0 \quad (2)$$

или в развернутой форме

$$(d - \sigma_x)(d - \sigma_y)(d - \sigma_z) - (d - \sigma_x)\tau_{yz}^2 - (d - \sigma_y)\tau_{xz}^2 - (d - \sigma_z)\tau_{xy}^2 - 2\tau_{xy}\tau_{yz}\tau_{xz} = 0. \quad (3)$$

При использовании данного условия для определения скоростей деформаций, исходя из концепции ассоциированного закона течения (как это делалось в [1] и [2]), имели место несколько парадоксальные результаты, суть которых заключается в следующем. Очевидно, что ассоциированный закон течения определяет, согласно (1), такие соотношения между значениями главных скоростей деформаций ξ_i :

$$\xi_1 : \xi_2 : \xi_3 = 1 : 0 : 0. \quad (4)$$

В случае одноосного отрывного течения ($\sigma_1 = d, \sigma_2 = \sigma_3 = 0$) равенство нулю скоростей деформаций $\xi_2 = \xi_3 = 0$ не представляется физически противоречивым явлением, поскольку оно является, в определенном смысле, аналогом деформирования при нулевом значении коэффициента Пуассона в деформационной теории. Однако условия $\xi_2 = \xi_3 = 0$ выполняются здесь также и для всех значений $\sigma_2 \neq 0, \sigma_3 \neq 0$, при $\sigma_2 < d, \sigma_3 < d$ как угодно близких к значению d . Этот результат представляется в известной степени парадоксальным, поскольку не находит экспериментального подтверждения для реальных материалов, в том числе для металлов в случае их чисто отрывных течений.

В настоящей статье для этого вида течения при $\sigma_1 > \sigma_2 \geq \sigma_3 < 0$ предлагается иной вид пластического потенциала, использование которого для определения скоростей деформаций не приводит к указанным противоречивым результатам.

Введем пластический потенциал в системе главных осей напряжений

$$F = (\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2)/2; \quad (5)$$

в произвольной ортогональной системе xyz

$$F = (\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2)/2 + \tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{xz}^2; \quad (6)$$

в инвариантной форме

$$F = \theta_\sigma^2/2 - H_\sigma, \quad (7)$$

где $\theta_\sigma = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z$;

$$H_\sigma = \begin{vmatrix} \sigma_x; & \tau_{xy} \\ \tau_{xy}; & \sigma_y \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} \sigma_y; & \tau_{yz} \\ \tau_{yz}; & \sigma_z \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} \sigma_z; & \tau_{xz} \\ \tau_{xz}; & \sigma_x \end{vmatrix}.$$

Компоненты тензора скоростей деформаций определяются зависимостями

$$\xi_i = \lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_i}; \quad \eta_{ij} = \frac{\lambda}{2} \frac{\partial F}{\partial \tau_{ij}},$$

откуда на основании (5), (6)

$$\frac{\xi_1}{\sigma_1} = \frac{\xi_2}{\sigma_2} = \frac{\xi_3}{\sigma_3} = \frac{\xi_r}{\sigma_r} = \frac{\xi_y}{\sigma_y} = \frac{\xi_z}{\sigma_z} = \frac{\eta_{xy}}{\tau_{xy}} = \frac{\eta_{yz}}{\tau_{yz}} = \frac{\eta_{xz}}{\tau_{xz}} = \lambda. \quad (8)$$

Величина λ , являющаяся скалярной функцией координат, согласно условию пластичности (1), определяется выражением

$$\lambda = \xi_d/d, \quad (9)$$

где $\xi_d = \xi_1$ — максимальная скорость деформации удлинения в направлении главного напряжения $\sigma_1 = d$.

Полученный на основании (5), (6) закон пластического отрывного течения (8) определяет условие пропорциональности компонентов тензора скоростей деформаций соответствующим компонентам тензора напряжения. Таким образом, в предлагаемой модели пластического отрывного течения тензор скоростей деформаций коаксиален и подобен тензору напряжения.

В теории упругости и деформационной теории пластичности подобие тензоров деформаций и напряжений имеет место при нулевом значении коэффициента Пуассона.

Система определяющих уравнений трехмерной квазистатической задачи отрывных течений включает в себя дифференциальные уравнения равновесия, которые на основании (8) и (9) записываются в виде:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\xi_r}{\xi_d} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\eta_{xy}}{\xi_d} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\eta_{xz}}{\xi_d} \right) + \frac{X}{d} &= 0 \\ \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\eta_{xy}}{\xi_d} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\xi_y}{\xi_d} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\eta_{yz}}{\xi_d} \right) + \frac{Y}{d} &= 0 \\ \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\eta_{xz}}{\xi_d} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\eta_{yz}}{\xi_d} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\xi_z}{\xi_d} \right) + \frac{Z}{d} &= 0 \end{aligned} \right\}, \quad (10)$$

где тремя независимыми искомыми функциями являются скорости перемещений V_x , V_y , V_z , через которые компоненты скоростей деформаций выражаются известными формулами

$$\xi_r = \frac{\partial V_r}{\partial x}; \dots; \eta_{xy} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial V_x}{\partial y} + \frac{\partial V_y}{\partial x} \right); \dots$$

Четвертой неизвестной функцией, входящей в (10), является величина максимальной скорости деформации удлинения: $\xi_d = \xi_d(x, y, z)$. Четвертым, замыкающим систему определяющих уравнений, является условие пластичности (2), записанное согласно (8), (9) в скоростях деформаций

$$\begin{vmatrix} \xi_x - \xi_d; & \eta_{xy}; & \eta_{xz} \\ \eta_{xy}; & \xi_y - \xi_d; & \eta_{yz} \\ \eta_{xz}; & \eta_{yz}; & \xi_z - \xi_d \end{vmatrix} = 0 \quad (11)$$

или в развернутой форме

$$\xi_d^3 - \theta_\xi \xi_d^2 + H_\xi \xi_d - \Lambda_\xi = 0, \quad (12)$$

где θ_ξ , H_ξ , Λ_ξ — соответственно первый, второй и третий инварианты тензора скоростей деформаций. Величина $\xi_d = \xi_d(x, y, z)$ представляет собой наибольший корень кубического уравнения (12). Из зависимостей (8) следует, что

$$\theta_\xi/\theta_\sigma : H_\xi/H_\sigma : \Lambda_\xi/\Lambda_\sigma = \lambda : \lambda^2 : \lambda^3.$$

В том случае, если для рассматриваемой среды помимо области чисто отрывных течений существует область предельного сопротивления сдвигу [1], где справедливо условие пластичности Треска — Сен-Венана, являющееся в ней также и пластическим потенциалом, то предлагаемые зависимости и уравнения (5)–(11) относятся, естественно, лишь к области отрывных течений, в которых определяющим является условие пластичности (1)–(3).

В случае осесимметричной задачи условие пластичности в форме (3) принимает вид

$$(d - \sigma_\varphi) [(d - \sigma_r)(d - \sigma_z) - \tau_{rz}^2] = 0. \quad (13)$$

При $\sigma_\varphi < d$ $(d - \sigma_r)(d - \sigma_z) - \tau_{rz}^2 = 0$,

закон пластического течения

$$\xi_r/\sigma_r = \xi_z/\sigma_z = \xi_\varphi/\sigma_\varphi = \eta_{rz}/\tau_{rz} = \xi_d/d,$$

уравнения равновесия в скоростях

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial}{\partial r} \left(\frac{\xi_r}{\xi_d} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\eta_{rz}}{\xi_d} \right) + \frac{\xi_r - \xi_\varphi}{\xi_d r} + \frac{R}{d} &= 0; \\ \frac{\partial}{\partial r} \left(\frac{\eta_{rz}}{\xi_d} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\xi_z}{\xi_d} \right) + \frac{\eta_{rz}}{\xi_d r} + \frac{Z}{d} &= 0; \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

$$\xi_r = \frac{\partial V_r}{\partial r}; \quad \xi_z = \frac{\partial V_z}{\partial z}; \quad \xi_\varphi = \frac{V_r}{r}; \quad \eta_{rz} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial V_r}{\partial z} + \frac{\partial V_z}{\partial r} \right);$$

максимальная скорость деформации удлинения

$$\xi_d = (\xi_r + \xi_z)/2 + \sqrt{(\xi_r - \xi_z)^2/4 + \eta_{rz}^2}. \quad (15)$$

При $\sigma_\varphi = d$ и $(d - \sigma_r)(d - \sigma_z) - \tau_{rz}^2 > 0$

$$\xi_d = \xi_\varphi. \quad (16)$$

В тех областях тела или на тех линиях, где правые части (15) и (16) равны между собой, имеет место случай, аналогичный случаю выполнения условий полной пластичности в осесимметричной задаче сдвиговых (безотрывных) течений. При этом в рассматриваемом случае $\sigma_1 = d$, $\sigma_2 = \sigma_\varphi = d$ равен нулю каждый из сомножителей условия пластичности (13).

В случае плоской задачи условие пластичности имеет вид

$$(d - \sigma_x)(d - \sigma_y) - \tau_{xy}^2 = 0, \quad (\sigma_1 = d) \quad (17)$$

и вместе с двумя дифференциальными уравнениями равновесия составляет замкнутую систему трех уравнений с тремя неизвестными функциями σ_x , σ_y , τ_{xy} . Эта задача является статически определимой, и для ее решения — определения значений σ_x , σ_y , τ_{xy} и предельной внешней нагрузки — привлечения закона пластического течения, вообще говоря, не требуется. Закон течения следует использовать в плоской задаче лишь при определении поля скоростей.

Согласно (8) и (9)

$$\xi_1/\sigma_1 = \xi_d/d = \xi_2/\sigma_2 = \xi_x/\sigma_x = \xi_y/\sigma_y = \eta_{xy}/\tau_{xy}, \quad (18)$$

а выражения для напряжений, тождественно удовлетворяющие условию (17), имеют вид

$$\sigma_{x,y} = \sigma \pm (d - \sigma) \cos 2\alpha; \quad \tau_{xy} = (d - \sigma) \sin 2\alpha, \quad (19)$$

где $\sigma = (\sigma_x + \sigma_y)/2 = (\sigma_1 + \sigma_2)/2$, α — угол между осью x и направлением максимального главного напряжения $\sigma_1 = d$.

Использование любых двух независимых равенств из соотношений (18), например $\sigma_x \xi_y = \sigma_y \xi_x$ и $(\sigma_x - \sigma_y)\eta_{xy} = \tau_{xy}(\xi_x - \xi_y)$, приводит, на основании (19), к следующим двум дифференциальным уравнениям для искомых скоростей перемещений V_x и V_y :

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial V_x}{\partial x} [\sigma - (d - \sigma) \cos 2\alpha] - \frac{\partial V_y}{\partial y} [\sigma + (d - \sigma) \cos 2\alpha] &= 0; \\ \left(\frac{\partial V_x}{\partial y} + \frac{\partial V_y}{\partial x} \right) \cos 2\alpha - \left(\frac{\partial V_x}{\partial x} - \frac{\partial V_y}{\partial y} \right) \sin 2\alpha &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

Обычная процедура получения дифференциальных соотношений для полей направлений характеристических линий системы (20) приводит к зависимостям

$$\frac{dy}{dx} = \frac{-(d - \sigma) \sin 2\alpha \pm \sqrt{(d - 2\sigma)d}}{\sigma - (d - \sigma) \cos 2\alpha}, \quad (21)$$

где $d - 2\sigma = d - (d + \sigma_2) = -\sigma_2$.

Поскольку $\sigma_2 > 0$, выражение под радикалом в (21), в общем случае, отрицательно и система (20) действительных характеристик не имеет, т. е. является системой эллиптического типа. При $\sigma_2 = 0$ $\sigma = d/2$, $d - \sigma = d/2$, $d - 2\sigma = 0$, и зависимость (21) определяет поле направлений одного действительного семейства характеристик $(dy/dx) = -\operatorname{ctg} \alpha$, совпадающего с направлением площадки отрыва. Система (20) является при этом системой параболического типа.

Легко показать, что определяющие уравнения (10) трехмерной квазистатической задачи отрывных течений представляют собой уравнения Остроградского — Эйлера для функционала $I = \iiint L dx dy dz$, лагранжиан которого имеет вид

$$L = \frac{1}{2} (\sigma_x \xi_x + \sigma_y \xi_y + \sigma_z \xi_z) + \tau_{xy} \eta_{xy} + \tau_{yz} \eta_{yz} + \tau_{xz} \eta_{xz} - (X V_x + Y V_y + Z V_z).$$

Последний, на основании (8), может быть записан в форме

$$L = \frac{1}{2} \left[\left(\frac{\partial V_x}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial V_y}{\partial y} \right)^2 + \left(\frac{\partial V_z}{\partial z} \right)^2 \right] \frac{d}{\xi_d} + \frac{1}{4} \left[\left(\frac{\partial V_x}{\partial y} + \frac{\partial V_y}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial V_y}{\partial z} + \frac{\partial V_z}{\partial y} \right)^2 + \left(\frac{\partial V_z}{\partial x} + \frac{\partial V_x}{\partial z} \right)^2 \right] \frac{d}{\xi_d} - (X V_x + Y V_y + Z V_z). \quad (22)$$

Подставляя (22) в известные соотношения

$$\frac{\partial}{\partial x} L'_{\frac{\partial V_i}{\partial x}} + \frac{\partial}{\partial y} L'_{\frac{\partial V_i}{\partial y}} + \frac{\partial}{\partial z} L'_{\frac{\partial V_i}{\partial z}} - L'_{V_i} = 0 \quad (i = x, y, z),$$

приходим к системе (10).

В заключение отметим, что в общем случае, для решения систем определяющих уравнений (10), (11), (14), (15) должны использоваться численные или вариационные методы; последняя группа уравнений, соответствующая осесимметричной задаче, имеет некоторые частные замкнутые решения.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ивлев Д. Д. Теория идеальной пластичности. — М.: Наука, 1966. — 231 с.
2. Генцев Г. А. Об уравнениях статики и кинематики анизотропной пластической среды при сопротивлении отрыву//Строит. механика и расчет сооружений. — 1983. — № 2. — С. 14—18.
3. Артемьев И. Т., Григорьев Е. А. О неединственности семейства линий скольжения при предельном сопротивлении анизотропной идеально пластической среды//Исследования по краевым задачам и их приложениям. — Чебоксары, 1987. — С. 4—14.

УДК 624.078:672.886

Ю. В. СЛИЦКОУХОВ, проф., Е. В. БУРОВ, инж. (МИСИ им. В. В. Куйбышева),
А. В. ЗВОРЫГИН, инж. (Проектный институт «Кировгипрогорсельстрой» Госстроя
РСФСР, г. Киров)

Расчет нагельных соединений с учетом переменного коэффициента основания и сил трения нагеля о древесину гнезда

В настоящее время соединения элементов деревянных конструкций на цилиндрических нагелях получили широкое распространение. Как указано в [1], расчет деревянных конструкций рекомендуется производить по деформированной схеме. Так как соединения элементов деревянных конструкций дают наибольшую часть всех деформаций, определение деформативности нагельных соединений в зависимости от уровня напряженно-деформированного состояния является актуальной задачей.

Экспериментальные исследования показали, что в нагельных соединениях при кратковременном нагружении зависимость между нагрузкой и перемещениями нелинейна с первых ступеней нагружения, и эта нелинейность увеличивается с возрастанием нагрузки. Имеющиеся методики расчета нагельных соединений, например [2, 3], не предусматривают возможности определения перемещений при условии нелинейной работы материала нагеля и древесины. В [4, 5] появилась возможность определять перемещения на различных уровнях нагружения в связи с описанием работы нагеля зависимостью $M - \varepsilon$, а древесины нагельного гнезда — $\sigma - \omega$. Причем обе эти зависимости определяются экспериментально и носят нелинейный характер [5], что позволило получить удовлетворительное совпадение экспериментальных данных с результатами числовых расчетов [4, 5] до определенных уровней нагружения.

Исследования показали, что при появлении в нагеле деформаций текучести наблюдается отклонение теоретических значений деформаций от экспериментальных.

С целью уточнения ранее принятой модели нагеля в настоящей статье кроме физической нелинейности в расчете учитывались изменение длины нагеля, соприкасающегося с древесиной при его изгибе в соединении, и продольные растягивающие усилия в нагеле, возникающие в результате сопротивления нагеля выдергиванию из древесного гнезда.

Как и в [4, 5], решение задачи получено вариационно-разностным методом, нели-

нейность задачи учитывалась методом переменных параметров упругости. Для определения неизвестных моментов в швах нагельных соединений использовались уравнения совместности деформаций, которые решались методом Ньютона [4].

При решении задачи принимались следующие физические и геометрические допущения: 1) нагель и древесина считаются нелинейно-упругими; 2) перемещения между соседними узлами разностной сетки изменяются по линейному закону; 3) между узлами диаграмм $M-\kappa$ и $\sigma-\omega$ работа материала описывается линейно; 4) считается справедливой гипотеза плоских сечений.

Разрешающие уравнения получены на основе принципа минимума потенциальной энергии. Уравнение полной потенциальной энергии записывается в виде вариационного уравнения Лагранжа:

$$\sum_{i=1}^m M_i \delta v_i + \sum_{i=1}^n \int_0^l \sigma \delta \omega dx + \sum_{i=1}^n N_i \delta \Delta_i - \delta \{y\}^T \{p\} = 0, \quad (1)$$

где M_i и v_i — соответственно момент и возможный угол поворота i -го сечения нагеля; σ — напряжение в основании; ω — возможное вертикальное перемещение, соответствующее данному напряжению; N_i и Δ_i — соответственно продольное усилие и возможное горизонтальное перемещение i -го элемента нагеля; $\{y\}^T$ — транспонированный вектор глобальных перемещений; $\{p\}$ — вектор внешних узловых нагрузок; m — число узлов в нагеле; n — число конечных элементов, на которые разбивается нагель.

При деформации нагельных соединений ось нагеля изменяет свои очертания и его длина будет отличаться от длины проекции на горизонтальную плоскость (удлинение оси нагеля в результате растяжения не учитывается ввиду его незначительности). При деформации соединений длина нагеля, соприкасающегося с древесиной, больше длины нагеля, находящегося в недеформированном состоянии (рис. 1). Увеличение длины нагеля определим геометрически. Так, длину i -го конечного элемента после деформации соединения можно определить по формуле

$$s_i = \sqrt{l_i^2 + (\omega_i - \omega_{i+1})^2}, \quad (2)$$

где l_i — первоначальная длина конечного элемента; ω_i и ω_{i+1} — перемещение оси нагеля в i -м и $(i+1)$ -м узлах нагеля.

Кривизну нагеля в i -м узле можно определить по формуле

$$\kappa_i = 2 v_i / (s_{i-1} - s_i), \quad (3)$$

где v_i — угол наклона нагеля в i -м узле; s_i и s_{i-1} — длина i -го и $(i-1)$ -го конечных элементов нагеля в деформированном состоянии.

Решение уравнения (1) разбивается на два этапа:

1) продольная сила в нагеле принимается равной нулю и решение уравнения будет аналогично решению, приведенному в [4, 5];

2) определяется продольная сила N_i в i -м узле нагеля из уравнения

$$N_i - \int_0^{l_i} q(x) \{N\}^T dx = 0, \quad (4)$$

где $q(x) = \tau(x)d$ — погонная сдвигающая сила; d — диаметр нагеля; $\{N\}^T$ — транспонированный вектор функций форм; l_i — длина i -го конечного элемента.

По закону Кулона находим

$$\tau_i = \mu \sigma_i, \quad (5)$$

где τ_i — касательные напряжения в i -м сечении, принимаемые равномерно распределенными по ширине нагеля; μ — коэффициент трения; σ_i — нормальные напряжения под i -м сечением нагеля (по известным из первого этапа расчета перемещениям нагеля).

Выражения, учитывающие работу нагеля при изгибе и нелинейного упругого основания при вертикальных перемещениях взяты аналогично выражениям в [4, 5]. Работа при горизонтальном смещении нагеля определяется как произведение продольной силы N_i в i -м узле нагеля на его горизонтальное перемещение Δ_i (рис. 2).

Горизонтальное перемещение найдем по формуле: $\Delta_i = 0,5 \alpha_i^2 l_i$, где α_i — угол наклона i -го конечного элемента к горизонтальной плоскости; l_i — длина i -го конечного элемента.

Представляя угол наклона конечного элемента нагеля через конечные разности и минимизируя потенциальную энергию продольных сил в нагеле, получаем

$$\partial \varepsilon / \partial y = (N/l) \{v\}^2 \{y\}, \quad (6)$$

где $\{v\} = \{1; -1\}$, $\{y\} = \{\omega_{i-1}; \omega_i\}$.

На основе предложений [4, 5], а также выражений (2) — (4) и (6) формируется

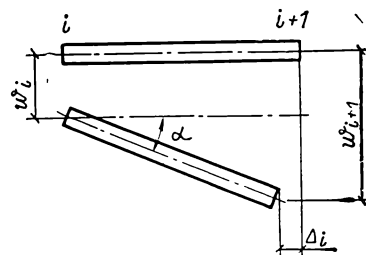
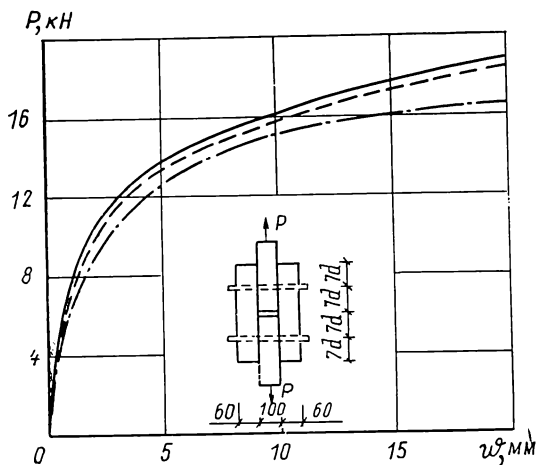


Рис 2. Схема перемещений конечного элемента нагеля

Рис. 1. Зависимости перемещений взаимного сдвига элементов w от уровня нагружения для P двухсрезных симметричных нагельных соединений: сплошная линия — эксперимент; штриховая линия — расчет с учетом физической нелинейности и сил трения; штрих-пунктирная линия — расчет с учетом физической нелинейности без сил трения

матрица жесткости системы балка — основание. Итерационная схема решения задачи соответствует методу переменной матрицы жесткости: $[K(\{w\})]_{m-1} \{w\}_m = \{R\}$, где w_m — m -е приближение вектора вертикальных перемещений; $\{R\}$ — вектор узловых нагрузок.

После определения вектора $\{w\}$ углы поворота нагеля в плоскости среза вычисляются аналогично углам поворота [4].

На основании изложенного метода составлен алгоритм и разработана программа для ЭВМ «Электроника ДЗ-28». Как показали расчеты, требуемая точность решения достигается при 5...8 итерациях в зависимости от задаваемого уровня нагрузки.

Для определения коэффициента трения нагеля о древесину гнезда была сконструирована установка. Коэффициент трения определялся по формуле (5). Для нагеля диаметром 12 мм, изготовленного из арматурной стали А-1, коэффициент трения о древесину сосны влажностью 10...15% в отверстии равнялся в среднем 0,247.

Механические характеристики древесины нагельного гнезда определялись в результате кратковременного нагружения образцов нагельными штампами [6], установленными в просверленные отверстия. По результатам испытаний получены σ , МПа, в зависимости от w , мм:

1,59...0,013	13,28...0,860	21,26...2,750	23,65...9,500
3,19...0,067	17,00...1,410	22,32...4,110	26,94...25,00
8,50...0,400	20,19...2,050	22,85...5,640	

В процессе нагружения фиксировался прогиб под действием различных нагрузок, после чего определялась зависимость M , кН·см от w , см⁻¹:

6,0...0,0028	10,0...0,0250	13,0...0,1140
8,0...0,0051	11,5...0,0515	14,0...0,2050
9,0...0,0105	12,3...0,0925	14,5...0,5500

Для проверки предлагаемой методики были проведены кратковременные испытания симметричных двухсрезных соединений на нагелях диаметром 12 мм, установленных в просверленные отверстия (см. рис. 1). Элементы изготавливались из древесины сосны влажностью 15% с кратковременной прочностью на сжатие и смятием древесины вдоль волокон $R_{сж}^{вд} = 33,25$ МПа и $R_{см}^{вд} = 26,94$ МПа. Нагели изготавливались из арматурной стали класса А-1 с сопротивлением изгибу $R_{н.и} = 517,3$ МПа. Образцы испытывались на растяжение. Средняя разрушающая нагрузка составила 21 кН.

Испытания проводились на разрывной машине Р-10 со скоростью приложения нагрузки 1 кН в мин. Перемещения среднего элемента относительно крайних определялись с помощью индикаторов часового типа с ценой деления 0,01 мм.

Результаты числового расчета соединений по предлагаемой в настоящей статье методике, по методике, приведенной в [4, 5], и экспериментальные данные (рис. 1) показали, что учет сил трения и изменения длины нагеля, соприкасающегося с древесиной, при деформировании соединений привел к лучшему совпадению экспериментальных и расчетных данных.

Предлагаемая методика расчета является развитием метода, изложенного в [4, 5], и позволяет определять разрушающие нагрузки. Теоретическое значение разрушающей нагрузки получилось равным 19,6 кН, т. е. разница с экспериментальным значением составила 6,7%; предлагаемая методика позволяет также более точно определять перемещения взаимного сдвига элементов нагельных соединений при развитии пластических деформаций в нагеле, анализировать напряженно-деформированное состояние нагеля и древесного гнезда.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНиП II-25-80. Деревянные конструкции. Нормы проектирования.
2. Коченов В. М. Несущая способность элементов и соединений деревянных конструкций. — М.: Госстройиздат, 1953. — 320 с.
3. Дмитриев П. А. Экспериментальные исследования соединений элементов деревянных конструкций на металлических и пластмассовых нагелях и теория их расчета с учетом упруго-вязких и пластических деформаций: Автореф. дис... д-ра техн. наук. — Новосибирск, 1975. — 65 с.
4. Слицкоухов Ю. В., Буров Е. В., Зворыгин А. В. Расчет нагельных соединений с применением нелинейных зависимостей // Изв. вузов. Сер.: Стр-во и архитектура. — 1986. — № 5. — С. 18—21.
5. Пискунов Ю. В., Буров Е. В., Зворыгин А. В. Определение напряженно-деформированного состояния нагеля в составе нагельной пластины с учетом физически нелинейной работы материалов / Кировский политехн. ин-т. — Киров, 1986. — 9 с. — Деп. в ВНИИИСе Госстроя СССР 20.05.86, № 6948.
6. Пискунов Ю. В., Исупов С. А. Механические характеристики древесины нагельного гнезда / Кировский политехнический институт. — Киров, 1987. — 6 с. — Деп. в ВНИИИСе Госстроя СССР 12.05.87, № 7931.

ДИНАМИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ

УДК 624.21.042.8

А. А. МИХАЙЛОВ, канд. техн. наук (Пушкинское высшее военное инженерное строительное училище), А. С. МИЛЯЕВ, канд. техн. наук (Ленинградское высшее военное инженерное строительное Краснознаменное училище), А. К. ТОБОЛКИН, инж. (Пушкинское высшее военное инженерное строительное училище)

Нестационарное взаимодействие цилиндрической оболочки (по модели Тимошенко) с упругой средой

Взаимодействие нестационарных плоских волн с цилиндрическими оболочками в жидкости рассматривалось в работах [1—3], в упругой среде — в работе [4]. При этом использовались уравнения движения оболочки, Кирхгофа — Лява. В [1] рассматривалось взаимодействие нестационарной плоской волны в жидкости с цилиндрической оболочкой, в которой учитываются инерция поворота и сдвиг сечений (теория Тимошенко).

В настоящей статье при тех же предположениях решается задача нестационарной дифракции плоской продольной ступенчатой волны на цилиндрической оболочке в упругой среде.

Фронт падающей волны параллелен оси оболочки. Задача решается в полярных координатах r, θ (рис. 1). На границе среда — оболочка принято условие полного проскальзывания. Отсчет времени производится с момента соприкосновения падающей волны с оболочкой.

Математическая задача сводится к решению следующей системы уравнений:

$$\frac{\partial^2 \varphi}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \varphi}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 \varphi}{\partial \theta^2} - \frac{1}{g_*^2} \frac{\partial^2 \varphi}{\partial t^2} = 0; \quad \frac{\partial^2 \xi}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \xi}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 \xi}{\partial \theta^2} - \frac{1}{g_*^2} \frac{\partial^2 \xi}{\partial t^2} = 0, \quad (1)$$

$$\frac{\partial^2 u}{\partial \theta^2} + \frac{\partial w}{\partial \theta} + a^2 \left(\frac{\partial w}{\partial \theta} + \eta \psi \right) = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \delta; \quad \frac{\partial^2 w}{\partial \theta^2} + \eta \frac{\partial \psi}{\partial \theta} - \frac{1}{a^2} \left(w + \frac{\partial u}{\partial \theta} \right) = \delta_1 \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} - \delta_2 q_0 0,5 [(1 + \alpha) + (1 - \alpha) \cos 2\theta] H \left(t - \frac{1 - \cos \theta}{g_*} \right) - \delta_3 \frac{\partial^2 \varphi}{\partial t^2} + \delta_4 \left(\frac{\partial \varphi}{\partial r} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial \theta^2} + \frac{\partial \xi}{\partial \theta} - \frac{\partial^2 \xi}{\partial r \partial \theta} \right); \quad \frac{\partial^2 \psi}{\partial \theta^2} - 12 \eta a^2 \left(\frac{\partial w}{\partial \theta} + \eta \psi \right) = \delta \frac{\partial^2 \psi}{\partial t^2}; \quad (2)$$

$$\frac{1}{\eta} \frac{\partial w}{\partial t} = -q_0 g_* \cos \theta H \left(t - \frac{1 - \cos \theta}{g_*} \right) - \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial \varphi}{\partial r} + \frac{\partial \xi}{\partial \theta} \right), \quad (3)$$

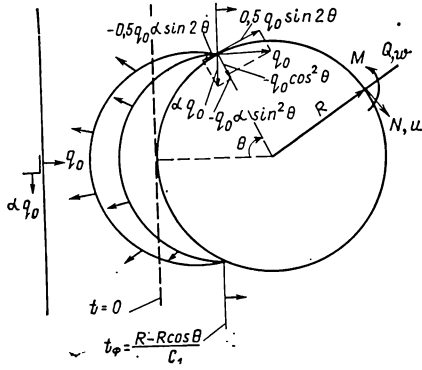


Рис. 1. Расчетная схема

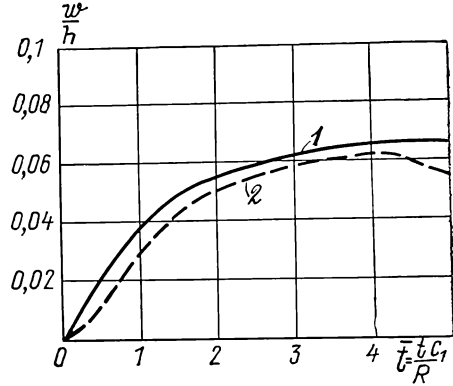


Рис. 2. Изменение прогиба w/h во времени t в лобовой точке
1 — по теории Тимошенко, 2 — по теории Кирхгофа — Лява

$$0,5 q_0 (1 - \alpha) \sin 2\theta H \left(t - \frac{1 - \cos \theta}{g_*} \right) - \frac{1}{g^2} \frac{\partial^2 \xi}{\partial t^2} + 2\mu_* \left(\frac{\partial \xi}{\partial r} + \frac{\partial^2 \xi}{\partial \theta^2} - \frac{\partial \varphi}{\partial \theta} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial r \partial \theta} \right) = 0. \quad (4)$$

Начальные условия и условия на бесконечности — нулевые.

Уравнения (1) — уравнения движения сплошной среды [5], уравнения (2) — уравнения движения оболочки по Тимошенко [6].

Граничные условия (3), (4) выражают условия непрерывности нормальных к поверхности раздела «оболочка — упругая среда» скоростей смещений и сил.

Поставленная краевая задача записана в безразмерных переменных. Их связь с размерными величинами дается следующими равенствами:

$$\bar{w} = \frac{w}{h}, \quad \bar{u} = \frac{u}{h}, \quad a^2 = \frac{k(1-\nu)}{2}, \quad \eta = \frac{R}{h}, \quad \bar{t} = \frac{V_1 t}{R}; \quad d^2 = \frac{V_1^2}{V_2^2}, \quad g^2 = \frac{c_1^2}{V_2^2},$$

$$g_*^2 = \frac{c_1^2}{V_1^2}, \quad g_{**}^2 = \frac{c_2^2}{V_1^2}, \quad \bar{\varphi} = \frac{\varphi}{R^2};$$

$$\bar{\xi} = \frac{\xi}{R^2}, \quad \bar{\mu}_* = \frac{\mu}{\rho c_1^2}, \quad \bar{r} = \frac{r}{R}, \quad \bar{q}_0 = \frac{q_0}{\rho c_1^2}, \quad \delta = \frac{\rho_0 V_1^2 (1-\nu^2)}{E};$$

$$\delta_1 = \frac{2\rho_0(1+\nu)V_1^2}{kE}, \quad \delta_2 = \frac{2R^2(1+\nu)\rho c_1^2}{h^2 k E}, \quad \delta_3 = \frac{V_1^2 \rho_0 2R^2(1+\nu)}{h^2 k E};$$

$$\delta_4 = \frac{4R^2(1+\nu)\mu}{h^2 k E},$$

где w , u — соответственно радиальная и тангенциальная составляющие перемещений точек срединной поверхности оболочки; ψ — угол поворота нормали к срединной поверхности от изгиба; φ , ξ — потенциалы дифракционных соответственно продольной и поперечной волн; c_1 , c_2 — скорости соответственно продольной и поперечной волн в упругой среде; h , R — толщина и радиус срединной поверхности оболочки; ρ_0 , ν , E — соответственно плотность, коэффициент Пуассона и модуль упругости материала оболочки; k — коэффициент сдвига оболочки, $k=5/6$ [6]; ρ , μ — плотность и модуль сдвига упругой среды; q_0 — амплитуда напряжений в падающей волне; α — коэффициент бокового давления упругой среды; V_1 , V_2 — скорости соответственно продольной и поперечной волн в материале оболочки.

Применяя к уравнениям (1)...(4) преобразование Лапласа по времени t и конечных $\cos(\sin)$ преобразование Фурье по углу θ , запишем их в изображениях

$$\frac{\partial^2 \varphi^{Lc}}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \varphi^{Lc}}{\partial r} - \frac{n^2}{r^2} \varphi^{Lc} - \frac{\rho^2}{g_*^2} \varphi^{Lc} = 0; \quad \frac{\partial^2 \xi^{Ls}}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \xi^{Ls}}{\partial r} - \frac{n^2}{r^2} \xi^{Ls} -$$

$$-\frac{p^2}{g_{**}^2} \xi^{Ls} = 0, \quad (5)$$

$$\begin{aligned} & -n^2 u^{Ls} - n \omega^{Lc} + a^2 (-n \omega^{Lc} + \eta \psi^{Ls}) = p^2 u^{Ls} \delta; \quad -n^2 \omega^{Lc} + n \eta \psi^{Ls} - \\ & - \frac{1}{a^2} (\omega^{Lc} + n u^{Ls}) = \delta_1 p^2 \omega^{Lc} - q_0 \delta_2 \frac{e^{-\frac{p}{g_*}}}{p} \pi \left\{ (1 + \alpha) I_n \left(\frac{p}{g_*} \right) + (1 - \alpha) \times \right. \\ & \times 0,5 \left[I_{n+2} \left(\frac{p}{g_*} \right) + I_{n-2} \left(\frac{p}{g_*} \right) \right] \left. \right\} - \delta_3 p^2 \varphi^{Lc} + \delta_4 \left(\frac{\partial \varphi^{Lc}}{\partial r} - n^2 \varphi^{Lc} + n \xi^{Ls} - n \frac{\partial \xi^{Ls}}{\partial r} \right); \end{aligned} \quad (6)$$

$$-n^2 \psi^{Ls} - 12 \eta a^2 (-n \omega^{Lc} + \eta \psi^{Ls}) = \delta p^2 \psi^{Ls};$$

$$\frac{p}{\eta} \omega^{Lc} = -q_0 g_* \frac{e^{-\frac{p}{g_*}}}{p} \pi \left[I_{n+1} \left(\frac{p}{g_*} \right) + I_{n-1} \left(\frac{p}{g_*} \right) \right] + p \left(\frac{\partial \varphi^{Lc}}{\partial r} + n \xi^{Ls} \right); \quad (7)$$

$$\begin{aligned} & 0,5 q_0 (1 - \alpha) \frac{e^{-\frac{p}{g_*}}}{p} \pi \left[I_{n-2} \left(\frac{p}{g_*} \right) - I_{n+2} \left(\frac{p}{g_*} \right) \right] - \frac{p^2}{g_*^2} \xi^{Ls} + 2 \mu_* \left(\frac{\partial \xi^{Ls}}{\partial r} - n^2 \xi^{Ls} + \right. \\ & \left. + n \varphi^{Lc} - n \frac{\partial \varphi^{Lc}}{\partial r} \right) = 0, \end{aligned} \quad (8)$$

где p — параметр преобразования Лапласа; n — параметр конечного преобразования Фурье; $I_n(x)$, $I_{n+2}(x)$ — модифицированные цилиндрические функции соответственно индекса n и $n+2$.

Из решения уравнений (5), (6) при граничных условиях (7), (8) находим изображения искомых функций

$$\varphi^{Lc} = A_n K_n \left(\frac{r p}{g_*} \right); \quad \psi^{Ls} = B_n K_n \left(\frac{r p}{g_{**}} \right);$$

$$\begin{aligned} \omega^{Lc} = & -q_0 g_* \frac{e^{-\frac{p}{g_*}}}{p^2} \pi \eta \left[I_{n+2} \left(\frac{p}{g_*} \right) + I_{n-2} \left(\frac{p}{g_*} \right) \right] + A_n \eta \left[n K_n \left(\frac{p}{g_*} \right) - \right. \\ & \left. - \frac{p}{g_*} K_{n+1} \left(\frac{p}{g_*} \right) \right] + n \eta B_n K_n \left(\frac{p}{g_{**}} \right); \quad u^{Ls} = -n \omega^{Lc} [(n^2 + \delta p^2)^{-1} + \\ & + a^2 (n^2 + 12 \eta^2 a^2 + \delta p^2)^{-1}]; \quad \psi^{Ls} = \omega^{Lc} 12 \eta a^2 n / (n^2 + 12 \eta^2 a^2 + \delta p^2), \end{aligned}$$

где $K_n(x)$, $K_{n+1}(x)$ — функции Макдональда индекса n и $n+1$; A_n , B_n — рациональные функции от

$$I_n \left(\frac{p}{g_*} \right), I_{n+2} \left(\frac{p}{g_*} \right), I_{n-2} \left(\frac{p}{g_*} \right), K_n \left(\frac{p}{g_*} \right), K_{n+1} \left(\frac{p}{g_*} \right), K_n \left(\frac{p}{g_{**}} \right), K_{n+1} \left(\frac{p}{g_{**}} \right),$$

$p, n, \eta, \mu_*, \alpha.$

При обращении указанных выражений по углу θ используем соотношения

$$e^{p \cos \theta} \cos 2\theta = I_2(p) + \sum_{n=1}^{\infty} \cos n \theta [I_{n-2}(p) + I_{n+2}(p)];$$

$$e^{p \cos \theta} \sin 2\theta = \sum_{n=1}^{\infty} \sin n \theta [I_{n-2}(p) - I_{n+2}(p)],$$

которые получаются из известных разложений Якоби [7].

Обращение по времени вызывает большие трудности из-за сложного вида трансформант Лапласа искомых функций. Поэтому сузим интервал решения задачи вблизи начального (нестационарного) этапа дифракционного взаимодействия: $0 < t < 4R/c_1$. Поведение оригинала при таких значениях t должно определяться главным образом поведением изображения при значениях $p \rightarrow \infty$. Для таких значений p можно считать, что $K_n(p)/K_{n+1}(p) \simeq 1$, а в числителе и знаменателе изображений пренебречь слагаемыми, не содержащими p , как малыми величинами.

Кроме того, ограничимся рассмотрением решения при $r=R$. Это существенно упрощает выражения изображений потенциалов дифракционных волн φ^{Lc} и ψ^{Ls} , так

как функции $K_n(p/g_*)$ и $K_n(p/g_{**})$, стоящие в числителе и знаменателе, сокращаются. Сравнение точного и аппроксимированного на интервале $0 < t < 4R/c_1$ выражений перемещений жесткой цилиндрической оболочки в упругой среде при набегании плоской ступенчатой волны показывает [8], что на этом интервале времени приближенное выражение всего на 3...4% отличается от точного.

В итоге выражения для w^L , u^L и ψ^L получаем в следующей форме:

$$w^L = - \frac{0,5 (1 - \alpha) g_*^3 \delta_3 q_0}{\delta_1 \rho^3 (\rho + \gamma)} e^{-\frac{p}{g_*} (1 - \cos \theta)} \left(2 \cos 2\theta - \frac{p}{g_*} \sin 2\theta \sin \theta \right); \quad (9)$$

$$u^L = 0,5 (1 - \alpha) (1 + a^2) \frac{g_* \delta_3 q_0 \sin \theta}{\delta \delta_1 \rho^3 (\rho + \gamma)} e^{-\frac{p}{g_*} (1 - \cos \theta)} \left(\sin 2\theta - \frac{g_*}{p} 2 \cos 2\theta \right); \quad (10)$$

$$\psi^L = - \frac{6 \eta a^2 g_* \delta_3 q_0 (1 - \alpha)}{\delta \delta_1 \rho^3 (\rho + \gamma)} \sin \theta \left(\sin 2\theta - \frac{g_*}{p} 2 \cos 2\theta e^{-\frac{p}{g_*} (1 - \cos \theta)} \right). \quad (11)$$

Оригиналы выражений (9)...(11) легко находятся с помощью теорем запаздывания и интегрирования оригинала [9]. В частности, выражение для $w(t, \theta)$ имеет вид:

$$w(t, \theta) = - \frac{0,5 (1 - \alpha) g_*^3 \delta_3 q_0}{\delta_1 \gamma} \left\{ 2 \cos 2\theta \left[0,5 q^2 - \gamma^{-2} (e^{-\gamma q} - 1) - \frac{q}{\gamma} \right] - \frac{\sin 2\theta \sin \theta}{g_*} \left[q + \frac{1}{\gamma} (e^{-\gamma q} - 1) \right] \right\}, \quad q = t - (1 - \cos \theta)/g_*.$$

Переходя к размерным переменным, получаем выражения для компонент перемещений оболочки в следующей форме:

$$w(t, \theta) = - \frac{0,25 (1 - \alpha) R^2 c_1 c_2 q_0}{h V_1^2 \mu} H \left[t - \frac{R}{c_1} (1 - \cos \theta) \right] \times \\ \times \left\{ 2 \cos 2\theta \left[0,5 \beta_1^2(t) - \frac{1}{\gamma^2} \beta_2(t) - \frac{1}{\gamma} \beta_1(t) \right] - \frac{\sin 2\theta \sin \theta V_1}{c_1} \left[\beta_1(t) + \frac{1}{\gamma} \beta_2(t) \right] \right\};$$

$$u(t, \theta) = \frac{0,25 (1 + a^2) (1 - \alpha) R^2 E c_2 q_0}{(1 - \nu^2) h \rho_0 V_1^2 c_1 \mu} \sin \theta H \left[t - \frac{R}{c_1} (1 - \cos \theta) \right] \times \\ \times \left\{ \left[0,5 \beta_1^2(t) - \frac{1}{\gamma^2} \beta_2(t) - \frac{1}{\gamma} \beta_1(t) \right] \sin 2\theta - \left[1,5 \beta_1^3(t) - \frac{0,5}{\gamma} \beta_1^2(t) + \frac{1}{\gamma^2} \left(\beta_1(t) + \frac{1}{\gamma} \beta_2(t) \right) \right] \frac{c_1}{V_1} 2 \cos 2\theta \right\};$$

$$\psi(t, \theta) = \frac{3 (1 - \alpha) R^3 a^2 E c_2 q_0}{h^3 \rho_0 V_1^2 c_1 \mu (1 - \nu^2)} \sin \theta H \left[t - \frac{R}{c_1} (1 - \cos \theta) \right] \times \\ \times \left\{ \left[0,5 \beta_1^2(t) - \frac{1}{\gamma^2} \beta_2(t) - \frac{1}{\gamma} \beta_1(t) \right] \sin 2\theta - \left[1,5 \beta_1^3(t) - \frac{0,5}{\gamma} \beta_1^2(t) + \frac{1}{\gamma^2} \left(\beta_1(t) + \frac{1}{\gamma} \beta_2(t) \right) \right] \frac{c_1}{V_1} 2 \cos 2\theta \right\},$$

$$\text{где } \beta_1(t) = \frac{V_1}{R} \left[t - \frac{R}{c_1} (1 - \cos \theta) \right]; \beta_2(t) = e^{-\gamma \frac{V_1}{R} \left[t - \frac{R}{c_1} (1 - \cos \theta) \right]} - 1; \quad \gamma = \\ = 2\mu/\rho V_1 c_2.$$

Примеры вычислений по указанным выражениям смещений и усилий в оболочке, а также радиальной поверхностной нагрузки выполнялись на ЭВМ «Минск-32» для следующих исходных данных: оболочка: $R=10$ м, $\nu=0,17$, $h=1,0$ м; $\rho_0=2,5$ т/м³, $E=3,1 \cdot 10^4$ МПа; упругая среда: $\rho=2$ т/м³, $c_1=1000$ м/с; $c_2=400$ м/с, $\alpha=0,4$; нагрузка: $q_0=1$ МПа.

Рассмотрим изменение прогибов во времени в лобовой точке (рис. 2).

Распределение изгибающих моментов $(M/ER^2) \cdot 10^6$, окружных (цепных) усилий $(N/ER) \cdot 10^5$ и радиальной поверхностной нагрузки σ_{rr}/q_0 для моментов времени $t = R/c_1, 2R/c_1$ показано на рис. 3.

Сравнение полученных результатов с результатами расчета оболочки по теории Кирхгофа — Лява [4] для тех же исходных данных показывает следующее:

1. Учет инерции вращения и деформации сдвига приводят к некоторому увеличе-

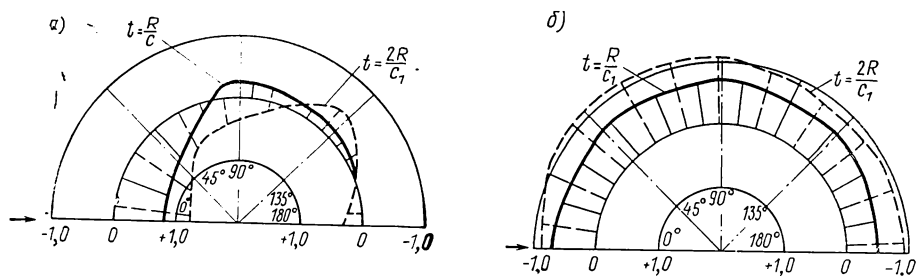
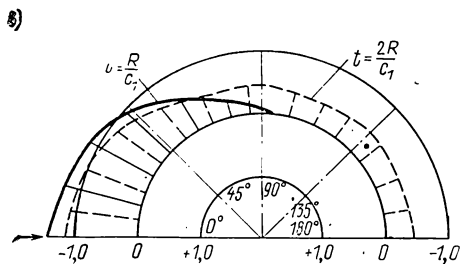


Рис. 3. Распределение изгибающих моментов (а) окружных (цепных) усилий (б) и радиальной поверхностной нагрузки (в) по сечениям оболочки



нию максимального прогиба оболочки в окрестности лобовой точки в начальные моменты времени (на 10...17%), но максимальный прогиб в лобовой точке достигается несколько позже, чем по теории Кирхгофа — Лява.

2. Учет поправок по теории Тимошенко приводит к уменьшению изгибающих моментов на 8...10% в начальные моменты времени и на 10...15% — в последующие. Значения цепных (окружных) усилий остаются примерно такими же, как по теории Кирхгофа — Лява.

3. Радиальная поверхностная нагрузка на оболочку при учете поправок Тимошенко уменьшается в начальные моменты времени ($0 < t < R/c_1$) на 10...15%, в последующие ($t > R/c_1$) — на 7...10%.

Полученные решения являются функциями влияния (переходными функциями) и позволяют с помощью интеграла Дюамеля определять компоненты перемещений и усилия в оболочке для падающей волны с произвольным профилем давления за фронтом.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Григолюк Э. И., Горшков А. Г. Нестационарная гидроупругость оболочек. — Л.: Судостроение, 1974. — 208 с.
2. Пирцев А. К., Платонов Э. Г. Динамика пластин и оболочек. — Л.: Судостроение, 1987. — 318 с.
3. Кубенко В. Д. Нестационарное взаимодействие элементов конструкций со средой. — Киев: Наукова думка, 1979. — 183 с.
4. Михайлов А. А., Милев А. С., Тазикина Е. Н. Нестационарное взаимодействие плоской продольной волны с упругой цилиндрической оболочкой в грунте // Строит. механика и расчет сооружений. — 1988. — № 1. — С. 40—44.
5. Рябинкин Л. А. Теория упругих волн. — М.: Недра, 1987. — 182 с.
6. Сагомонян А. Я. Волны напряжений в сплошных средах. — Москва, 1985. — 416 с.
7. Корнев Б. Г. Введение в теорию бесселевых функций. — М.: Наука, 1971. — 287 с.
8. Forrestal M. J., Alzheimer W. E. Transient motion of a rigid cylinder produced by elastic and acoustic waves // Trans. ASME, 1968. — E 35. — N 1. — P. 134—138.
9. Деч Г. Руководство к практическому применению преобразования Лапласа и преобразования. — М.: Наука, 1976. — 288 с.

УДК 624.21.042.8

И. И. ИВАНЧЕНКО, канд. техн. наук (МИИТ)

К динамическому расчету мостов на подвижную нагрузку в виде железнодорожного состава

Повышение скорости движения подвижного состава вызывает необходимость изучения несущих конструкций транспортных сооружений. Решению задач в этой области посвящены работы [1—5]. В [6] методом конечных элементов получена система интегральных уравнений относительно узловых ускорений и усилий на базе смешанного метода для расчета линейно-деформированной стержневой системы $\{e_h\}$ с распределенными параметрами на действие широкого класса нагрузок. Настоящая

статья продолжает исследования [6] для подвижной нагрузки. Сохраним предпосылки и обозначения, принятые в [6].

Исключим преобразование свертки в первых двух группах интегральных уравнений в [6] с функцией $g=t\theta(t)$, а в третьей и четвертой группах проведем замену для каждого элемента e_h :

$$q_0^h + (t - t_0) \dot{q}_0^h + \int_{t_0}^t \int_{t_0}^{\tau} \ddot{q}^h d\tau dt_1 = q^h; \quad (1)$$

$$\int_0^1 D_2^h * p^h d\eta + a^h + \tilde{D}_1^h * f^h + \tilde{D}_1^h * \ddot{q}^h = q_r^h = \Pi q_r^{h*}.$$

Вводя дополнительную группу уравнений, [7], описывающих относительные движения e_h , и ограничивая при замене \tilde{q}_r на \tilde{q}_r^N число членов N в рядах, выражающих относительные смещения $\{e_h\}$ в [6], строим отличную от [6] пошаговую процедуру ($j=0, 1, 2, \dots$) для изучения динамики $\{e_h\}$:

$$E_1 (\Gamma)' \overset{\Delta}{f}_{j+1/2} = 0; \quad (A)$$

$$(H^h)' \overset{\Delta}{f}_{j+1/2}^h - M^h \tilde{H}^h \overset{\Delta}{q}_{j+1/2}^h + \int_0^1 s_1^h \overset{\Delta}{p}_{j+1/2}^h d\eta - \int_0^1 \tilde{M}^h \overset{\Delta}{q}_{rj+1/2}^h d\eta_1 = 0,$$

$$h = 1, \dots, m; \quad (B)$$

$$R_3^h \overset{\Delta}{q}_{j+1}^h = \Pi \overset{\Delta}{q}_{r*j+1}^h, \quad h = 1, \dots, m; \quad (C)$$

$$E_2 \overset{\Delta}{q}_{j+1}^h = \overset{\Delta}{q}_{sj+1}^h, \quad j = 0, 1, 2, \dots; \quad (D)$$

$$\overset{\Delta}{q}_{r\tilde{k}i}^h + \mu_{\tilde{k}i}^h \omega_i^2 \overset{\Delta}{q}_{r\tilde{k}i}^h + \omega_i^2 \overset{\Delta}{q}_{r\tilde{k}i}^h = \tilde{\eta}_{\tilde{k}i}^h \overset{\Delta}{f}_{j+1}^h + \tilde{\eta}_{\tilde{k}i}^h \overset{\Delta}{q}_{j+1}^h + \int_0^1 \tilde{\eta}_{\tilde{k}i}^h \overset{\Delta}{p}_{j+1}^h d\eta;$$

$$h = 1, \dots, m; \quad \tilde{k} = 1, \dots, 4; \quad i = 1, \dots, N; \quad (E)$$

$$\overset{\Delta}{q}_{j+1}^h = \overset{\Delta}{q}_j^h + \overset{\Delta}{q}_{j+1/2}^h \Delta t_j + \overset{\Delta}{q}_{j+1/2}^h \Delta t_j^2/2; \quad \overset{\Delta}{q}_{j+1}^h = \overset{\Delta}{q}_j^h + \overset{\Delta}{q}_{j+1/2}^h \Delta t_j; \quad (F)$$

$$\overset{\Delta}{q}_{rj+1}^h = \overset{\Delta}{q}_{rj}^h + \overset{\Delta}{q}_{rj}^h \Delta t_j + \overset{\Delta}{q}_{rj+1/2}^h \Delta t_j^2/2; \quad \overset{\Delta}{q}_{rj+1}^h = \overset{\Delta}{q}_{rj}^h + \overset{\Delta}{q}_{rj+1/2}^h \Delta t_j. \quad (G)$$

Из группы уравнений (E), (G) для каждого e_h , используя замены $\overset{\Delta}{a}_{j+1} = 2\overset{\Delta}{a}_{j+1/2} - \overset{\Delta}{a}_j$, где в качестве $\overset{\Delta}{a}_{j+1}$ реализуются $\overset{\Delta}{q}_{j+1}^h, \overset{\Delta}{q}_{r\tilde{k}i}^h, \overset{\Delta}{f}_{j+1}^h, \overset{\Delta}{p}_{j+1}^h$ можно получить относительные смещения в любой точке e_h в момент t_{j+1} в виде:

$$\overset{\Delta}{q}_{r\tilde{k}i}^h(\eta_1) = \sum_{i=1}^N W_{\tilde{k}i}^h(\eta_1) \left\{ g_1 \overset{\Delta}{q}_{r\tilde{k}i}^h + g_2 \overset{\Delta}{q}_{r\tilde{k}i}^h + \overset{\Delta}{\mathcal{X}}_{\tilde{k}i}^h \left(\int_0^1 \tilde{\eta}_{\tilde{k}i}^h \overset{\Delta}{p}_{j+1/2}^h d\eta + \tilde{\eta}_{\tilde{k}i}^h \overset{\Delta}{f}_{j+1/2}^h + \tilde{\eta}_{\tilde{k}i}^h \overset{\Delta}{q}_{j+1/2}^h \right) \right\}, \quad (3)$$

где $g_1 = 1 - \overset{\Delta}{\mathcal{X}}_{\tilde{k}i}^h \omega_i^2$; $g_2 = \Delta t_j - \overset{\Delta}{\mathcal{X}}_{\tilde{k}i}^h \omega_i^2 (\mu_{\tilde{k}i}^h + \Delta t_j/2)$;

$$\overset{\Delta}{\mathcal{X}}_{\tilde{k}i}^h = (\Delta t_j^2/2) [1 + (\omega_i^2/2)(\mu_{\tilde{k}i}^h + \Delta t_j^2/2)]^{-1}; \quad \Delta t_j = t_{j+1} - t_j.$$

Выражение (3) есть дискретный аналог решения для $\overset{\Delta}{q}_{r\tilde{k}}^h(\eta_1)$, полученного на базе фундаментальных решений в [6]. Учитывая это, действуем далее, как и в [6], исключая в (2) векторы $\overset{\Delta}{f}_{j+1/2}^h$ из (B) и (C) подстановкой в (A). В итоге имеем пошаговую процедуру, совпадающую с процедурой в [6], но, безусловно устойчивую [6]:

$$E_1 \overset{\Delta}{M} \overset{\Delta}{q}_{j+1/2}^h = E_1 \tilde{M}; \quad E_2 \overset{\Delta}{q}_{j+1/2}^h = (\overset{\Delta}{q}_{sj+1} - \overset{\Delta}{q}_{sj} - \overset{\Delta}{q}_{sj} \Delta t_j) \delta_j, \quad j = 0, 1, 2, \dots, \quad (4)$$

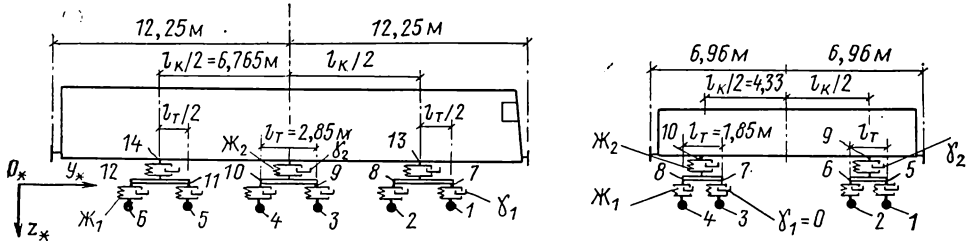


Рис. 1. Схема шестисносной секции электровоза ВЛ-85 и цельнометаллического вагона модели 12-119

где $\bar{M} = (\Gamma)' \bar{K} \Gamma$; $\bar{M} = (\Gamma)' \tilde{K}$; $\hat{f}_{j+1/2} = -\bar{K} \hat{q}_{j+1/2} + \tilde{K}$; $\delta_j = 2/\Delta t_j^2$.

Структура ленточных, симметричных матриц \bar{M} , \bar{K} и вектора \tilde{K} совпадает с аналогичными матрицами в [6]. Тестирование процедуры (2)–(4), проведенное в [7], дало хорошие результаты. Алгоритмы для расчета на подвижную нагрузку, использующие безусловно устойчивые схемы интегрирования, предложены в работах [2, 5]. На базе процедуры (2)–(4) построим алгоритм для стержневой системы. Расчленим рассматриваемую механическую систему на две части: стержневую систему $\{e_h\}$ и подвижную нагрузку $\{\tilde{e}_h\}$. Применяя смешанный метод, построим систему уравнений, описывающих поперечную динамику состава, состоящего из несвязанных между собой экипажей (рис. 1, 2). Будем считать при этом, что начальные условия задачи нулевые, а параметры, определяющие положение $\{\tilde{e}_h\}$ в системе $O_* X_* Y_* Z_*$, движущейся прямолинейно со скоростью состава v , отсчитываются от их значений в статическом равновесии. Обозначим через $\{\tilde{e}_h^t\}$, элементы из $\{\tilde{e}_h\}$, вовлеченные к моменту t в совместные колебания с $\{e_h\}$. Тогда для $\{\tilde{e}_h^t\}$ имеем:

$$M_* \ddot{q}_c + C_* \dot{q}_c + K_* \bar{q}_c = \bar{R}_*, \quad (5)$$

где $\bar{R}_* = \Pi_* R_*$; \bar{q}_c — вектор независимых обобщенных координат, определяющих положение $\{\tilde{e}_h^t\}$ в системе $O_* X_* Y_* Z_*$; $M_* = [M_*^r]$; $C_* = [C_*^r]$; $K_* = [K_*^r]$ — блочно-диагональные матрицы масс, демпфирования и жесткости для $\{\tilde{e}_h^t\}$; M_*^r, C_*^r, K_*^r — блоки матриц M_*, C_*, K_* , соответствующих экипажу с номером r ; \bar{R}_* — вектор нагрузки, $\bar{R}_* = \Pi_* R_*$; Π_* — матрица соединения векторов R_* и \bar{R}_* ; R_* — вектор динамических добавок к статическим реакциям в точках контакта $\{\tilde{e}_h^t\}$ с предмостовым полотном и с $\{e_h\}$.

Введем в рассмотрение $P_* = [p_*^h]$, $R_{k0} = [R_{k0}^h]$ — векторы статических давлений $\{\tilde{e}_h^t\}$ на $\{e_h\}$ и соответственно динамических добавок к ним. При этом $R_{k0} = -R_*'$, где R_*' — вектор добавок (подвектор R_*), соответствующий тем колесным парам, которые въехали в момент t на $\{e_h\}$. Тогда в (2) $\hat{p}_{j+1}^h = \hat{p}_{*j+1}^h + \hat{R}_{k0j+1}^h$, где компоненты $\hat{p}_{*j+1}^h, \hat{R}_{k0j+1}^h$ — силы, действующие на e_h в момент времени t_{j+1} . Введем q_{ch} — вектор смещений $\{\tilde{e}_h^t\}$ в точках контакта ее с предмостовым полотном и с $\{e_h\}$; \bar{q}_{hR} — вектор смещений $\{e_h\}$ в $OXYZ$ (см. рис. 2) в точках контакта $\{\tilde{e}_h^t\}$ с $\{e_h\}$ от начальных условий для $\{e_h\}$ и от действия вектора нагрузки R . При этом, если $R = P_*$, то вектор \bar{q}_{hR} заменяется q_{hP} ; \bar{q}_{h0} — вектор смещений $\{e_h\}$ в точках контакта $\{\tilde{e}_h^t\}$ с $\{e_h\}$ от нулевых начальных условий для $\{e_h\}$ и от сил R_{k0} ; q_{hR}, q_{h0} — векторы, включающие в себя соответственно $\bar{q}_{hR}, \bar{q}_{h0}$ и нулевые подвекторы, дополняющие размерность каждого из q_{hR}, q_{h0} до размерности q_{ch} , что соответствует нулевым смещениям в предмостовом полотне. Тогда имеем:

$$q_{ck} = q_{kP} + q_{k0}. \quad (6)$$

Проведем дискретизацию (5), (6) по времени ($j=0, 1, 2, \dots$), как и для (2):

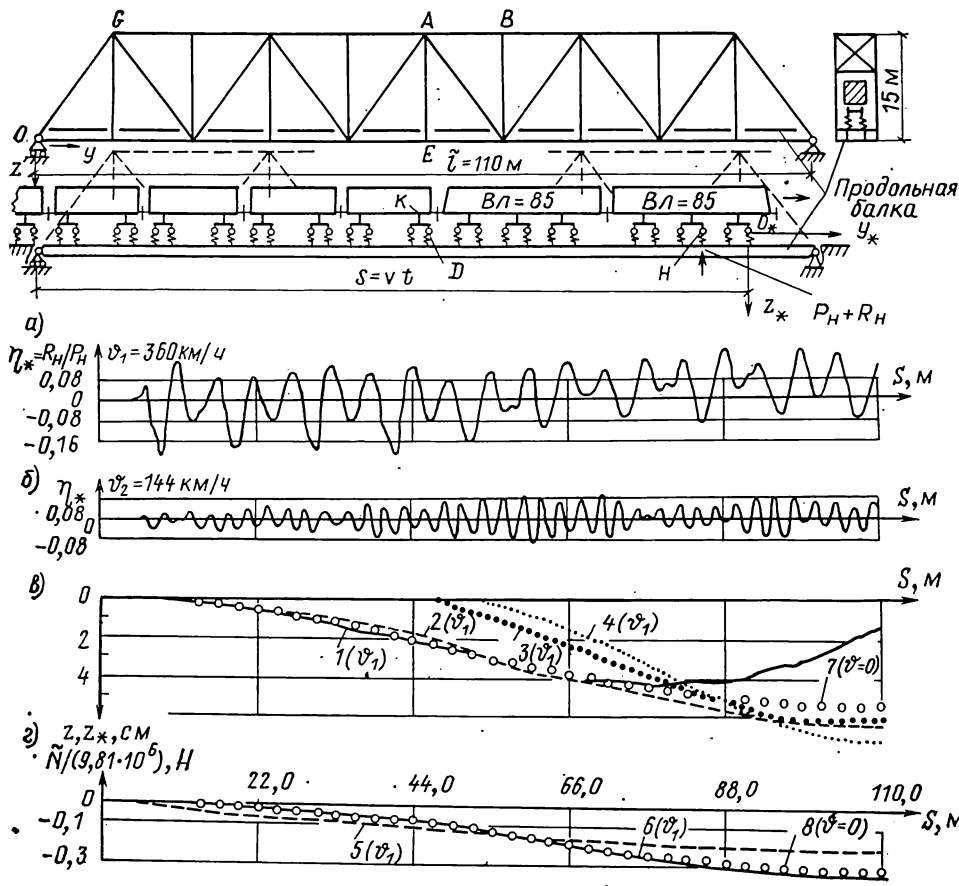


Рис. 2. Динамические усилия (z) и смещения (z) в ферме и составе (a, б, в)
 $\eta_* = R_H / P_H$ — относительная динамическая добавка в точке H электровоза (P_H — статическая нагрузка на рельс, R_H — динамическая добавка к ней); 1 — смещение $q_{c,3}^1$ в точке H электровоза; 2 — вертикальное смещение узла E; 3, 4 — смещение $q_{c,1}^{(3)}$ и $q_{c,9}^{(3)}$ соответственно в точке D (колесо) и точке K (кузов вагона); 5, 6 — продольные усилия \tilde{N} ($\tilde{N} < 0$ сжатие) в узлах O и A элементов фермы OG и AB; 7, 8 — смещение узла E и продольное усилие в узле A элемента AB соответственно при статическом нагружении фермы составом.

$$\left. \begin{aligned}
 M_* \ddot{q}_{c,j+1} + C_* \dot{q}_{c,j+1} + K_* q_{c,j+1} &= \Pi_* \hat{R}_{*,j+1}; & (H) \\
 q_{c,kj+1} &= q_{kp,j+1} + q_{k0,j+1}; & (I) \\
 \ddot{q}_{c,j+1} &= \ddot{q}_{c,j} + \ddot{q}_{c,j} \Delta t_j + \ddot{q}_{c,j+1/2} \Delta t_j^2 / 2; & \ddot{q}_{c,j+1} = \ddot{q}_{c,j+1/2} \Delta t_j + \ddot{q}_{c,j}, & (J)
 \end{aligned} \right\} (7)$$

Используя замены $\ddot{q}_{c,j+1} = 2 \ddot{q}_{c,j+1/2} - \ddot{q}_{c,j}$; $\hat{R}_{*,j+1} = 2 \hat{R}_{*,j+1/2} - \hat{R}_{*,j}$, получаем

$$\ddot{q}_{c,j+1} = G_1 \ddot{q}_{c,j} + G_2 \ddot{q}_{c,j} + G_3 \hat{R}_{*,j+1/2}, \quad (8)$$

где $G_1 = E - \tilde{A} K_*$; $G_2 = \Delta t_j E - \tilde{A} (C_* + (\Delta t_j / 2) K_*)$;

$G_3 = \tilde{A} \Pi_*$; $\tilde{A} = [M_* + (\Delta t_j / 2) C_* + (\Delta t_j^2 / 4) K_*]^{-1} (\Delta t_j^2 / 2)$.

Введем упругие связи с жесткостями c_1 между колесами и проезжей частью. Выделим из q_c подвектор $q_{c,k}$, тогда в соответствии с (8) можно записать:

$$\ddot{q}_{c,kj+1} = \tilde{G}_1 \ddot{q}_{c,j} + \tilde{G}_2 \ddot{q}_{c,j} + \tilde{G}_3 \hat{R}_{*,j+1/2} + (1/c_1) (2 \hat{R}_{*,j+1/2} - \hat{R}_{*,j}), \quad (9)$$

где $\tilde{G}_1, \tilde{G}_2, \tilde{G}_3$ — подматрицы матриц G_1, G_2, G_3 .

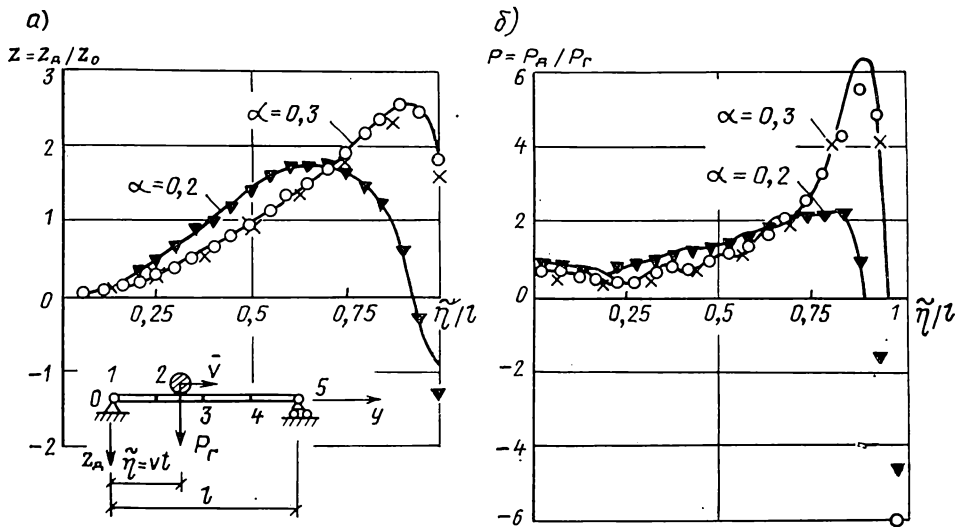


Рис. 3. Зависимость смещения z_d в центре балки (а) и давления под грузом P_d (б) от положения груза на балке
 Сплошная линия — данные по методике [3]; кружки и треугольники — по предлагаемой методике при $\Delta t_j = l/(20v)$; крестики — то же при $\Delta t_j = l/(8v)$; $Z_0 = 2P_r l^3 / \Pi \cdot EI$ — статический прогиб под силой в центре балки; $\alpha = vl / (\pi \sqrt{EI/\bar{m}})$

Выражение (9) при $c_1 = \infty$ — дискретный аналог решениям, строящимся через интеграл Дюамеля для смещения экипажа в [4]. Составим условия равенства смещений в точках контакта для $\{e_h\}$ и $\{\tilde{e}_h\}$, считая, что к моменту t_{j+1} на мост въехало N_{j+1} колесных пар. Введем в рассмотрение

$$\frac{\Delta}{q_{k_0 j+1}} = \alpha_{j+1} \hat{R}_{k_0 j+1/2}, \quad \text{где } \alpha_{j+1} = [\alpha_{i_* k_*}], \quad i_*, k_* = 1, \dots, N_{j+1}, \quad (10)$$

где $\alpha_{i_* k_*}$ — смещение за время Δt_j точки проезжей части $\{e_h\}$, совпадающей с точкой приложения в момент t_{j+1} силы с номером i_* из R_{k_0} , от движения внезапно примененной в момент t_j единичной силы, заменяющей по положению в R_{k_0} силу с номером k_* , при нулевых для $\{e_h\}$ начальных данных.

Используя (1) в (7), (9) и (10), имеем:

$$(\tilde{G}_5 + \tilde{G}_4) \hat{R}_{* j+1/2} = \hat{q}_{kP j+1} - \tilde{G}_1 \frac{\Delta}{q_{c j}} - \tilde{G}_2 \frac{\Delta}{q_{c j}} + (1/c_1) \hat{R}_{* j}, \quad (11)$$

где $\tilde{G}_4 = \begin{bmatrix} \alpha_{j+1} & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix}$.

Преобразуем систему (11), делая замену $\hat{R}_{* j+1/2} = \Delta \hat{R}_{* j+1/2} + \hat{R}_{* j-1/2}$. В итоге имеем систему уравнений относительно $\Delta \hat{R}_{* j+1/2}$ — вектора приращений усредненных постоянных на каждом шаге Δt_j решений \hat{R}_* :

$$(\tilde{G}_5 + \tilde{G}_4) \Delta \hat{R}_{* j+1/2} = \hat{q}_{kR j+1} - \tilde{G}_1 \frac{\Delta}{q_{c j}} - \tilde{G}_2 \frac{\Delta}{q_{c j}} - \tilde{G}_5 \hat{R}_{* j-1/2} + (1/c_1) \hat{R}_{* j}, \quad (12)$$

где $R = P_* + \hat{R}_{k_0 j-1/2}$; $\tilde{G}_5 = \tilde{G}_3 + (2/c_1) E$.

При постоянном шаге интегрирования достаточно вычислить один раз для (4) матрицу $(E_1 \bar{M} + E_2)^{-1}$ и тем самым избежать решения системы (4) на каждом шаге. Таким образом, алгоритм для расчета на подвижную нагрузку предлагает, как и в [2], автономное решение системы уравнений типа (12) на каждом шаге. Проследим ход решения всей задачи при $j=0, 1, 2, 3, \dots$. На каждом шаге Δt_j при начальных условиях в момент t_j через решение системы (4) определяем $q_{kR j+1}$. Далее, используя (12), находим $\Delta \hat{R}_{* j+1/2}$. При тех же начальных условиях в момент t_j и найденном $\hat{R}_{* j+1/2}$ используя (4), отыскиваем итоговое решение всей задачи на шаге $[t_j, t_{j+1}]$ и т. д.

Рассмотрим задачу о движении массы (рис. 3) по балке ($\beta = P_T / (mlg) = 3$) [3]. Балку представим как конечноэлементную систему, состоящую из четырех равных элементов.

Перейдем к нагрузке в виде железнодорожного состава. Приведем элементы матриц K_*^r , M_*^r , C_*^r для двух типов экипажей, определив при этом компоненты вектора \bar{q}_c как вертикальные смещения узловых точек $q_{c_i}^r$ при $i=1, 2, \dots$, (см. рис. 1). Для шестисекционной секции локомотива ненулевые элементы матриц $K_*^r = [K_{ij}]$, $M_*^r = [M_{ij}]$, $i, j = 1, \dots, 14$ имеют вид:

$$K_{ii} = -K_{6+i, i} = \mathcal{Ж}_1, \quad K_{14, 6+i} = -\mathcal{Ж}_2, \quad i = 1, \dots, 6; \quad K_{6+2i, 2i-1} = K_{6+2i, 2i} = -K_{5+2i, 2i} = K_{5+2i, 2i-1} = -\mathcal{Ж}_1, \quad i = 1, 2, 3; \quad K_{13, 10+i} = -K_{13, 6+i} = \mathcal{Ж}_2, \\ K_{14, 12+i} = \tilde{g} + 2\mathcal{Ж}_2, \quad i = 1, 2;$$

$$K_{ii} = -K_{i, i+1} = \mathcal{Ж}_1, \quad i = 7, 9, 11; \quad K_{ii} = K_{i, i-1} = \mathcal{Ж}_1 + \mathcal{Ж}_2/2, \quad i = 8, 10, 12;$$

$$K_{8, 13} = 2K_{10, 13} = 2K_{10, 14} = K_{12, 14} = -K_{13, 13}/2 = -K_{13, 14}/2 = -\mathcal{Ж}_2; \quad \tilde{g} = \mathcal{Ж}_2; \quad (13)$$

$$M_{ii} = M_0, \quad i = 1, \dots, 6; \quad M_{ii} = M_{i, i-1} = M_T/2, \quad i = 8, 10, 12; \quad M_{ii} = -M_{i, i+1} = \tilde{T}_T,$$

$$i = 7, 9, 11; \quad M_{13, 13} = -M_{13, 14} = \tilde{T}_K; \quad M_{14, 13} = M_{14, 14} = M_K.$$

где $\mathcal{Ж}_1, \mathcal{Ж}_2$ — жесткости рессор между колесом и тележкой и соответственно тележкой и кузовом; M_0 — масса колеса; $\tilde{T}_T = 2 I_T / l_T^2$, $\tilde{T}_K = 4 I_K / l_K^2$; I_K, I_T, M_K, M_T — центральные моменты инерции и массы кузова и тележки. Матрицы K_*^r, M_*^r для вагона получаются из (13), если положить $\tilde{g} = 0$ и вычеркнуть строки и столбцы с номерами 3, 4, 9, 10.

Матрицы C_*^r — секций локомотива и вагона легко получить из K_*^r , если в (13) $\mathcal{Ж}_i$ заменить на соответствующие коэффициенты вязкости демпферов γ_i .

Рассмотрим задачу о совместных колебаниях мостовой фермы и железнодорожного состава (см. рис. 2), состоящего из двухсекционного электровоза ВЛ-85 и пяти цельнометаллических вагонов. Ферма рассматривается как плоская конечноэлементная система при $m=77, n=50$, где m, n — число элементов и узлов $\{e_h\}$. Узлами системы являются узлы фермы и узлы в продольной балке. Как и в тестовой задаче, каждый пролет продольной балки фермы составлялся из четырех равных элементов, а шаг интегрирования выбирался равным $\Delta t_j = l / (200 v)$. Математическое моделирование задачи проводилось при $N=60, 45$ в (2). Так, при $v=v_1=360$ км/ч число степеней свободы системы ферма — состав равнялось 9415 и 7105, а при $v=v_2=144$ км/ч — 7105. Сравнение графиков (см. рис. 2) показывает, что динамические добавки к характерным усилиям и смещениям фермы при наличии идеального пути и скорости $v=360$ км/ч не превышают 10...15% их статических значений.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Болотин В. В. Задача о колебаниях мостов под действием подвижной нагрузки // Механика и машиностроение. — 1961. — № 4. — С. 109—115.
2. Муравский Г. Б. Алгоритм исследования динамики линейно-деформируемых систем при действии подвижных нагрузок: Межвуз. сб. науч. тр. // Тр. ин-та / ДИТТ. — 1983. — С. 40—48.
3. Кохманюк С. С., Янюгин Е. Г., Романенко Л. Г. Колебания деформируемых систем при импульсивных и подвижных нагрузках. — Киев: Наукова думка, 1980. — 231 с.
4. Иванченко И. И. О колебаниях моста при движении по нему экипажа // Тр. ин-та / МИИТ. — 1975. — Вып. 476. — С. 64—71.
5. Borowicz T. Wyteżenie belek jod obciążeniem ruchomym // Arch. inż. bud., 1978. — 24 No. 2 — S. 219—235.
6. Иванченко И. И. Расчет стержневых систем с распределенными параметрами на неустановившиеся воздействия // Строит. механика и расчет сооружений. — 1987. — № 5. — С. 60—67.
7. Иванченко И. И. К расчету линейно-деформируемой стержневой системы методом конечных элементов на неустановившиеся воздействия. — Деп. в ВИНТИ 3.04.86. № 2344.

Опечатки в № 5—89

Страница	Строка	Напечатано	Следует читать
66	Матрица	$[r_{вн.ус}] = \frac{l}{1}$	$[r_{вн.ус}] = \frac{1}{l}$
66	Матрица, 4-й столбик справа, 3-я строка	$ N$	$-N$

УДК 624.012.2.046:69(083.75)

В. Д. РАЙЗЕР, д-р техн. наук, проф., Б. Б. КИРИЛЛОВ, канд. техн. наук
(ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко, Москва)

Метод статистических испытаний в расчете антенно-мачтовых сооружений на устойчивость

Для вероятностного расчета стержневых систем на устойчивость предлагается использовать метод статистических испытаний (МСИ), алгоритм которого в отличие от ранее применявшихся подходов [1], связанных с применением метода малого параметра, не зависит от изменчивости и характера распределения исходных случайных факторов.

Алгоритм МСИ состоит из трех основных этапов:

- 1) генерирования на ЭВМ псевдослучайных чисел — значений исходных случайных величин;
- 2) многократного детерминированного расчета на каждую из реализаций исходных случайных величин и записи полученных результатов в выборке выходных случайных величин;
- 3) обработки выборки методами математической статистики и решения задач, связанных с непосредственным использованием результатов статистической обработки.

Рассмотрим задачу вероятностного расчета мачты на оттяжках (рис. 1), представляющей собой сжато-изогнутый стержень на упругоподатливых опорах, образованных оттяжками, значения жесткостей которых обладают случайной изменчивостью. Последняя является следствием влияния четырех стохастических факторов: модуля упругости оттяжек \tilde{E}_{kj} ; их предварительного напряжения $\tilde{\sigma}_{0j}$; скорости ветра \tilde{V} и его направления; перепада температуры окружающего воздуха $\tilde{\Delta t}$.

Критерием отказа принято считать потерю общей устойчивости ствола мачты из плоскости действия ветровой нагрузки, а отказы, вызванные усталостным разрушением соединительных элементов оттяжек, не рассматриваются.

Жесткость упругоподатливой опоры \tilde{C}_j функционально зависит от напряжения $\tilde{\sigma}_{ij}$ в i -й оттяжке j -го яруса, значения и направления скорости ветра, длины хорды оттяжки L и ее модуля упругости [3]. В свою очередь $\tilde{\sigma}_{ij}$ имеет нелинейную зависимость от скорости и направления ветра, перепада температуры, предварительного напряжения и модуля упругости каната. Следовательно,

$$\tilde{C}_j = F_c(\tilde{E}_{kj}, \tilde{\sigma}_{0j}, \tilde{\Delta t}, \tilde{V}, L, n_0, g_{0j}, f_{0j}, d_{0j}), \quad (1)$$

где j — номер оттяжечного узла; n_0 — число оттяжек, сходящихся в узле; g_{0j} — собственный вес каната j -го яруса; f_{0j} — площадь поперечного сечения вант i -го яруса; d_{0j} — диаметр оттяжки j -го яруса. Функция F_c представляется в виде процедуры, запрограммированной для вычисления на ЭВМ.

Критический параметр нагрузки ствола мачты как сжато-изогнутого стержня на упругоподатливых опорах из плоскости действия ветра определяется методом начальных параметров в матричной формулировке (МНП) в предположении, что ствол мачты остается прямолинейным в плоскости деформирования и что сжимающие силы в пролетах от собственного веса ствола оттяжек и их натяжения принимаются сосредоточенными в уровнях упругих опор и сохраняют между собой постоянное соотношение

$$\tilde{N}_j = \tilde{N} e_j, \quad (j = 1, 2, \dots, m), \quad (2)$$

где \tilde{N} — параметр продольной нагрузки; e_j — группа коэффициентов, устанавливающих взаимное соотношение усилий в пролетах; m — число пролетов.

Критическое состояние ствола мачты зависит от жесткостей упругоподатливых опор \tilde{C}_j , образованных оттяжками, что позволяет для определения критического параметра нагрузки использовать функцию вида $\tilde{R} = F_R(\tilde{C}_1, \tilde{C}_2, \dots, \tilde{C}_m)$. Так как величины \tilde{E}_{kj} , $\tilde{\sigma}_{0j}$, $\tilde{\Delta t}$, \tilde{V} являются случайными, то \tilde{R} также случайна. По смыслу функция F_R представляет собой запрограммированный алгоритм МНП для вычислений на ЭВМ [4].

Параметр продольного усилия ствола мачты определяется его собственным весом,

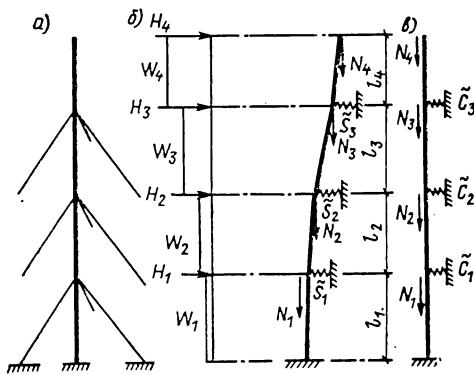


Рис. 1. Расчетная схема мачты на оттяжках (а) в плоскости (б) и из плоскости действия ветра (в)

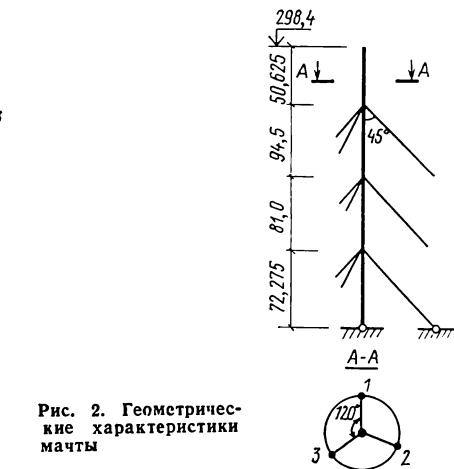


Рис. 2. Геометрические характеристики мачты

предварительным напряжением и собственным весом оттяжек, а также воздействием ветра и перепада температуры. Тогда

$$\tilde{N} = F_N(\tilde{V}, \Delta \tilde{t}, \tilde{E}_{kj}, \tilde{\sigma}_{0j}, L, n_0, m, g_{0j}, d_{0j}, f_{0j}). \quad (3)$$

Из (3) следует, что \tilde{N} является случайной величиной.

В рамках схемы независимых испытаний случайные процессы изменения скорости и направления ветра, температуры окружающего воздуха заменяются последовательностью независимых реализаций случайных величин \tilde{V} и $\Delta \tilde{t}$, полученных выделением из длительных непрерывных наблюдений экстремальных значений скорости ветра и перепада температуры (суточные, декадные, месячные или годовые максимумы).

Полученные статистические ряды подвергались обработке, результатом которой явились оценки параметров и аппроксимирующие функции распределения.

Вводится следующая случайная величина

$$\tilde{u} = \tilde{R} - \tilde{N}. \quad (4)$$

Выражение для вероятности безотказной работы имеет вид

$$P_S = 1 - \int_{-\infty}^0 p(u) du, \quad (5)$$

Рассматриваемая мачта на оттяжках имеет m узлов по n_0 оттяжек в каждом узле. Процедура расчета устойчивости ствола из плоскости действия ветровой нагрузки представляется алгоритмом МНП вместе с (1) — (4). Генерируются последовательности псевдослучайных чисел — значений независимых случайных величин \tilde{V} , $\Delta \tilde{t}$, \tilde{E}_{kj} , $\tilde{\sigma}_{0j}$ ($j=1, 2, \dots, m$). Для каждого из значений \tilde{V} , $\Delta \tilde{t}$, \tilde{E}_{kj} , $\tilde{\sigma}_{0j}$ ($j=1, 2, \dots, m$) производится детерминированный расчет по МНП и формулам (1) — (4), а значения случайных величин \tilde{R} , \tilde{N} , \tilde{u} записываются в три различные выборки. Оценки параметров и типы распределений \tilde{R} , \tilde{N} , \tilde{u} определяются известными методами математической статистики. Затем по (5) ищется вероятность безотказной работы.

Описанная выше методика реализована в виде программы для ЭВМ, по которой произведен ряд вероятностных расчетов мачты на оттяжках высотой 298,4 м в условиях пятого ветрового района (рис. 2). Мачта имеет три оттяжечных узла и четыре пролета ($m=3$), в каждом из которых сходятся три оттяжки ($n_0=3$). Погонный вес ствола постоянен по длине и равен 5,0 кН/м. Изгибная жесткость нижнего пролета ствола составляет $10,2 \cdot 10^6$ кН·м², трех остальных пролетов — $6,7 \cdot 10^6$ кН·м². Значения годовых максимумов скорости ветра \tilde{V} считаются подчиняющимися двойному экспоненциальному закону. Учет изменения скорости ветра по высоте мачты производится по степенному закону, а моделирование случайного направления ветровой нагрузки осуществляется по [5]. На основании результатов статистической обработки данных по замерам значений \tilde{E}_{kj} и $\tilde{\sigma}_{0j}$ [6] принято, что распределение последних можно считать нормальным. Перепад температуры не учитывается и приравнивается нулю. Число статистических испытаний по МСИ принято равным 1000 (табл. 1).

Результаты расчета показали, что существует корреляционная зависимость между случайными величинами \tilde{R} и \tilde{N} (оценка коэффициента корреляции находится в пределах 0,2...0,3), так как в соотношения (1) и (3) в качестве аргументов входят \tilde{V} , $\Delta \tilde{t}$,

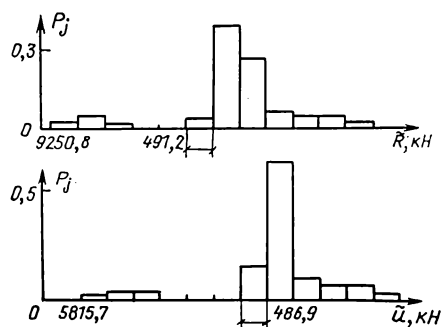


Рис. 3. Гистограммы распределений значений случайных величин \tilde{R} и \tilde{u}

$\tilde{\sigma}_{0j}$, \tilde{E}_{kj} . Следовательно, в данном случае \tilde{R} находится в функциональной зависимости от \tilde{N} .

Кроме того, распределения значений \tilde{R} и \tilde{u} носят полимодальный характер (рис. 3). Поэтому вероятность безотказной работы определялась по верхней $P_{Sв}$ и нижней $P_{Sн}$ [7] (рис. 4) границам.

Сравнение результатов вероятностных расчетов мачты с учетом случайного направления ветра по предположению о равновероятности направлений ветра и по розе ветров конкретной местности [5] показало, что, если роза ветров не имеет резких «всплесков», моделировать направление ветровой нагрузки можно по первому предположению.

Для расчетов использовались ЭВМ ЕС1033 и ЕС1061. Затраты процессорного времени на 1000 статистических испытаний по МСИ составили соответственно около 31 и 4 мин, что свидетельствует о высокой эффективности МСИ при использовании быстродействующих компьютеров.

Представляет интерес сопоставление результатов, полученных по МСИ и аналитическому методу, в качестве которого рассматривается метод условных функций надежности [7]. При этом выражение для функции надежности имеет вид

$$P_S(n) = \int_0^{\infty} f_n(v) F_B(v) dv,$$

где $f_n(v)$ — плотность распределения вероятностей скорости ветра за n лет эксплуатации; $F_B(v)$ — условная вероятность безотказной работы при скорости ветра, равной v , или условная функция надежности.

Условием отказа считается переход мачты в такое состояние, при котором металл течет.

Ствол мачты делится на подсистемы, которыми могут являться пролеты между оттяжечными узлами (см. рис. 2). Оттяжки мачты и их соединительные элементы также являются подсистемами, но они требуют дополнительных исследований безотказности, поэтому вероятность отказа здесь считается равной нулю.

Рассмотрим две ситуации, когда: а) прочностные свойства подсистем статистически независимы и б) статистически зависимы.

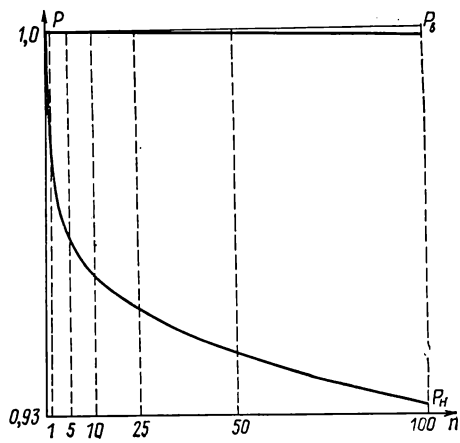


Рис. 4. Зависимости верхней и нижней оценок вероятности безотказной работы от длительности эксплуатации

Таблица 1

№ узла	d_{0j} , м	f_{0j} , 10^{-4} м ²	g_{0j} , кН/м	\tilde{E}_{kj} , 10^6 кПа		$\tilde{\sigma}_{0j}$, 10^3 кПа	
				среднее	стандарт	среднее	стандарт
1	0,052	12,85	0,471	1,5	0,12	1,7	0,453
2	0,052	12,85	0,250	1,5	0,12	1,8	0,480
3	0,062	18,24	0,312	1,5	0,12	1,7	0,453

n, лет	$P_S(n)$ по методу			
	условных функций надежности		статистических испытаний	
	случай а)	случай б)	случай а)	случай б)
1	0,99998	0,99999	0,999952	0,99996
10	0,99988	0,99991	0,999911	0,999927
20	0,99976	0,99984	0,999833	0,999865
30	0,99965	0,99976	0,999748	0,9998
40	0,99954	0,99969	0,999669	0,99974
50	0,99943	0,99962	0,999589	0,99968
60	0,99933	0,99955	0,999503	0,999615
70	0,99923	0,99944	0,999373	0,99952
80	0,99913	0,99942	0,999358	0,99951
90	0,99903	0,99935	0,999265	0,99944
100	0,99893	0,99929	0,999196	0,99939

В первом случае $F_B(V) = \prod_{k=1}^s \{1 - \Phi_r[\sigma_k(V)]\}$,

во втором $F_B(V) = 1 - \Phi_r[\sigma_{\max}(V)]$,

где s — число подсистем; Φ_r — интегральная функция распределения предела текущей стали; $\sigma_k(V)$ — опасное напряжение в k -й подсистеме при скорости ветра v .

При решении данной задачи с использованием МСИ необходимо определять напряжение в пролетах мачты. Для детерминированного расчета использовалась программа RADIUS, разработанная на кафедре строительной механики МИСИ им. В. В. Куйбышева, позволяющая производить деформационный расчет стержневых систем методом конечных элементов. Тогда

в случае а) $P_S(n) = \int_0^{\infty} f_n(V) \prod_{k=1}^s \{1 - \Phi_r[\sigma_k(V)]\} dV$;

в случае б) $P_S(n) = \int_0^{\infty} f_n(V) \{1 - \Phi_r[\sigma_{\max}(V)]\} dV$.

Сопоставление результатов расчета мачты (см. рис. 2), выполненного при прочих идентичных условиях (табл. 2), показало, что порядок чисел одинаков для обоих методов, а различие имеется лишь в 4, 5, 6-м знаках после запятой. Это объясняется погрешностями вычислений и ограниченным числом статистических испытаний (100) из-за лимита машинного времени (для одного деформационного расчета мачты на ЭВМ ЕС1033 требовалось порядка 30 с).

Необходимо отметить, что МСИ позволяет использовать при расчете реальные статистические ряды (например, замеры скорости ветра, температуры, высоты снежного покрова и т. п.) без предварительной обработки и установления законов распределения. Расчеты, проводившиеся на примере мачты, показали хорошее совпадение результатов, полученных с использованием реальной статистики месячных максимумов скорости ветра за 20 лет и генератора, вырабатывающего значения случайной величины скорости ветра (имеющей двойное экспоненциальное распределение и параметры, полученные в результате обработки ряда месячных максимумов).

Современное состояние расчетной базы сооружений и конструкций в детерминированной постановке, основанной на применении численных методов, дает возможность широко использовать МСИ для решения задач оценки показателей надежности сооружений и конструкций, а также для совершенствования методов нормирования.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Давлетханова А. Д. Устойчивость многоступенчатого стержня на дискретных опорах со случайными характеристиками // Строит. механика и расчет сооружений. — 1983. — № 1. — С. 48—53.
2. Аугусти Г., Баратта А., Кашиаги Ф. Вероятностные методы в строительном проектировании. — М.: Стройиздат, 1988. — 584 с.
3. Савицкий Г. А. Расчет антенных сооружений. — М.: Связь, 1987. — 356 с.
4. Кириллов Б. Б. Устойчивость многопролетных центрально-сжатых балок на дискретных упруго-податливых опорах со случайными характеристиками // Тр. ин-та / ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко. — 1987. — С. 126—136.
5. Кириллов Б. Б. Моделирование случайного направления ветровой нагрузки методом Монте-Карло при вероятностном расчете мачты на оттяжках. — Деп. во ВНИИИС 20.10.87, № 8329.
6. Ройтштейн М. М., Шифрин М. А. О модуле упругости стальных канатов // Бетон и железобетон. — 1971. — С. 19—21.
7. Райзер В. Д. Методы теории надежности в задачах нормирования расчетных параметров строительных конструкций. — М.: Стройиздат, 1986. — 193 с.

РАСЧЕТЫ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

УДК 699.841:69.057.12—413

Я. М. АЙЗЕНБЕРГ, д-р техн. наук, проф. (ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко, Москва),
Б. К. ГАЙЫРОВ, канд. техн. наук (НИИсейсмостойкого строительства, Ашхабад)

Адаптация крупнопанельных зданий с сухими стыками к сейсмическим воздействиям

Расширяются масштабы строительства в восточных и северных районах страны. Традиционные меры сейсмозащиты крупнообъемных зданий связаны с большим объемом сварки и «мокрым» процессом замоноличивания, что в условиях сурового климата приводит к значительному увеличению энерго- и трудоемкости, сроков и стоимости строительства. Ведется поиск рациональной конструктивной системы сейсмостойких крупнопанельных зданий. Эффективным в этом плане представляется проект крупнопанельного дома, разработанного ЛенЗНИИЭПом и ЦНИИСКом им. В. А. Кучеренко. Характерными особенностями конструктивного решения являются «сухие» горизонтальные и вертикальные стыки стеновых панелей. Адаптивные свойства предложенного здания выражаются в «запроектированных» возможностях: разрушение растворной шпонки в нижней части стеновых панелей, в которых стыкуются вертикальные тязи стеновых панелей (рис. 1); значительное раскрытие горизонтальных стыков; ограничение взаимных смещений стеновых панелей в вертикальном стыке — эффект, аналогичный эффекту включения связей, что эквивалентно жесткой нелинейной характеристике. Конструктивно ограничение решено в виде взаимной врезки с зазором стеновых панелей по высоте этажа. Расположение «сухой» прокладки в горизонтальном стыке увеличивает деформативные и энергопоглощающие свойства запроектированной системы. Такая каскадная система сейсмозащиты, обуславливающая широкий диапазон нелинейного деформирования с поглощением энергии воздействия, должна обеспечивать высокую надежность и требуемую сейсмостойкость крупнопанельного здания с сухими стыками.

В ЦНИИСК им. Кучеренко выполнены исследования сейсмостойкости предложенного конструктивного решения крупнопанельного дома; исследования продолжаются.

Динамическая расчетная модель здания принята в виде девятимассового консольного стержня, жестко защемленного в уровне перекрытия подвала (рис. 2, а); рассмотрена также модель в виде одномассового стержня (рис. 2, б). Рассматривались только поступательные колебания основания. Затухание принималось по гипотезе Фойгта.

Дифференциальные уравнения движения

$$[M] \ddot{\bar{Y}} + [G] \dot{\bar{Y}} + \bar{R} (\Delta Y) = -[M] \ddot{\bar{Y}}_0(t).$$

Расчетные диаграммы деформирования строились с учетом сдвига и изгиба отдельно для каждой стеновой диафрагмы, входящей в конструкцию здания. До раскрытия горизонтальных стыков жесткость и перемещение стеновых диафрагм определялись как для сплошного железобетонного элемента. После раскрытия стыков было принято, согласно [1] и др., что изгибная жесткость стеновой панели определяется жесткостью горизонтального стыка, являющейся функцией от высоты сжатой зоны бетона. Проведенный анализ напряженно-деформированного состояния горизонтального стыка стеновых диафрагм (рис. 3) показал, что с достаточной точностью для практических расчетов сейсмической реакции исследуемого здания можно принять следующую зависимость высоты сжатой зоны x от уровня нагружения P

$$x = 3 (0,5l - P H/N) \quad (1)$$

и момента инерции I_x [2]

$$I_x = 0,5b x^2 z_0 = (4,5b P H/N)(0,5l - P H/N)^2. \quad (2)$$

Горизонтальное перемещение Y системы определяется так:

$$Y = P (1,2H/G_b A + H^3/3E_b I_x), \quad (3)$$

где l — длина горизонтального стыка; P — горизонтальная сила; H — расстояние от P до рассматриваемого сечения (стыка); N — вертикальная сила в стыке; b — толщина стеновой панели; G_b и E_b — модули сдвига и упругости бетона; I_x — момент инерции

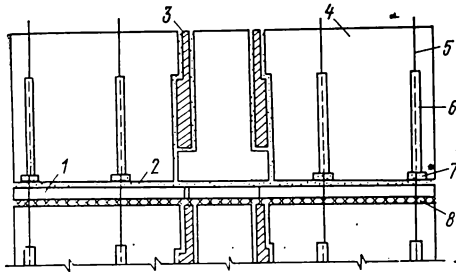


Рис. 1. Схематический чертеж стены
1 — плита перекрытия; 2 — раствор; 3 — продольная стеновая панель; 4 — поперечная стеновая панель; 5 — арматура; 6 — трубка, 7 — шпонка; 8 — сухая прокладка

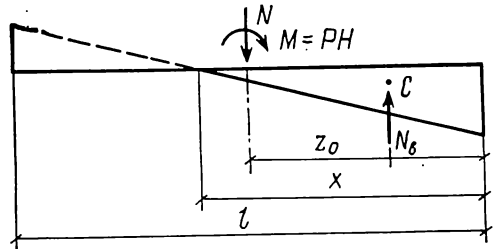


Рис. 3. Расчетная модель сечения стены

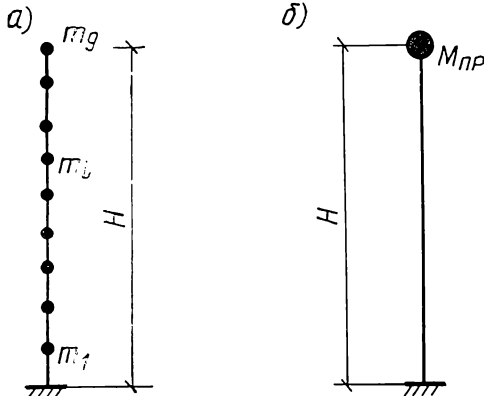


Рис. 2. Расчетные динамические модели
а — многомассовая модель; б — одномассовая модель

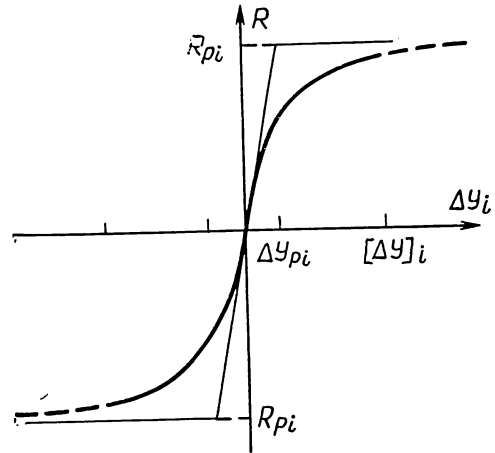


Рис. 4. Расчетная зависимость между горизонтальными силами и перемещениями

сечения по сжатой зоне в уровне горизонтального стыка; A — площадь сечения стеновой диафрагмы.

Проведенные расчеты показали, что при данном конструктивном решении разрушение растворной шпонки незначительно влияет на сейсмическую реакцию системы, а зазор упора-ограничителя в вертикальном стыке стеновых диафрагм не закрывается до наступления предельного состояния в горизонтальном стыке. Эти расчеты были подтверждены результатами экспериментальных исследований фрагмента здания. В соответствии с этим в дальнейших исследованиях учитывалось только раскрытие горизонтальных стыков стеновых диафрагм.

За предельные состояния конструкции принимались два условия: достижение восстанавливающей силы такой величины, при которой разрушается сжатая зона бетона стеновых панелей; достижение зданием таких перемещений, при которых значения изгибающего момента от действия вертикальных сил (эффект «пи-дельта») не превышали 10% изгибающего момента, вызванного горизонтальными сейсмическими силами [3].

Были построены зависимости «восстанавливающая сила — перемещение» для каждого из девяти уровней всех стеновых диаграмм здания. Суммированием для каждого фиксированного значения U и R графиков зависимостей $R-U$ всех стеновых диаграмм, составляющих конструкцию здания, получены расчетные диаграммы деформирования исследуемого сооружения с нелинейно-упругой характеристикой (рис. 4, табл. 1).

Значение $[\Delta Y]_i$ определено по предельному (минимальному) $[X]_i$; значению высоты сжатой зоны стеновых диафрагм

$$[x]_i = N_i / 0,5 R_b b,$$

где R_b — расчетное сопротивление бетона на сжатие.

Полученные уравнения (1—3) позволяют получить зависимости высоты сжатой зоны x горизонтального стыка от перемещений U стеновых панелей. Эти зависимости позволяют установить взаимосвязь между критериями сейсмостойкости системы (высота сжатой зоны) и критериями сейсмического воздействия (сейсмическими перемещениями системы).

Таблица 1

Параметр	Уровень (этаж), i								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$R_p \cdot 10^{-3}$, кН	3	5	7	9	10	12	14	16	17
$\Delta \mathcal{U}_p$, мм	0,49	0,81	1,14	1,46	1,63	1,95	2,27	2,60	2,76
$[\Delta \mathcal{U}]$, мм	3,16	3,34	3,60	3,94	4,50	5,28	6,72	9,40	17,14

Таблица 2

Землетрясение	η	Номер уровня (этажа) сооружения								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
Бухарест (1977)	0,05	$\frac{6}{2}$	$\frac{11}{4}$	$\frac{16}{5}$	$\frac{22}{7}$	$\frac{30}{8}$	$\frac{35}{9}$	$\frac{39}{10}$	$\frac{42}{10}$	$\frac{43}{11}$
		$\frac{6}{2,0}$	$\frac{5,2}{1,8}$	$\frac{5,6}{1,6}$	$\frac{6,6}{1,5}$	$\frac{9,8}{1,3}$	$\frac{4,4}{1,0}$	$\frac{4,1}{0,8}$	$\frac{5,0}{0,5}$	$\frac{3,0}{0,3}$
	0,15	$\frac{5}{4,8}$	$\frac{9}{4,5}$	$\frac{14}{4,6}$	$\frac{18}{4,7}$	$\frac{23}{4,7}$	$\frac{26}{3,1}$	$\frac{28}{2,5}$	$\frac{30}{1,7}$	$\frac{31}{0,8}$
Газли (1976)	0,05	$\frac{3}{2,6}$	$\frac{5}{2,4}$	$\frac{7}{2,2}$	$\frac{9}{2,2}$	$\frac{11}{2,2}$	$\frac{13}{1,8}$	$\frac{14}{1,5}$	$\frac{15}{1,1}$	$\frac{15}{0,6}$

Примечание. В числителе значения \mathcal{U} и $\Delta \mathcal{U}$ даны при $\bar{R}=1,0R_p$, а в знаменателе — при $R=1,5R_p$.

Построенные нелинейные зависимости $R - \mathcal{U}$ аппроксимировались экспоненциальной функцией [4]

$$R_i = R_{pi} [1 - e^{-\Delta \mathcal{U}_i / \Delta \mathcal{U}_{pi}}] \text{sign } \Delta \mathcal{U}_i, \quad (4)$$

где $\Delta \mathcal{U}_i$ — текущее значение деформации (относительного перемещения). Как показано в [4], выражение (4) отличается простотой при численном решении дифференциальных уравнений движений и удобством при аппроксимации экспериментальных зависимостей.

Для возможности решения системы нелинейных дифференциальных уравнений движения многомассовой системы, когда нагрузка задана в виде акселерограмм воздействий, был использован способ, аналогичный [5]. Однако в отличие от [5] восстанавливающая сила определялась так:

$$R_i = r_i (\mathcal{Y}_i - \gamma_{i-1} \mathcal{Y}_{i-1}) = r_i \Delta \mathcal{Y}_i, \quad (5)$$

где r_i — текущее значение коэффициента жесткости системы; $\gamma_{i-1} \mathcal{Y}_{i-1}$ — перемещение в уровне i , обусловленное перемещением уровня $i-1$.

Коэффициент γ для любого i -уровня

$$\gamma_i = 1 + 1,5 (1 + \mathcal{Y}_{i,c} / \mathcal{Y}_i) (h_{i+1} / h_i), \quad (6)$$

где $\mathcal{Y}_{i,c}$, \mathcal{Y}_i — сдвиговая и полная деформации конструкции в i -м уровне; h_{i+1} , h_i — значения высот $i+1$ и i этажей здания.

Формулы (5) и (6) более универсальны, чем обычно применяемые формулы, описывающие чисто «сдвиговые» модели [5].

Анализ сейсмической реакции исследуемого здания. Нелинейные диаграммы деформирования, построенные теоретическим способом, были уточнены по результатам экспериментальных исследований фрагмента здания и учитывали только раскрытие горизонтальных стыков стеновых диафрагм здания.

В качестве расчетных моделей сейсмических воздействий использовались инструментальные акселерограммы землетрясений (Эль-Центро, 1940 г., Газли, 1984; Газли, 1976; Бухарест, 1977). Максимальные значения ускорений нормировались к величинам 0,1 g и 0,2 g , что соответствует 7- и 8-балльным землетрясениям соответственно.

Для исследования влияния на сейсмическую реакцию сооружения различных параметров состояний системы варьировались следующие величины: коэффициент относительного затухания ($\eta=0,05, 0,10, 0,15$), начальный период колебаний ($T=0,4 \dots 0,65$ с с градацией 0,05 с) и несущая способность ($\bar{R}=R_p, \bar{R}=1,2 R_p, \bar{R}=1,5 R_p, R_p$ — величина предельной несущей способности, определенная по результатам нелинейного статического расчета).

Результаты расчетов исследуемого крупнопанельного здания с сухими стыками на акселерограммы, нормированные к 8 баллам (табл. 2) [U и ΔU , в мм — максимальные значения перемещений и деформаций (относительных перемещений) сооружения] показывают, что повышение несущей способности, диссипативных свойств и жесткости в начальном состоянии приводит к снижению сейсмических перемещений системы.

Отмечено, что сейсмическая реакция сооружения сильно зависит от параметров входного воздействия, и для принятых в расчетах акселерограмм землетрясений равной интенсивности отличалась в 7,4 раза.

Это еще раз подтверждает мнение, что интенсивность сейсмического воздействия, выражаемая в баллах, не может считаться единственным критерием сейсмоопасности района (площадки) строительства.

Сравнение максимальных значений относительных перемещений (см. табл. 2) с допустимыми (см. табл. 1) позволяет отметить следующее:

сейсмостойкость сооружения обеспечена при 7-балльных землетрясениях всех типов, а 8-балльных — только при определенном диапазоне частотных спектров;

при низкочастотных 8-балльных землетрясениях (Бухарест, 1977) относительные перемещения превышали допустимые значения.

Для оценки возможности использования в качестве динамической расчетной модели исследуемого многоэтажного сооружения одномассового осциллятора было проведено сравнение результатов расчета много- и одномассовой (см. рис. 2, б) системы. Оно производилось по минимальной высоте сжатой зоны горизонтального стыка типовой стеновой диафрагмы в уровне заделки. Выявлено, что погрешность использования одномассовой модели зависит от параметров системы и типа землетрясения и находится в довольно широких пределах (до 150%).

Проведенный комплекс теоретических и экспериментальных исследований позволил разработать рекомендации по усовершенствованию конструктивного решения крупнопанельного здания с сухими стыками. Кроме того, упрощена технология производства железобетонных элементов и строительно-монтажных работ.

В 1987 г. построены два дома с сухими стыками в г. Нерюнгри Якутской АССР общей площадью 6 тыс. м². Экономический эффект составил 41 руб. на 1 м² площади.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Рекомендации по расчету крупнопанельных зданий на реальные сейсмические воздействия.* — М., 1983. — 43 с.
2. Айзенберг Я. М., Гайыров Б. К. Расчетная диаграмма деформирования крупнопанельного здания с сухими стыками для приближенного расчета сейсмической реакции // Строительство в особых условиях. Сер. 14. Сейсмостойкое строительство. — М.: ВНИИИС, 1987. — Вып. 7. — С. 7—10.
3. Newmark N. M., Hall W. J. Earthquake spectra and design // Earthquake Eng. Research Institute. — 1987.
4. Айзенберг Я. М. Сооружения с выключающимися связями для сейсмических районов. — М.: Стройиздат, 1976. — 232 с.
5. Хачичян Э. Е., Абарцимян В. А. Динамические модели сооружений в теории сейсмостойкости. — М.: Наука, 1981. — 204 с.

УДК 699.841:518

П. А. РЕКВАВА, канд. техн. наук (ИСМиС им. К. С. Завриева АН ГССР, Тбилиси)

Численный метод оценки неупругой сейсмической реакции крупнопанельных зданий

В связи с постоянным ростом объемов крупнопанельного домостроения в сейсмических районах страны все более актуальной становится задача максимального использования резервов несущей способности крупнопанельных зданий. Важная роль при этом отводится разработке методов расчета крупнопанельных зданий как единых пространственных систем за пределами упругости при сейсмическом воздействии, задаваемом многокомпонентными акселерограммами реальных землетрясений.

Достигнуты определенные успехи в развитии методов пространственного расчета крупнопанельных зданий на статические нагрузки с учетом физической нелинейности деформирования [1, 2]. Ведутся активные научные исследования и в области сейсмостойкости крупнопанельных зданий с учетом реальных свойств материалов [3—7].

Сложность расчетного аппарата количественного анализа неупругой сейсмической

реакции, связанная с вычислительными проблемами и неопределенностью критериев предельных состояний сейсмостойких крупнопанельных зданий, приводит многих исследователей к рассмотрению, в основном, плоских расчетных моделей. *Используемые в динамических расчетах слишком упрощенные модели объекта в виде одномерной системы и одно- или двухкомпонентные записи акселерограмм землетрясений никак не отражают пространственность работы крупнопанельной системы и сейсмического колебания основания.*

В статье предпринята попытка более полно оценить условия работы конструкций крупнопанельного здания путем построения расчетной схемы, допускающей моделирование нелинейного деформирования в зоне дискретных (шпоночных) узловых соединений и наиболее близко соответствующей действительному поведению крупнопанельной системы в условиях сейсмической активности.

Анализ последствий ряда 7- и 8-балльных землетрясений, происшедших на территории СССР и за рубежом, показывает, что крупнопанельные здания обладают повышенной «живучестью» и имеют повреждения, в основном не превышающие вторую степень. При этом характерными повреждениями являются локальные разрушения (раскрытие трещин, раздробление бетона, деформирование и разрывы отдельных связей) в стыках и наличие волосных трещин в стеновых панелях преимущественно нижних этажей. В результате трещинообразования и повреждения в стыковых соединениях изменяется жесткость узловых связей и обеспечивается нелинейность деформирования всего здания, что обуславливает значительное уменьшение действующих сейсмических нагрузок и степени повреждений панелей несущих стен.

Данные экспериментальных работ и натуральных вибрационных испытаний [6, 7] свидетельствуют также о том, что механизм неупругой работы крупнопанельного здания связан в первую очередь с изменением структуры системы и ее механических параметров из-за расстройств узлов сопряжения, в то время когда конструктивные элементы (стеновые панели и плиты перекрытий) остаются существенно упругими. Поэтому для углубленного анализа поведения многоэтажных крупнопанельных зданий в условиях возможных землетрясений необходимо при расчетной оценке их сейсмостойкости учитывать характерные особенности неупругого деформирования железобетонных стыковых соединений рассматриваемой конструктивной системы.

Исходя из вышесказанного, в качестве физической модели крупнопанельного здания рассматривается система из упругоработающих пластинчатых конструктивных элементов, сопряженных между собой в конечном числе точек нелинейно деформируемыми шарнирными узлами.

При расчете на воздействия акселерограмм реальных землетрясений физическая модель здания аппроксимируется адекватной расчетной схемой в виде пространственной системы плосконапряженных упругих суперэлементов (панелей стен и плит перекрытий), соединенных в дискретных узлах в отличие от расчетных моделей, предложенных в [8—12], нелинейно податливыми связями (см. рисунок).

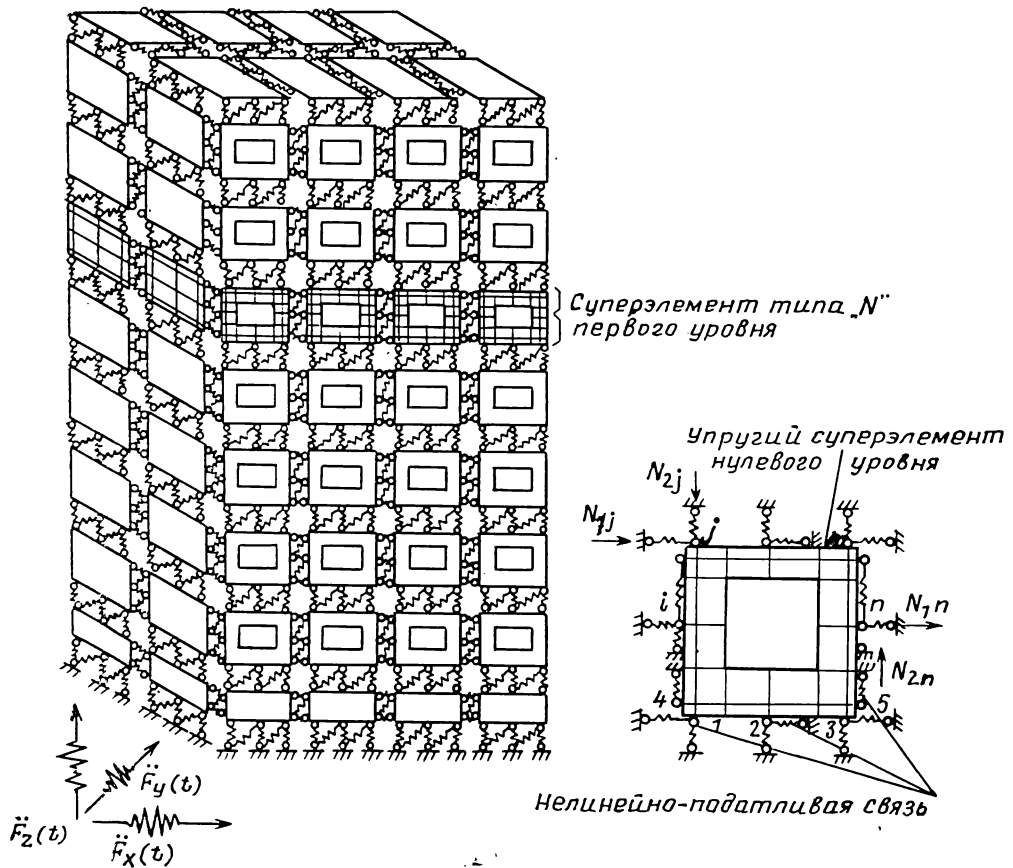
Пространственный расчет крупнопанельного здания ведется с помощью МКЭ в форме метода суперэлементов [12]. Как видно из рисунка, в качестве расчетных суперэлементов нулевого уровня (СЭ Ну) принимаются различные стеновые панели и плиты перекрытий, которые образуют СЭ первого уровня (этаж).

Жесткостные характеристики исходных разнотипных СЭ Ну с жесткими связями определяются один раз в ходе шагового динамического расчета численно процедурой МКЭ (при предварительном расчленении их на плоские КЭ прямоугольной формы) и остаются постоянными в процессе сейсмического колебания. В развитие работы [12] матрица жесткости условного СЭ Ну, составленного из исходного СЭ Ну и совокупности неупругоподатливых связей, корректируется с учетом изменения жесткости нелинейных пружин, идеализирующих узловые соединения, на основе используемой в расчете диаграммы циклического деформирования стыков.

К сожалению, данных о неупругом деформировании различных по конструктивному решению железобетонных стыков сейсмостойких крупнопанельных зданий принятых серий недостаточно. Поэтому при расчетной оценке распределения усилий между конструктивными элементами здания с принятой схемой неупругого деформирования в качестве расчетной принимается гистерезисная диаграмма нестационарного типа с деградирующей (убывающей) жесткостью, наиболее полно отражающая закономерности поведения узловых соединений при землетрясениях. Такая модель широко применяется в практике неупругих расчетов сейсмостойкости как за рубежом (Р. Клаф, С. Джонстон, Т. Такеда, М. Созен, Т. Такаанага, В. Скнобрич и др.), так и в Советском Союзе (Я. М. Айзенберг, И. Ф. Ципенюк, В. А. Ржевский, Г. Н. Ашкинадзе и др.), так как она позволяет описывать линейную, нелинейно упругую и упругопластическую работу здания с учетом необратимых изменений жесткостных параметров в результате трещинообразования и локального разрушения в стыковых соединениях.

При реализации предложенной расчетной модели крупнопанельного здания, кроме вышеприведенных, принимаются еще и следующие основные допущения:

фундаментная часть здания при составлении алгоритма расчета не учитывается; движение основания задается трехкомпонентными акселерограммами реальных землетрясений, либо синтезированными;



массы считаются сосредоточенными на уровне междуэтажных перекрытий в узлах взаимодействия СЭ (панелей стен и плит перекрытий) и каждая из них может обладать тремя поступательными степенями свободы;

для описания свойств железобетонных стыков за полуцикл колебания используется четырехлинейная диаграмма с одним участком разгрузки, учитывающая уменьшение жесткости на всех ветвях нагружения и разгрузки;

каждая из межсуперэлементных связей в зависимости от деформированного состояния (растяжения, сжатия, сдвига) на различных участках диаграммы характеризуется соответствующим коэффициентом жесткости, при этом начальная жесткость связей вертикальных и горизонтальных стыков определяется по нормативным документам;

при кусочно-линейной зависимости между усилием N в связи и ее смещением u параметрами $N=f(u)$ являются координаты точек перелома диаграммы: N_c , u_c — усилие и смещение, при которых возможно повреждение (образование трещин) в стыке; N_y , u_y — усилие и смещение при достижении в арматуре стыка напряжений, отвечающих пределу текучести; N_u , u_u — предельное усилие и смещение, вызывающие пластическое деформирование узла; u_{max} — максимальное смещение, имитирующее несущую способность стыкового соединения;

момент вступления в стадию повреждения и разрушения определяется по критерию Мизеса, в соответствии с которым уровень напряженности узлового соединения характеризуется отношением: $N(t)/N_c$ и $N(t)/N_u$, где $N(t)$ — текущее усилие, действующее в процессе сейсмических колебаний; N_c , N_u — усилия, обуславливающие возникновение трещин и разрушений, которые определяются по данным [6, 7, 13];

затухание является вязким (5% критического).

Динамическое поведение принятой расчетной модели крупнопанельного здания описывается дифференциальными уравнениями сейсмических колебаний [14]

$$M \ddot{U}(t) + C \dot{U}(t) + F(t) = -M B \ddot{U}_0(t), \quad (1)$$

где $\ddot{U}(t)$, $\dot{U}(t)$ — векторы ускорений и скоростей узлов расчетной модели; M , C — матрица масс и демпфирования системы; $F(t)$ — вектор восстанавливающих узловых

сил; B — матрица коэффициентов квазистатического влияния сейсмического воздействия; $\dot{U}_0(t)$ — вектор сейсмического ускорения грунта основания

$$\ddot{U}_0(t) = \{\ddot{U}_{0x}(t), \ddot{U}_{0y}(t), \ddot{U}_{0z}(t)\}^T.$$

Уравнения движения (1) решаются шаговым методом численного интегрирования Ньюмарка с уточнением решения на каждом шаге итерационным способом Ньютона — Рафсона.

Основные этапы процедуры построения и решения уравнений (1):

Начальные условия: 1) определение параметров интегрирования β , γ , шага по времени Δt и параметра сходимости tOI ; 2) задание параметров гистерезисной модели деформирования конструкций межсуперэлементных связей, критериев прочности и записи акселерограмм землетрясения; 3) задание исходных данных, описывающих жесткостные, инерционные свойства и демпфирование рассчитываемого здания и формирование матриц K , M и C ; 4) вычисление констант

$$a_1 = 1/\beta \Delta t^2; a_2 = 1/\beta \Delta t; a_3 = 1/2\beta; a_4 = \gamma/\beta \Delta t; a_5 = \gamma/\beta; a_6 = \Delta t (\gamma/2\beta - 1);$$

5) определение начального условия движения системы, т. е. $U_0, \dot{U}_0, \ddot{U}_0$.

Для каждого шага по времени: 6) формирование матриц K_t^* и R_t^*

$$K_t^* = a_1 M + a_4 C + K_t,$$

где K_t — касательная матрица жесткости системы;

$$R_t^* = P_t^* + M (a_2 \dot{U}_t + a_3 \ddot{U}_t) + C (a_5 \dot{U}_t + a_6 \ddot{U}_t);$$

$$P_t^* = P_\tau - (M \ddot{U}_t + C \dot{U}_t + F_t); P_\tau = -M B \ddot{U}_0(\tau).$$

7) решение уравнения $K_t^* \Delta U_t = R_t^*$;

8) изменение состояния движения на момент времени $\tau = t + \Delta t$;

$$\ddot{U}_\tau = \ddot{U}_t + a_1 \Delta U_t - a_2 \dot{U}_t - a_3 \ddot{U}_t; \dot{U}_\tau = \dot{U}_t + a_4 \Delta U_t - a_5 \dot{U}_t - a_6 \ddot{U}_t;$$

$$U_\tau = U_t + \Delta U_t;$$

9) вычисление вектора неуравновешенной нагрузки на момент времени τ : $f(U_\tau, P_\tau) = P_\tau - (M \ddot{U}_\tau + C \dot{U}_\tau + F_\tau)$.

10) контроль сходимости: вычисление $\|f\|$ — евклидовой нормы. Если $\|f\| < tOI$, итерация на этом шаге не требуется и вычисляются усилия, действующие на СЭ, проверяются условия повреждения и разрушения связей и изменения знака скорости их перемещений, после чего в случае необходимости корректируются матрицы жесткости СЭ и всей системы и повторяются пункты 6—10 для следующего шага по времени, в противном случае — переход к п. 11.

Итерация в пределах шага по времени:

11) определение $K_\tau^* = a_1 M + a_4 C + K_\tau$; 12) решение $K_\tau^* \Delta U_\tau = f$; 13) вычисление новых значений ускорения, скорости и перемещения

$$\ddot{U}_\tau = \ddot{U}_\tau + a_1 \Delta U_\tau; \dot{U}_\tau = \dot{U}_\tau + a_4 \Delta U_\tau; U_\tau = U_\tau + \Delta U_\tau.$$

14) вычисление невязки аналогично вычислению п. 9. Если критерий сходимости в п. 10 выполняется, переходят к п. 6 для следующего шага времени, в противном случае — к п. 11.

Разработанный алгоритм нелинейного анализа реализован в программном комплексе «ЗДАНИЕ-Н» для ЕС ЭВМ, представляющем развитие программы «ЗДАНИЕ» [12]. Упомянутый комплекс позволяет рассчитывать методом шагового нагружения крупнопанельные здания как на динамические (сейсмика, импульсная нагрузка), так и статические (собственный вес, горизонтальная нагрузка) воздействия с учетом упругопластического деформирования связей.

В нелинейном статическом анализе используется метод шагового (последовательного) нагружения, в соответствии с которым нагрузка прикладывается малыми шагами, и путем решения уравнений в приращениях определяется зависимость компонент напряженно-деформированного состояния от фактора нагрузки. Для повышения точности решения и в случае нелинейной статки применяется итерационное уточнение равновесия по методу Ньютона — Рафсона.

Для исследования влияния изменения реакции крупнопанельных зданий от реальных свойств стыковых соединений и знакопеременности сейсмического воздействия составлены библиотеки моделей податливости стыков и гистерезисных диаграмм деформирования конструкций связей (узловых соединений). В зависимости от признака расчета возможно использование следующих моделей податливости стыков: линейно-упругой, нелинейноупругой и упругопластической. В библиотеку диаграмм, кроме вы-

шеуказанных, включены и другие гистерезисные кривые, полученные в разное время отечественными и зарубежными исследователями. Для расчета крупнопанельного здания на реальные сейсмические воздействия разработан модуль, включающий в себя библиотеку записей акселерограмм землетрясений, используемых при расчете зданий жесткого типа. Жесткостные показатели связей конструктивных элементов в зависимости от достигнутого уровня деформированного состояния корректируются специальным модулем, который по исходному параметру генерирует также поверхности текущей для каждой связи и следит за процессами нагружения и разгрузки с вычислением остаточных деформаций. В комплексе «ЗДАНИЕ-Н» предусмотрена также личная библиотека по математическому обеспечению программы, что позволяет при необходимости воспользоваться и другими методами решения нелинейных задач статики и динамики.

Развитая система сервиса и процедура решения задачи, отличающаяся высокой алгоритмичностью, обуславливают достаточную универсальность вычислительного комплекса для исследования особенностей работы крупнопанельных зданий на физическом уровне, что обеспечивает их проектирование с высокой надежностью в условиях землетрясения расчетной интенсивности.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Немчинов Ю. И., Крещенко Л. Ф. Расчет тонкостенных железобетонных конструкций на основе деформационной теории пластичности методом пространственных конечных элементов // Строит. механика и расчет сооружений. — 1986. — № 3. — С. 44—47.
2. Грановский А. В. К расчету конструкций крупнопанельных зданий с учетом неупругих свойств материалов // Строит. механика и расчет сооружений. — 1986. — № 5. — С. 19—22.
3. Schriicker V., Powell G. H. Inelastic Seismic Analysis of Large Panel Buildings. Report NO. UCВ/E BRC—80/38. California, 1980. — 251 p.
4. Ибрагимов Р. С. Расчет зданий жесткой конструктивной схемы на воздействие акселерограмм землетрясений с учетом разрушения несущих элементов // Конструкции жилых и общественных зданий в Средней Азии. — Ташкент, 1983. — С. 52—65.
5. Елизаров С. В. Исследование сейсмической реакции крупнопанельных многоэтажных зданий с учетом нелинейного характера их работы: Сб. тр. ЛИИЖТ. — Л., 1984. — С. 70—75.
6. Сейсмические воздействия на здания и заглубленные сооружения / И. Ф. Ципенюк, С. Ф. Проскура, Б. М. Мардонов и др. — Ташкент: ФАН, 1986. — 296 с.
7. Железобетонные стены сейсмостойких зданий. Исследования и основы проектирования / Г. Н. Ашкинадзе, М. Е. Соколов, Л. Д. Мартынова и др. — М.: Стройиздат, 1988. — 504 с.
8. Милейковский И. Е. Применение уравнений составных ортотропных плит и пространственных систем к расчету каркасно-панельных и бескаркасных зданий // Вопросы расчета конструкций жилых и общественных зданий со сборными элементами. — М.: Госстройиздат, 1958. — С. 81—98.
9. Дмитриев Л. Г., Городецкий А. С., Лажечникова Е. К. Расчет крупнопанельных зданий на ЭЦВМ // Стр-во и архитектура. — Киев: Будівельник. 1967. — Вып. 5. — С. 103—110.
10. Пекарский А. Л., Козачевский А. И. Расчет крупнопанельных зданий на заданные осадки основания с учетом пластических свойств материалов // Автоматизация проектирования строительных конструкций на ЭЦВМ. — М.: МНИИТЭП, 1971. — С. 51—67.
11. Вайсман Э. Л. Расчет конструкций из линейно опертых бетонных объемных блоков с учетом пластических свойств материалов // Конструкции индустриальных жилых домов. — М.: ЦНИИЭП-жилища, 1972. — С. 106—117.
12. Чачава Т. Н., Реквава П. А. Расчет крупнопанельных зданий на сейсмические воздействия методом конечных элементов. — Тбилиси: Мецниереба, 1986. — 75 с.
13. Инструкция по проектированию конструкций панельных жилых зданий (ВСН 32-77). — М.: Стройиздат, 1978. — 177 с.
14. Mondkar D. P., Powell G. H. Finite Element Analysis of Nonlinear Static and Dynamic Response // Internat. Journal Numerical Methods in Engineering. — 1977. — Vol. 11. — P. 499—520.

Новые книги Стройиздата

Айзенберг Я. М. Адаптация сооружений к сейсмическим воздействиям. — М.: Стройиздат, 1991. — 20 л.

Изложены вопросы теории и даны методы проектирования адаптивных систем сейсмической защиты сооружений, главным образом сооружений с выключаемыми связями. Учен опыт проектирования и строительства сооружений, оснащенных адаптивными сейсмозащитными системами. Рассмотрены проблемы надежности и технико-экономической эффективности данных систем.

Для инженерно-технических и научных работников проектных, строительных и научно-исследовательских организаций.

В. А. РЖЕВСКИЙ, д-р техн. наук, Р. С. ИБРАГИМОВ, канд. техн. наук (ТашЗНИИЭП), В. Л. ХАРЛАНОВ, инж. (Узкипротяжпром, Ташкент)

Динамический анализ физически нелинейных железобетонных рам с учетом неупругих свойств бетона и арматуры

В последнее время все большее развитие получают методы расчета зданий и сооружений по акселерограммам землетрясений на основе нелинейных расчетных моделей. При этом в большинстве случаев используются модели в виде дискретной консольной системы, а неупругие свойства конструкций описываются обобщенными диаграммами, отражающими интегральные характеристики сооружения в целом или отдельных уровней (этажей) [1—4]. Диаграммы деформирования обычно аппроксимируются хорошо интегрируемыми функциями (экспоненциальными, степенными, тригонометрическими), которые достаточно точно описывают экспериментальные зависимости. При помощи таких моделей исследованы стационарные упругопластические системы и системы с деградирующей жесткостью (нестационарные системы) [2—4]. *Использование обобщенных диаграмм позволяет достаточно полно описать неупругие свойства здания в целом, но не дает возможности оценить работу отдельных конструктивных элементов, выявить стадии их напряженно-деформированного состояния, степень повреждения отдельных конструкций.*

Дальнейшим развитием методов расчета неупругих систем является разработка расчетных моделей, в которых прослеживаются свойства каждого конструктивного элемента в процессе сейсмических колебаний и по окончании их [5]. В этих моделях используются диаграммы деформирования отдельных элементов и узлов здания, что повышает точность оценок, расширяет область применения динамического анализа неупругих систем, а при формировании расчетных моделей позволяет использовать результаты экспериментальных исследований отдельных конструкций (ригелей, колонн, диафрагм, стыков и т. д.). Однако и в указанных методах расчета свойства диаграмм деформирования задаются заранее (на основе экспериментов и т. д.). Поэтому «разрешающая способность» модели во многом зависит от точности описания действительных свойств конструкции применяемыми диаграммами деформирования.

Поскольку упругопластические свойства конструкции зависят от многих факторов (напряженного состояния, режима нагружения, характеристик материала и др.), которые не всегда можно учесть в условиях эксперимента, представляется це-

лесообразным определять параметры диаграмм деформирования непосредственно в ходе расчетов на сейсмические нагрузки. При этом для железобетонных конструкций построение диаграмм связано с дополнительными трудностями, обусловленными внутренней статической неопределенностью железобетона.

Рассмотрим методику расчета железобетонных рамных конструкций на сейсмические воздействия, задаваемые акселерограммами сильных землетрясений с учетом физической нелинейности железобетона. Для описания свойств конструкций используются диаграммы деформирования бетона и арматуры в координатах «относительные деформации — нормальные напряжения».

Рассматривается ортогональная плоская рама с массами, сосредоточенными в узлах (рис. 1). Внешнее воздействие — акселерограмма землетрясения. Уравнение движения, записанное в матричной форме, имеет вид:

$$M\ddot{Y} + C\dot{Y} + \vec{F}(y) = -M\ddot{Y}_0, \quad (1)$$

где M , C , $\vec{F}(y)$ — матрицы масс, затухания и вектор отпоров (реакция деформирования системы); \ddot{Y} , \dot{Y} , Y — векторы ускорений, скоростей и перемещений; \ddot{Y}_0 — ускорение грунта, заданное акселерограммой землетрясения.

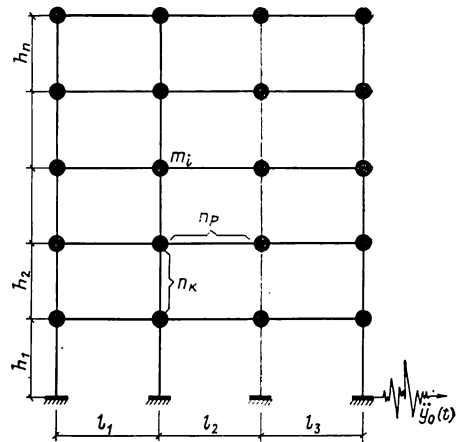


Рис. 1. Расчетная схема рамы

В уравнении (1) нелинейным членом является вектор отпоров, а матрицы масс и затухания в процессе воздействия остаются неизменными (матрица затухания принята пропорциональной матрице масс). Вектор отпоров в момент времени t

$$\vec{F}(y) = \int_{\vec{Y}(0)}^{\vec{Y}(t)} \frac{\partial \vec{F}}{\partial \vec{Y}} d\vec{Y}, \quad (2)$$

где $\frac{\partial \vec{F}}{\partial \vec{Y}}$ — матрица касательных жесткостей; $\vec{Y}(0)$, $\vec{Y}(t)$ — состояния вектора перемещений в соответствующие моменты времени.

Следует отметить, что после достижения нулевой скорости разгрузка происходит по линейному закону (жесткость на участке разгрузки равна начальной жесткости в рассматриваемом цикле, т. е. не зависит от перемещения).

Уравнение (1) решается методом прямого численного интегрирования — θ -методом Вильсона [6], являющимся усовершенствованным методом линейного ускорения.

Матрица касательной жесткости (для сходимости метода численного интегрирования необходима касательная, а не секущая жесткость) всей системы формируется из матриц жесткостей элементов (ригелей и колонн):

$$\frac{\partial \vec{F}}{\partial \vec{Y}} = \sum_{k=1}^N \sum_{i \in \Omega} S_k^i R_i', \quad (3)$$

где S_k^i — оператор «склеивания», состоящий из единиц и нулей, порядка $3N \times 3N$; R_i' — матрица касательных жесткостей i -го элемента; N — число узлов; Ω — множество стержней, входящих в k -й узел.

Таким образом, задача сводится к формированию жесткостных характеристик элементов конструкции и формированию матрицы $\frac{\partial \vec{F}}{\partial \vec{Y}}$ в процессе сейсмических колебаний с учетом особенностей работы железобетона в наиболее нагруженных сечениях элементов конструкции. Число расчетных сечений стержня зависит от его армирования и местной нагрузки (при определении напряженно-деформированного состояния сечений учитываются усилия не только от сейсмического воздействия, но и от статических нагрузок). Обычно для стоек достаточно двух опорных сечений, а для ригелей — трех (одно сечение в пролете для учета равномерно-распределенной нагрузки). Матрица жесткости элемента строится с учетом трех компонент интеграла Мора МКЭ. Для этого в расчетных сечениях определяются жесткостные характеристики. На участках между расчетными сечениями принято линейное изменение жесткостей. Стержень между расчетными сечениями делится на конечные малые участки, в пределах которых жесткость постоянна и равна среднему значению в пре-

делах участка. Задача построения матрицы жесткости для стержня с постоянными по длине жесткостными характеристиками тривиальна и в данной статье не рассматривается. Матрица жесткости для стержня формируется по формуле (3), в которой вместо матриц жесткостей элементов подставляются матрицы жесткости элементарных участков стержня. Все процессы по составлению матриц жесткостей автоматизированы, а пользователю необходимо только задать число расчетных сечений (не менее двух).

Напряженно-деформированное состояние сечения определяется из условий равновесия внутренних и внешних усилий и совместности деформаций бетона и арматуры. В общем случае, когда напряжения в арматуре и бетоне не достигли предельных значений, имеем четыре неизвестных: высоту сжатой зоны бетона; напряжение в бетоне сжатой зоны; напряжения в сжатой и растянутой арматуре. Для их определения необходимо и достаточно четырех уравнений:

$$\Sigma V = 0; \quad \Sigma M_y = 0; \quad \epsilon_s = \epsilon_{bs}; \quad \epsilon_s' = \epsilon_{bs}',$$

где ΣV — сумма проекций внутренних и внешних усилий на продольную ось элемента; ΣM_y — сумма моментов всех усилий относительно центра тяжести растянутой арматуры; ϵ_s' , ϵ_s — деформации сжатой и растянутой арматуры; ϵ_{bs}' , ϵ_{bs} — деформации волокон бетона соответственно в уровнях центров тяжести сжатой и растянутой арматуры. В предельном состоянии достаточно двух первых условий равновесия.

Для аппроксимации диаграмм деформирования бетона и арматуры использована функция, предложенная в [7]: $\epsilon_m = (\sigma/E_0)[1 + \eta_k (\sigma/R_k)^{m_k}]$, где ϵ_m — условно-мгновенная деформация; σ — действующие нормальные напряжения; E_0 — начальный модуль деформации; η_k , m_k — параметры нелинейности деформирования; R_k — кратковременная прочность.

Приняв гипотезу плоских сечений и допущение о совмещении нулевых точек эпюр деформаций и напряжений, запишем закон изменения деформаций по высоте сечения: $\epsilon(x) = (x/x_b)\epsilon_b'$, где x — расстояние от нейтральной оси до рассматриваемого волокна; x_b — высота сжатой зоны бетона; ϵ_b' — деформация крайнего волокна бетона сжатой зоны (в дальнейшем — крайнего волокна).

Зная зависимость σ — ϵ для одноосного напряженного состояния и допустив справедливость переноса диаграммы, полученной при осевом нагружении, на изгиб, по известному значению $\sigma(x)$ можно определить $\sigma(x)$ в любом волокне по высоте сжатой зоны. Поскольку этот путь требует многочисленных вычислительных операций, воспользуемся зависимостью, выведенной в [7]: $\sigma(x) = (x/x_b)^{n_b} \sigma_b'$, где σ_b' —

нормальное напряжение в крайнем волокне; n_6 — параметр нелинейности нормальных напряжений ($0 < n_6 < 1$); $n_6 = 1$ — $(1 - E_R/E_0)(\sigma_b/R_b)^{m_6}$. Здесь E_R — касательный модуль деформации в момент разрушения; E_0 — начальный модуль деформации; R_b — расчетное сопротивление бетона осевому сжатию; m_6 — параметр, характеризующий скорость увеличения кривизны эпюры начальных напряжений по мере нарастания неоднородности напряженного состояния.

Поскольку деформации бетона меняются по высоте сечения, воспользуемся интегральным модулем деформации, который отражает деформативность сжатой зоны бетона в целом и является простой функцией от модуля деформации крайнего волокна [7]: $E_b^{нн} = (3 + n_6) E_b / [2(1 + n_6)]$.

Касательный модуль деформации крайнего волокна определяется из диаграммы деформирования и представляет собой тангенс угла наклона касательной к кривой $\sigma - \varepsilon$ в точке с координатами σ_b, ε_b относительно оси $0 - \varepsilon$:

$$E'_b = E_0 / [1 + \eta_k (m_k + 1) (\sigma'_b / R_b)^{m_k}].$$

Теперь мы располагаем всеми параметрами, необходимыми для определения жесткостных характеристик сечения:

$$EI(v, t) = E^{нн}(v, t) \left[\frac{b x_b^2}{12} + b \left(q_0 - \frac{x_b}{2} \right)^2 \right] x_b + E'_s(v, t) A'_s \times (q_0 - a')^2 + \frac{E_s(v, t)}{\psi_s} A_s (h_0 - q_0)^2;$$

$$EA(v, t) = E^{нн}(v, t) b x_b +$$

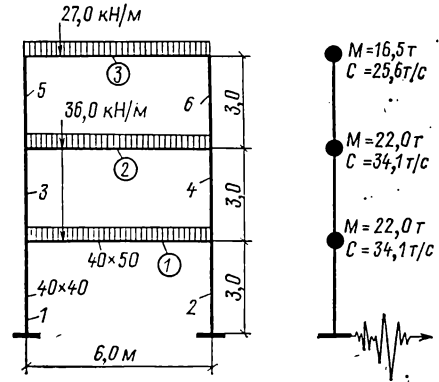


Рис. 2. Основные характеристики железобетонной рамы

$$+ E'_s(v, t) A'_s + \frac{E_s(v, t)}{\psi_s} A_s;$$

$$EG(v, t) = E^{нн}(v, t) b x_b / (2 + 2\nu),$$

где $EI(v, t)$, $EA(v, t)$, $EG(v, t)$ — соответственно изгибная, продольная и сдвиговая жесткость сечения с координатой v в момент времени t ; b, h — ширина и высота сечения; x_b — высота сжатой зоны бетона; h_0 — рабочая высота сечения; a', a — расстояние от центра тяжести соответственно сжатой и растянутой арматуры до ближайшей грани; E'_s, E_s — модули упругости сжатой и растянутой арматуры (определяются так же, как и касательный модуль деформации крайнего волокна); A'_s, A_s — площади сечения сжатой и растянутой арматуры; ψ_s — коэффициент, учитывающий влияние растянутой зоны бетона на жесткость сечения; q_0 — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до сжатой грани; ν — коэффициент Пуассона.

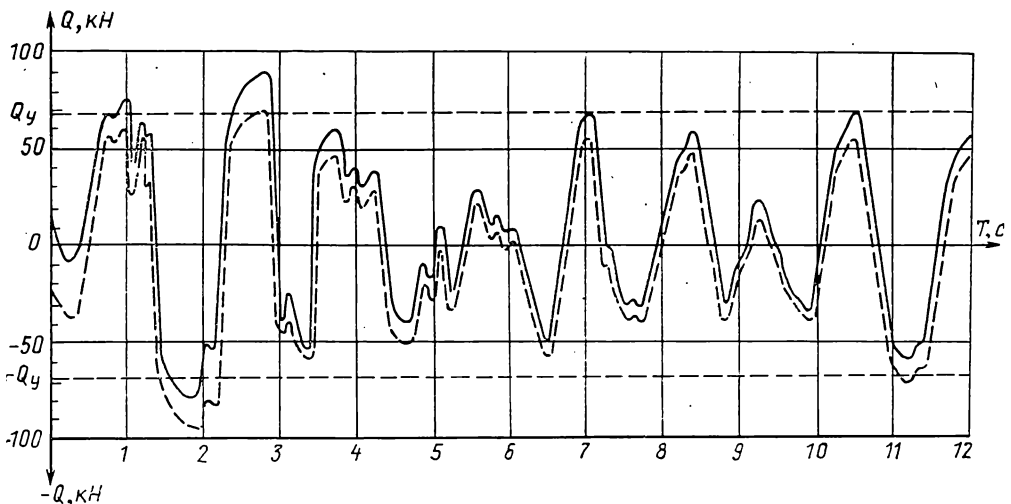


Рис. 3. Изменение реакции в стойках 1-го этажа сплошная линия — в первой стойке, пунктирная то же, — во второй

Экспериментальные исследования показали, что жесткость железобетонных конструкций при знакопеременном нагружении большой интенсивности изменяется. Коэффициент уменьшения жесткости можно выразить формулой, выведенной в [8] и [5].

Таким образом в любой момент времени возможно определение касательной жесткости системы, учитывающей нелинейность деформирования и накопленные неупругие деформации.

В разработанной методике может рассматриваться как полная матрица системы со всеми степенями свободы, так и уплотненная при приведении системы к консольному стержню. В любом случае после определения реакции системы на каждом интервале интегрирования матрица разворачивается в полную, и определяются перемещения по всем степеням свободы исходной системы.

Пример расчета. Рассмотрим трехэтажную железобетонную раму (рис. 2). Армирование принято из расчета 9-балльной сейсмической нагрузки. Для сокращения времени счета динамическая модель принята в виде консольного стержня (матрица жесткости максимально уплотнена). В качестве внешнего воздействия использована акселерограмма известного землетрясения Ferndal, 1954 (США), приведенная к интенсивности 10 баллов. Расчет проведен на ЭВМ ЕС1035.

Как видно из графиков (рис. 3, 4), напряженно-деформированное состояние стоек одного этажа различно, что объясняется влиянием, во-первых, статической нагрузки на распределение усилий в элементах рамы, во-вторых, нормальных сил на жесткость стоек. Сопоставление теоретических (см. рис. 4) и экспериментальных [4] диаграмм деформирования показывает их качественное совпадение. При этом важно, что расчетные диаграммы в предлагаемом методе формируются в зависимости от условий загрузки.

Для количественной оценки метода был проведен динамический анализ этой же системы на воздействие, уменьшенное примерно в 3 раза (рис. 5). Нелинейность в этом случае проявляется слабо и реакция системы практически равна реакции упругой системы, посчитанной в соответствии с действующими нормами.

Предлагаемая методика позволяет: достаточно полно описать поведение железобетонных рамных систем и их элементов в условиях интенсивных сейсмических нагрузок, задаваемых акселерограммами землетрясений, но требует при этом больших затрат машинного времени (в рассмотрен-

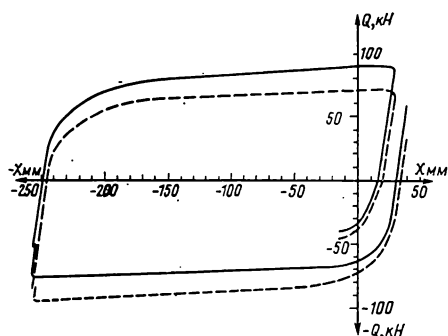


Рис. 4. Диаграмма деформирования стоек 1-го этажа в интервале 1,3...3,0 с сплошная линия — деформирование в первой стойке, пунктирная — во второй

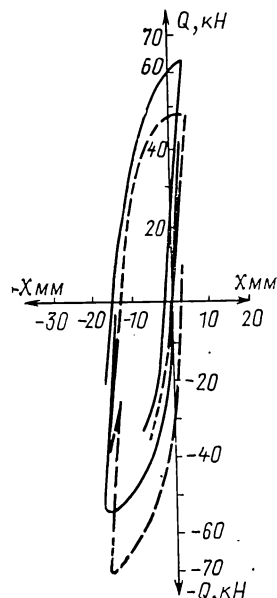


Рис. 5. Диаграмма деформирования стоек 1-го этажа при уменьшенной нагрузке

ном примере процессорное время составило около 3 ч.); учесть развитие неупругих деформаций в произвольных сечениях, узлах и элементах конструкции; отказаться от применения обобщенных диаграмм и формировать зависимость нагрузка — деформация в ходе расчета в соответствии с напряженно-деформированным состоянием конструктивных элементов; учесть насыщенные арматурой сечений и свойства материалов (арматуры и бетона) при расчетах железобетонных конструкций в предельной стадии деформирования. Все это создает предпосылки к более достоверным оценкам поведения железобетонных каркасов в условиях реальных землетрясений.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Хачиян Э. Е., Амбарцумян Э. А. Динамические модели сооружения в теории сейсмостойкости. — М.: Наука, 1981. — 204 с.
2. Айзенберг Я. М. Сооружения с выключающимися связями для сейсмических районов. — М.: Стройиздат, 1976. — 229 с.
3. Айзенберг Я. М. Управление механизмом неупругих деформаций и повреждения конструкций при сейсмических воздействиях // Строит. механика и расчет сооружений. — 1986. — № 1. — С. 64—68.
4. Ржевский В. А. Исследование нестационарных упругопластических систем при многокомпонентных сейсмических воздействиях // Строит. механика и расчет сооружений. — 1984. — № 3. — С. 54—58.

5. Ржевский В. А., Ибрагимов Р. С. Расчет зданий по акселерограммам землетрясений с учетом повреждений несущих элементов//Строит. механика и расчет сооружений. — 1985. — № 5. — С. 46—50.
6. Клаф Р., Пензиен Дж. Динамика сооружений. — М.: Стройиздат, 1979. — 320 с.
7. Бондаренко В. М., Бондаренко С. В. Инженерные методы нелинейной теории железобетона. — М.: Стройиздат, 1982. — 287 с.
8. Ржевский В. А. Упругопластические свойства железобетонных каркасных систем//Стр-во и архитектура Узбекистана. — 1981. — № 7. — С. 6—10. †

УДК 624.075.23.042.7

Т. АБАКАНОВ, канд. техн. наук (Институт сейсмологии АН Казахской ССР, Алма-Ата)

К учету деформативности и надежности железобетонных колонн при сейсмических нагрузках

Анализ последствий многочисленных землетрясений [1—3] показывает, что в каркасных зданиях, как правило, выходят из строя колонны, вследствие чего наблюдается выход из строя всего здания.

Обычно в практических расчетах каркасных зданий и зданий рамно-связевой конструкции на сейсмические нагрузки определяют поэтажное (относительное) перемещение и сравнивают его с допустимым. Так, например, в работах [4—6] допустимое поэтажное относительное перемещение принято $H/400$ (H — высота этажа), что в некоторых случаях не отвечает реальному положению. В частности, расчеты показывают, что при уменьшении сечения колонны в 1,5 раза без изменения высоты этажа и относительных внешних нагрузок перемещения колонны в условно упругой стадии деформирования увеличиваются в два раза. Поэтому определение деформативности колонны для обеспечения надежной ее работы при сейсмических нагрузках требует более глубокого изучения и обоснования.

В работе [7] проведена попытка выявления взаимосвязи между перемещениями колонны, прочностными характеристиками материала, геометрическими параметрами колонны, уровнями вертикального и горизонтального загрузений при предельной упругой работе арматуры колонны. При этом были приняты осредненные физико-механические характеристики бетона, которые не вполне корректны для определения перемещения и процента армирования.

С учетом основополагающих моментов расчета железобетона и уточненных физико-механических характеристик бетона и арматуры в СНиП 2.03.01—84 необходимо более глубокое исследование этого вопроса.

В настоящей статье решен комплекс задач по определению перемещений колонн в зависимости от прочностных характеристик материалов, геометрических параметров, уровней загрузений, процента армирования для двух стадий работы железобетона; характеризующейся упругой работой арматуры колонн и близкой к разрушению.

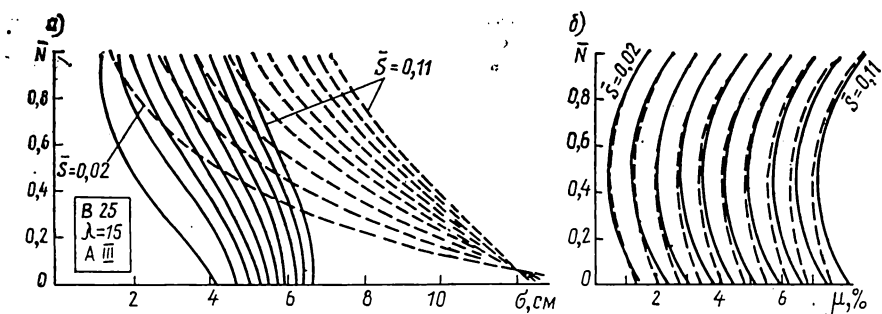
Для решения комплекса задач были составлены программы расчетов железобетонных колонн на языке ФОРТРАН на основе алгоритмов, разработанных согласно [8—11] и др.

Расчет проводился для колонн, гибкость которых изменялась в пределах 7,5...20. При этом варьировались значения относительной вертикальной и горизонтальной нагрузок. Колонны, армированные арматурой класса А-III, предполагают дифференцированное использование бетона классов В15, В20, В25, В30 и В35. Были рассчитаны как железобетонные консоли, моделирующие колонны одноэтажных зданий, так и статически неопределимые железобетонные колонны, защемленные с обоих концов, которые моделируют колонны многоэтажных зданий.

Проанализируем работу статически неопределимой железобетонной колонны гибкостью 15 при сейсмических нагрузках.

Работа железобетонных колонн в условно упругой стадии деформирования. Считая, что в сооружении свойства материала всех колонн близки к нормативным, перемещения оцениваются по этим характеристикам. Но эти перемещения не должны разрушать колонны в сечении, в котором возможно снижение прочностных характеристик материалов до расчетных. Здесь арматура работает в упругой стадии деформирования, а бетон с трещинами. После снятия горизонтальной нагрузки трещины могут закрываться.

Расчет производится в следующем порядке. Задаются геометрические параметры



Зависимость относительной вертикальной и горизонтальной нагрузок (а) от перемещения и процесса армирования (б); сплошная линия — работа железобетонных колонн в условно упругой стадии деформирования; пунктирная линия — работа железобетонных колонн в стадии, близкой к разрушению

колонны, расстояние от центра арматуры до ближайшей грани поперечного сечения колонны, характеристики бетона и арматуры, горизонтальное S и вертикальное N усилия. Для сокращения числа неизвестных задается первоначальное малое перемещение верха колонны δ . По этим данным методом итераций определяются уточненное значение перемещения колонны δ_{μ} и процент армирования μ .

Колонны рассчитывались на загруженные вертикальными и горизонтальными нагрузками в долях от $R_{\text{в}}bh$, т. е. \bar{N} и \bar{S} — безразмерные величины

$$\bar{N} = N/R_{\text{в}}bh; \quad \bar{S} = S/R_{\text{в}}bh,$$

где $R_{\text{в}}$ — расчетное сопротивление бетона осевому сжатию; b, h — размеры поперечного сечения колонны.

Величины $\bar{N}, \bar{S}, \delta, \mu$ связаны сложной зависимостью (см. рисунок и таблицу). Максимальный уровень перемещений наблюдается при чистом изгибе. Абсолютный минимум расхода арматуры при постоянном \bar{S} отвечает уровню $\bar{N} = 0,45 \dots 0,5$. Повышение уровня горизонтального нагружения ведет к увеличению процентного содержания арматуры.

При использовании бетона других классов значение δ_{μ} следует умножить на K_{δ} , значение μ на K_{μ} . Для данной стадии работы колонн графики на рисунке показаны сплошной линией.

Согласно [12] и другим исследованиям, знакопеременные нагрузки приводят к увеличению прогиба и уменьшению отпора колонны примерно на 10% по сравнению с односторонним горизонтальным нагружением. С учетом этого величину \bar{S} следует умножить на 1,1. По заданному \bar{N} и $1,1\bar{S}$ определяются перемещение колонны и процентное содержание продольной арматуры.

Работа железобетонных колонн в стадии, близкой к разрушению. В данном случае предполагается работа бетона с трещинами и арматуры в пластической стадии деформирования, т. е. в конструкции происходят необратимые деформации. После снятия горизонтальной нагрузки трещины не закрываются. Для составления алгоритма расчета наряду с другими работами использованы в основном данные [10, 11].

Повышение вертикальной нагрузки при постоянной горизонтальной нагрузке ведет к уменьшению перемещения колонны. Более интенсивное уменьшение перемещения наблюдается при малых значениях \bar{S} . Перемещения колонны при $\bar{N} \approx 0,1$ постоянны для всех уровней \bar{S} . Максимальное перемещение наблюдается при чистом изгибе. Абсолютный минимум расхода продольной арматуры отвечает уровню $\bar{N} = 0,45 \dots 0,5$.

Проверочные расчеты на устойчивость колонн показали, что в пределах нагрузок, принятых для построения графиков, устойчивость колонн обеспечивается, хотя колонна не возвращается после снятия нагрузки в исходное положение.

Как показывают расчеты, в стадии, близкой к разрушению, перемещения не зависят от класса бетона, т. е. перемещения для бетона классов В15, В20, В30 и В35 можно принимать такие же, как для класса бетона В25. Но при расчете армирования значение μ следует умножить на K_{μ} (см. таблицу).

Сравнительный анализ перемещений железобетонных колонн при их упругой работе и перемещений в стадии, близкой к разрушению. Прямое сравнение графиков:

Переходный коэффициент	Класс бетона				
	В15	В20	В25	В30	В35
K_{δ}	0,9	0,94	1,0	1,035	1,07
K_{μ}	0,584	0,79	1,0	1,17	1,34

весьма сложно, так как в основу расчетов при подборе арматуры и при определении перемещений заложены различные предпосылки. Результаты анализа могут быть весьма приближенными, но они могут дать общую картину взаимосвязи между перемещениями колонны в стадии, близкой к разрушению, и условно упругой стадии деформирования.

Обозначим отношения перемещения колонны в стадии, близкой к разрушению, к перемещению в условно упругой стадии деформирования через коэффициент $\xi_n = \delta/\delta_u$.

При малых уровнях \bar{S} , μ и $\bar{N} \leq 0,3$ значение ξ_n максимальное ($\xi_n = 2,2...3,5$). Дальнейшее увеличение \bar{S} и μ при сохранении $\bar{N} \leq 0,3$ приводит к падению коэффициента ξ_n до 1,9.

При значениях \bar{N} в пределах 0,3...0,6 для всех уровней S наблюдается относительная стабилизация коэффициента ξ_n ($\xi_n = 1,8...2,0$). При воздействии $\bar{N} > 0,6$ во всем диапазоне значений \bar{S} величина ξ_n относительно стабильна ($\xi_n \approx 1,8$).

Учитывая, что разрушение основных несущих колонн при сейсмических нагрузках недопустимо в зависимости от уровней \bar{N} и \bar{S} , основной расчет следует проводить в условно упругой стадии деформирования. А для определения предела возможного перемещения, при котором несущая способность колонны еще обеспечивается, следует уточнить перемещение колонны в стадии, близкой к разрушению.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Оразмыбетов Н. О., Сердюков М. М., Шанин С. А. Ашхабадское землетрясение 1948 г. — М., 1960. — 306 с.
2. Поляков С. В. Последствия сильных землетрясений. — М.: Стройиздат, 1978. — 312 с.
3. Газлийские землетрясения 1976 г. — М.: Наука, 1982. — 196 с.
4. Елизаров С. В. Оценка надежности многоэтажных рам с учетом пластических деформаций ригелей/Строит. механика и расчет сооружений. — 1981. — № 6. — С. 5—9.
5. Напетваридзе Ш. Г., Уклеба Д. К., Жоржолиани Г. В. Учет нелинейности деформирования при вероятностном расчете строительных конструкций на сейсмостойкость/Сообщения АН Груз. ССР. — 1107. — 1982. — № 3. — С. 557—560.
6. Жунусов Т. Ж., Пак Э. Ф., Лапин В. А. Сейсмостойкость многоэтажных каркасных промзданий, моделируемых нелинейными нестационарными системами/Исследования сейсмостойкости сооружений и конструкций/Тр. КазпромстройНИИпроекта. — Алма-Ата. — 1986. — № 14—15 (24—25). — С. 3—9.
7. Айзенберг Я. М., Абаканов Т., Чистяков Е. А. Предельные перемещения железобетонных колонн при нагрузках типа сейсмических/Строит. механика и расчет сооружений. — 1983. — № 1. — С. 63—65.
8. СНиП 2.03.01—84. Бетонные и железобетонные конструкции.
9. Васильев Б. Ф., Розенблюм А. Я. Железобетонные колонны одноэтажных производственных зданий. — М.: Стройиздат, 1974. — 200 с.
10. Чистяков Е. А., Мамедов С. С. Деформации внецентренно сжатых железобетонных элементов в стадии, близкой к разрушению/Теория железобетона. — М.: Стройиздат, 1972. — 116—123 с.
11. Гуца Ю. П. Статическая прочность железобетонных конструкций и их деформации в стадии, близкой к разрушению: Автореф. дисс. докт. техн. наук. — М.: 1980. — 38 с.
12. Складнев Н. Н., Палян И. С. Построение диаграмм деформирования железобетонных конструкций при циклических знакопеременных нагрузках/Сейсмостойкое строительство, 1977. — Сер. II. — Вып. 12. — С. 14—18.

Новые книги Стройиздата

Харитонов В. А., Шолохов В. А. **Организация восстановительных работ после землетрясения.** — 2-е изд., перераб. и доп./Под ред. В. Н. Харитонова. — М.: Стройиздат, 1989 (IV кв.). — 14 л.: ил. — ISBN 5-274-01237-X: 75 к., 10 000 экз.

Описан комплекс восстановительных работ после землетрясения. Приведена методика проектирования, организации и технологии восстановительных работ. Рассмотрены структура строительных организаций, а также номенклатура оборудования, механизмов и приспособлений для выполнения восстановительных работ. Изд. 1-е вышло в 1986 г., изд. 2-е дополнено материалами о восстановлении объектов трубопроводного строительства. Освещены вопросы экономического риска строительства в сейсмических районах и порядок определения расчетной сейсмичности объекта в зависимости от его технико-экономических характеристик.

Для инженерно-технических работников строительных организаций.

УДК 624.016:721.01

Л. Л. ПАНЬШИН, д-р техн. наук, В. Л. СИМОНОВ, инж. (ЦНИИП реконструкции городов, Москва)

Применение нелинейного метода расчета в проектировании общественных каркасно-панельных зданий

В ЦНИИП реконструкции городов разработан автоматизированный метод расчета элементов каркаса и несущих систем полносборных каркасных зданий с учетом физической нелинейности железобетонных конструкций и их монтажных соединений, податливости основания и продольного изгиба сжатых элементов. На его основе возможно совершенствование типовых конструкций серии 1.020—1/87 и внедрение прогрессивных объемно-планировочных решений общественных зданий.

В основу алгоритма положен *итерационный процесс*, в котором чередуются этапы статического расчета системы при фиксированных значениях жесткостей с этапами их уточнения по найденным на предыдущей итерации усилиям и деформациям.

Статический расчет на вертикальные и горизонтальные нагрузки и равномерные температурно-климатические воздействия осуществляется методом перемещений. Расчетная модель принята в виде плоского ансамбля конечных элементов двух типов: гибкого стержня с переменной по длине изгибной жесткостью и сосредоточенной связи, нелинейно деформируемой на поворот. Расчет выполняется в такой последовательности:

для всех стержней с учетом действующих в них продольных усилий рассчитывают диаграммы изменения момента внутренних сил относительно физической оси и положения физической оси в зависимости от кривизны. Начальные значения продольных усилий задаются в исходных данных на основе приближенных оценок или принимаются равными нулю. По диаграммам определяются начальные жесткости элементов;

выполняют статический расчет системы с целью нахождения внутренних усилий и деформаций для всех стержней и связей;

если продольные усилия в стержнях значительно изменились, то рассчитываются новые диаграммы; по формулам (2) уточняются значения жесткостей и положение физической оси и повторяется статический расчет;

для каждого элемента системы проверяется соответствие результатов статического расчета принятой диаграмме деформирования путем проверки условия

$$a b s (M_{e, i} - M_{d, i}) \leq \varepsilon a b s (M_{d, i}), \quad (1)$$

где $M_{e, i}$, $M_{d, i}$ — момент внешних сил и момент на диаграмме момент — кривизна при том же значении деформации; i — номер итерации; ε — заданная точность расчета;

если неравенство (1) удовлетворяется не для всех элементов системы, то с привлечением диаграмм уточняются положение физической оси и значение жесткости

$$a_i = r a_{d, i} + (1 - r) a_{i-1}; \quad B_i = r M_{d, i} / K_i + (1 - r) B_{i-1}, \quad (2)$$

где K_i , B_i , a_i — кривизна, жесткость, расстояние от физической до геометрической оси; r — релаксационный коэффициент, задаваемый в интервале $0 < r \leq 1$. Затем повторяется статический расчет;

если история нагружения не исчерпана, то расчет повторяется при новых значениях нагрузок или воздействий.

Диаграммы для изгибаемых и внецентренно сжатых железобетонных элементов рассчитываются на основе полных включающих нисходящую ветвь диаграмм сжатия — растяжения бетона и реальных диаграмм арматурных сталей. Принятая дискретная модель нормального сечения позволяет рассчитывать диаграммы для конструкций из тяжелого и легкого бетонов (в том числе многослойные) с произвольным расположением арматуры любых классов [1].

Для соединений сборных конструктивных элементов предусмотрено использование опытных зависимостей усилие — перемещение, включаемых в комплект исходных данных.

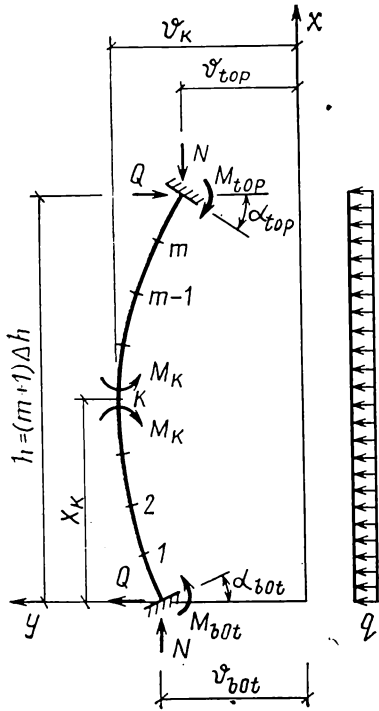


Рис. 1. Нагрузки и реакции для стержневого элемента

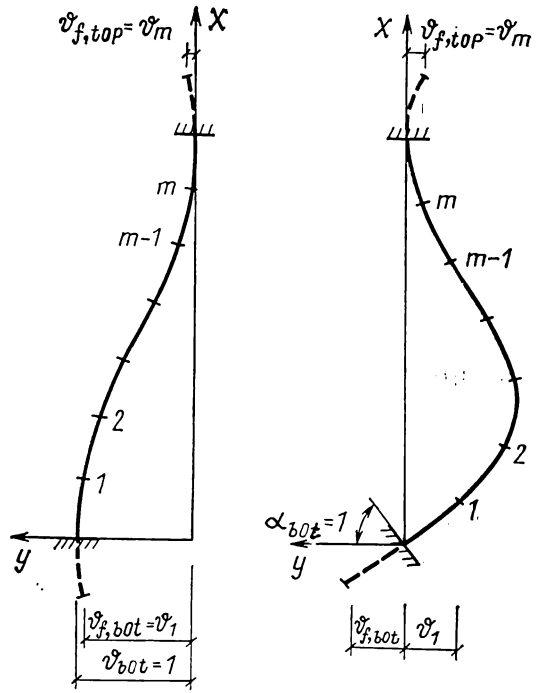


Рис. 2. Деформации стержней при кинематических воздействиях

Податливое основание имитируется элементами типа «связь», диаграммы деформирования которых вычисляются по известным методикам (например, по формуле (10) Приложения 1 СНиП 2.02.01-83 «Основания зданий и сооружений») и также входят в комплект исходных данных.

Реакции гибкого сжато-изогнутого стержня при поперечных и угловых перемещениях концов и действии распределенной нагрузки вычисляют путем решения методом конечных разностей уравнения равновесия (рис. 1):

$$M_{bot} - M_k + N(v_k - v_{bot}) - Qx_k - 0,5qx_k^2 = 0.$$

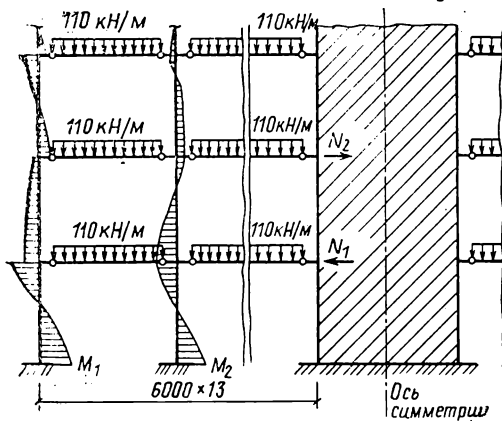
С учетом дифференциальной зависимости $M_k = -v_k'' B_k + Na_k$, конечно-разностной аппроксимации второй производной $v_k'' = (v_{k+1} - 2v_k + v_{k-1})/\Delta h^2$ и приближенных зависимостей для определения прогибов фиктивных точек $v_{f,bot}$, $v_{f,top}$ через углы поворота опор α_{bot} , α_{top} и прогибы прилегающих к ним точек v_1 , v_m (рис. 2) $v_{f,bot} = v_1 + 2\alpha_{bot} \Delta h$; $v_{f,top} = v_m - 2\alpha_{top} \Delta h$ получают систему m уравнений с m неизвестными, которая включает также четыре параметра v_{bot} , v_{top} , α_{bot} , α_{top} , численно равные перемещениям концов стержня. Каждое уравнение системы имеет вид:

$$\begin{aligned} & -2v_1 B_{bot} \omega_k + v_{k-1} B_k + v_k (\Delta h^2 N - 2B_k) + v_{k-1} B_k - 2v_m B_{top} \xi_k = \\ & = (\alpha_{bot} \Delta h - v_{bot}) 2B_{bot} \omega_k - (\alpha_{bot} \Delta h - v_{top}) 2B_{top} \xi_k + N(v_{bot} - \alpha_{bot}) \omega_k + \\ & + (v_{top} - \alpha_{top}) \xi_k + a_k \Delta h^2 - 0,5q h^2 \Delta h^2 \xi_k \omega_k, \end{aligned} \quad (3)$$

где $\xi_k = x_k/h$; $\omega_k = 1 - \xi_k$, $k=1, 2, \dots, m$ — номер и число узлов интерполяционной сетки.

Решая систему (3) в предположении равенства единице одного из параметров v_{bot} , v_{top} , α_{bot} , α_{top} и нулевого значения распределенной нагрузки q , определяют смещение узлов интерполяционной сетки, по которым вычисляют коэффициенты матрицы жесткости. Аналогично при заданном значении распределенной нагрузки и нулевых деформациях концов стержня вычисляют коэффициенты грузового вектора.

Метод реализован в программе РОТОР, написанной на языке Фортран-77 и предназначенной для использования в составе математического обеспечения автоматизированного рабочего места проектировщика на базе мини-ЭВМ СМ-1420, которыми по плану развития САПР оснащаются институты Госкомархитектуры. Динамическое распределение заказанного числового массива и разветвленная структура перекрытий позволяют решать задачи с 250...300 неизвестными, 100...120 стержнями, 100...120 связя-



Метод расчета	Усилия в элементах				Перекос первого этажа
	M_1 , кН·м	M_2 , кН·м	N_1 , кН	N_2 , кН	
Линейный	354 (144)	344	1176	108	1/186 (1/294)
Линейный с учетом продольного изгиба	355 (139)	341	1080	215	1/182 (1/287)
Нелинейный с учетом продольного изгиба	234 (90)	166	640	293	1/163 (1/276)

Рис. 3. Расчетная схема рамы температурного блока

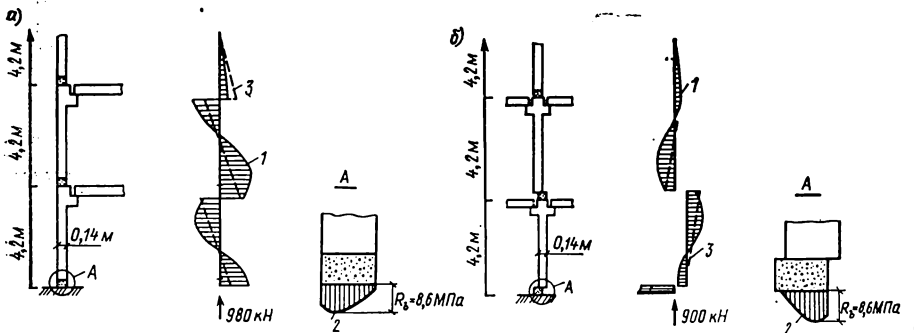


Рис. 4. Расчетная схема стенки диафрагмы жесткости а — однооконной; б — со случайным эксцентриситетом 1 см; 1 — эпюры изгибающих моментов в стенке; 2 — эпюры нормальных напряжений в шве, полученные с учетом физической линейности и продольного изгиба; 3 — то же без учета последних факторов

ми. Продолжительность решения задач 15...20 мин. Оформленный в качестве самостоятельной программы модуль расчета диаграмм деформирования (АРКАН) применяется для анализа напряженно-деформированного состояния нормальных сечений железобетонных конструктивных элементов.

Точность метода оценена сопоставлением с данными экспериментальных исследований, в том числе по элементам с большой гибкостью и высокопрочной арматурой классов А-V...А-VII, а также статически неопределимым системам. Расчет по предложенному методу и по СНиП 2.03.01-84 во многих случаях дает близкие результаты; для элементов с малым и высоким процентами армирования, армированных высокопрочной сталью, гибких элементов с нетривиальными условиями закрепления концов метод обеспечивает лучшее совпадение с опытными значениями [2].

Программа РОТОР использовалась при подготовке рекомендаций по назначению предельных габаритов температурных блоков зданий из конструкций серии 1.020-1/87.

Рассчитывали продольную раму пятиэтажного здания, подверженного одновременно силовым и температурным климатическим воздействиям (рис. 3). Линейная нагрузка на ригель перекрытия — 110 кН/м, расчетный кратковременный перепад температуры (для Москвы) 33°. Рассчитывались два варианта рамы: с наименьшей в серии высотой этажа 3,3 м (см. таблицу — первые значения) и с наибольшей высотой первого этажа 7,2 м (значения в скобках) и последующих — 6,0 м. Сравнение результатов расчета, выполненных с различной полнотой учета действительной работы, показало, что учет нелинейных свойств железобетона позволил снизить усилия в наиболее напряженных колоннах и дисках перекрытия в 1,5...2 раза. Учет продольного изгиба также привел к уменьшению усилий в элементах.

Другим примером эффективного применения метода служит исследование прочности сжатой стенки сборной многоярусной диафрагмы жесткости с учетом ее изгиба из плоскости. Типовые диафрагмы жесткости образуются с помощью сборных плоскостных элементов стенки, устанавливаемых в пролете между колоннами и соединяющимися по вертикальным граням между собой и с колоннами сваркой закладных деталей, а по горизонтальным граням — контактному растворному шву. При толщине 0,14 м и высоте этажа до 4,2 м стенка является весьма гибким элементом, учет неразрезности

которого осложнен наличием контактного шва, имеющего повышенную податливость и не передающего растягивающих усилий. Для учета этих особенностей в расчетах по программе РОТОР использовались опытные диаграммы сжатия раствора в шве, а прочность раствора на растяжение принималась равной нулю. Рассматривались две расчетные схемы (рис. 4). История нагружения представляла собой последовательность этапов, на каждом из которых возрастала нагрузка. За несущую способность стенки принималось продольное усилие, зафиксированное на последнем этапе нагружения, для которого имела место сходимость вычислительного процесса. Анализ результатов расчета показал:

что определяющим несущую способность конструкции является расчет на случайный эксцентриситет;

при расчете на случайный эксцентриситет и на действие односторонне приложенной нагрузки разрушение происходит по наиболее сжатому шву, сборные элементы стенки имеют определенный запас прочности;

учет неразрезности приводит к увеличению несущей способности стенки в 1,5 раза при высоте этажа 3,3 м и в 2 раза при высоте этажа 4,2 м.

Исследования позволили в новой редакции серии 1.020—1/87 для стенок диафрагм жесткости из сборных элементов *принять бетон более низкой прочности (класс В20 вместо марки М300) и упростить их армирование.*

Представленный расчетный аппарат эффективно применяется при совершенствовании конструкций межвидового унифицированного каркаса серии 1.020—1/87, а также при расчете зданий с проектными и конструктивными решениями, пока не отраженными в типовой технической документации: малоэтажных зданий без диафрагм жесткости, многоэтажных зданий с зальными помещениями, рамного с упругопластическими стыками варианта каркаса.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Панышин Л. Л., Симонов В. Л. Напряженно-деформированное состояние нормальных сечений// Бетон и железобетон. — 1987. — № 7. — С. 29—30.
2. Панышин Л. Л., Симонов В. Л. Расчетное исследование несущей способности колонн, армированных высокопрочной арматурой/Прогрессивные индустриальные конструктивные системы в строительстве общественных зданий/ЦНИИЭП жилища. — М., 1987. — С. 86—102.

НАШИ ЮБИЛЯРЫ

К 60-летию Н. П. Абовского

В декабре 1989 г. исполняется 60 лет доктору технических наук, профессору, заведующему кафедрой строительной механики Красноярского инженерно-строительного института, известному советскому ученому и педагогу, создателю красноярской школы строительной механики и пространственных конструктивных форм Науму Петровичу Абовскому.

Н. П. Абовскому принадлежит фундаментальное систематическое исследование и развитие вариационных принципов теории упругости; теории неоднородных анизотропных оболочек, многоконтактных тонкостенных систем с позиций не только стационарности, но и экстремальности; открытие новых вариационных формулировок, в том числе смешанного типа с разрывными полями напряженно-деформированного состояния, для линейных и нелинейно-упругих систем; установление вариационной формы статико-геометрической аналогии; построение новых локальных потенциалов для ряда стационарных и нестационарных задач; обобщение вариационной теории анизотропных оболочек



на приобретенную и конструктивные формы анизотропии, включая теории ребристых оболочек в упругом и упругопластическом состояниях, из различных композиционных материалов, отраженных в серии статей 1965—1989 гг. и монографиях: Н. П. Андреев. «Вариационные принципы теории упругости и теории оболочек» (Красноярск, 1973); А. П. Деруга, Н. П. Андреев. «Вариационные принципы теории упругости и теории оболочек» (М.: Наука, 1978).

Опираясь на вариационную теорию, Н. П. Абовский выполнил приоритетные работы по созданию и развитию вариационно-разностных методов расчета тонкостенных пространственных систем в конечно-разностной форме. На их основе разработаны пакеты мощных эффективных программ для расчета оболочек в линейной и нелинейной стадиях с переменными физическими, геометрическими и статическими параметрами. Достигнутая реализация по сложности решенных задач на отечественных ЭВМ в ряде случаев превысила мировой уровень. Эти работы представлены серией статей 1962—89 гг., монографией А. П. Деруги, Н. П. Андреева, В. И. Савченкова «Численные методы в теории упругости и в теории оболочек» (Изд. Красноярского университета, 1986).

Н. П. Абовский является инициатором и разработчиком нового перспективного научного направления — создания конструкций нового поколения — управляемых конструкций, представляющего синтез таких наук, как механика, конструкции, автоматика, электроника, измерительная и вычислительная техника. Вместе со своими учениками он создал класс действующих моделей конструкций, среди которых имеются автоматически управляемые. Им разработан и внедрен в учебный процесс активный подход к расчету и проектированию конструкций, основанный на идеях регулирования, синтеза и оптимизации. По этой теме издано еще два учебных пособия и ряд статей.

В области пространственных конструктивных форм Н. П. Абовским впервые сформулированы принципы синтеза и развития большепролетных конструкций покрытий зданий, в том числе предложен региональный принцип создания эффективных конструкций в Красноярском крае; проведена серия испытаний новых конструкций; обоснованы, разработаны и промышленно освоены пространственные конструкции покрытий нового типа в виде сборных сталежелезобетонных пространственных ферм из унифицированных элементов для широкой серии пролетов и др. Эта работа получила признание на международном симпозиуме по сталежелезобетонным конструкциям в 1987 г., опубликована в со-

ветских и иностранном журналах, а также в учебном пособии.

Н. П. Абовский имеет более 200 научных работ, в том числе 5 крупных монографий, 26 книг и брошюр научно-учебно-го характера.

Когда (25 лет тому назад) Н. П. Абовский начинал свою деятельность в Красноярске, во всем крае не было ни одного кандидата технических наук и научные работы в области строительной механики не проводились. Сейчас среди учеников Н. П. Абовского — один доктор и 20 кандидатов наук. Уже есть кандидаты наук, являющиеся учениками его учеников. Поэтому кафедру, руководимую Н. П. Абовским, справедливо называют кузницей научных, педагогических и инженерных кадров.

Благодаря деятельности Н. П. Абовского сложилась красноярская школа механиков в области теории, методов расчета, исследования и строительства пространственных конструкций, которая получила признание не только в нашей стране, но и за рубежом. Ею выполнены ответственные задания по капитальному строительству, машиностроению, летательным аппаратам и др. Красноярский коллектив отличается многолетней дружной целенаправленной творческой деятельностью и сложившимся фактическим издательским центром. В его активе — 20 тематических научных сборников и серия научно-методических пособий по пространственным конструкциям, инициатором и редактором которых является Н. П. Абовский.

Признанием авторитета красноярской школы является проведение под председательством Н. П. Абовского крупных конференций и научно-практических совещаний союзного значения по пространственным конструкциям. Многие годы Н. П. Абовский является членом Советского национального комитета по пространственным конструкциям Госстроя СССР, входящего в международную организацию (JASS), членом ряда комиссий по пространственным конструкциям НИИЖБа Госстроя СССР и Госгражданстроя СССР, секций научно-технического Совета Госкомитета СССР по народному образованию, председателем секции Научного совета Красноярского крайкома КПСС и председателем краевой секции НТО по пространственным конструкциям. Указом Президиума Верховного Совета РСФСР. Абовскому Н. П. присвоено почетное звание «Заслуженный деятель науки и техники РСФСР».

Наум Петрович Абовский продолжает вести активную научную, инженерную, педагогическую и общественную деятельность. Желаем ему долгих лет жизни, здоровья и творческих успехов.

УДК 624.159.14:69.057.12—413.001.57

А. М. КУРЗАНОВ, канд. техн. наук, Н. Н. СКЛАДНЕВ, чл.-корр. АН СССР,
Л. П. ПШЕНИЧКО, В. М. КОРОТКОВ, инженеры (ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко)

Натурные исследования фрагмента крупнопанельного здания на сборных сейсмоизолирующих фундаментах

Сотрудниками ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко разработан сборный сейсмоизолирующий фундамент (ССФ) для снижения сейсмической нагрузки на жилые и общественные здания и даны рекомендации по применению ССФ в строительстве крупнопанельных 5-этажных зданий серии 121.

В натуральных условиях с помощью вибрационных и импульсивных кинематических нагрузок (типа сейсмических) интенсивностью 7, 8 баллов проверены сейсмоизолирующая способность ССФ и сейсмостойкость двухэтажного (размером на комнату) фрагмента жилого здания серии 121. Натурные испытания проведены в мае—июне 1988 г. в Спасске-Дальнем Приморского края.

В нижнем и верхнем опорных блоках ССФ (рис. 1) имеются по два гнезда под стойки. Наклонные стенки гнезд являются упорами — ограничителями качательных перемещений стоек по направлению продольной оси ССФ. На дно каждого гнезда уложена металлическая закладная пластина, в которую свободно упирается стойка, имеющая по торцам металлические закладные пластины с выступами. Плита-фиксатор свободно лежит на нижнем блоке, она снабжена двумя отверстиями, через которые пропущены стойки. Верхний блок свободно опирается на выступы стоек, имея возможность возвратно-поступательных перемещений при качании стоек. Для этого между верхним блоком и плитой-фиксатором устроен зазор в 1...2 см. При качательных перемещениях стоек плита-фиксатор скользит с сухим трением по нижнему блоку. Высота стойки и размеры ее выступа назначены такими, чтобы в начале качательного перемещения верхнего блока вектор его перемещения составил с горизонтом угол α , синус которого не превышает 0,05...0,10 (в зависимости от принятой степени снижения сейсмической нагрузки на здание).

При отклонении стойки от вертикального положения действующая на нее нагрузка от веса здания Q образует восстанавливающий момент $M=QY$ с переменным плечом Y . По мере увеличения угла наклона стойки плечо Y и соответственно восстанавливающий момент M уменьшаются.

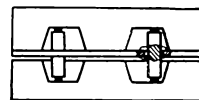


Рис. 1

Для проверки априорных предположений о сейсмоизолирующей способности ССФ и сейсмостойкости здания необходимо было:

построить экспериментальную зависимость восстанавливающая сила — перемещение для системы здание — фундамент;

определить зависимость частоты свободных колебаний надфундаментной части здания от амплитуды колебаний;

измерить наибольшее ускорение надфундаментной части здания при разных значениях и способах кинематического воздействия со стороны основания;

исследовать поведение двухэтажного фрагмента здания серии 121 на ССФ при различных видах кинематического нагружения со стороны основания. Частично поставленная задача является задачей идентификации ССФ в качестве упругоподатливой связи между надфундаментной частью здания и основанием. При ее решении необходимо было определить влияние на свойства связи упругопластических деформаций узлов и конструктивных элементов сейсмоизолирующего фундамента при многократных динамических нагрузках, близких к реальным.

Для проведения натуральных исследований разработана испытательная установка (рис. 2).

В качестве устройства, передающего на фрагмент здания воздействия типа сейсмических, использовались сейсмоизолирующие фундаменты первого уровня и расположенная на них платформа-основание. Второй уровень ССФ вместе с фрагментом здания представлял собой объект испытания. Для измерения статических горизонтальных и вертикальных перемещений использовались прогибомеры часового типа; для измерения статической силы — тензометрический 30-тонный датчик силы ДЭДВУ-30 совместно с автоматическим измерителем деформаций — АИД; для измерения динамических перемещений — механические самописцы, вибро-

графы СМ-3, ВВП-3; для контроля и измерения ускорений — штыревые, катковые датчики — разработки ЦНИИСКА им. В. А. Кучеренко, акселерометры ОСП-2М.

Испытания проводились в три этапа: статические испытания и испытания на сброс статической нагрузки; вибрационные испытания; испытания на импульсивную нагрузку.

Статические испытания. В качестве сейсмоизолирующих фундаментов испытывались фундаменты первого уровня (рис. 2). Платформа вместе с основанием под вибромашину и вибромашинной, блоками пригруза, фундаментами второго уровня, конструкциями фрагмента и пригрузом фрагмента отнесены к надфундаментной части здания. Наибольшая вертикальная нагрузка на одну стойку фундамента составляла 164 кН.

По результатам статических испытаний построен график обобщающей скелетной кривой диаграммы сила — перемещение (рис. 3). Наибольшая восстанавливающая сила $P_v=143$ кН не превысила одной двадцатой вертикальной нагрузки $Q=2950$ кН, на фундамент: $P_v/Q=143/2950=0,049 < 1/20$. Эта сила соответствует участку перемещения от 15 до 25 мм.

Повторение циклов горизонтальной нагрузки и разгрузки привело к монотонному уменьшению наибольшей восстанавливающей силы с 143 до 87 кН. После двух дней перерыва были произведены повторные статические нагружения, в ко-

торых наибольшая восстанавливающая сила оказалась равной 105 кН. Таким образом, в результате двухдневного «отдыха» фундамента обратные пластические деформации частично восстановили P_v .

В пяти из восьми циклов нагружений проводились испытания сбросом статической нагрузки. С помощью электромеханического устройства сброс осуществлялся мгновенно при горизонтальном перемещении к моменту сброса 30, 40 и 60 мм. Вертикальная нагрузка оставалась без изменения ($Q=2950$ кН).

Все виброграммы свидетельствуют о плавном характере затухания колебаний. Период колебаний T уменьшился с 2,3 с (при горизонтальном перемещении на момент сброса, равном 60 мм) до 0,7 с (при амплитудах перемещений менее 4,5 мм), остаточные перемещения не превысили 4,0 мм, причем в последних циклах нагружения остаточные деформации не превысили десятых долей миллиметра.

Вибрационные испытания. Гармонические колебания платформы — основания возбуждались с помощью установленной на платформе вибромашин. В процессе испытаний записано 38 виброграмм и 18 акселерограмм с амплитудами перемещений от 0,1 до 0,57 см и амплитудами ускорений от 53 до 162 $\text{см}/\text{с}^2$ на частотах от 2 до 7,3 Гц. При изменении режимов работы вибромашин наиболее сильные кинематические воздействия наблюдались в промежутке от 2 до 2,3 и от 6,3 до 6,0 Гц.

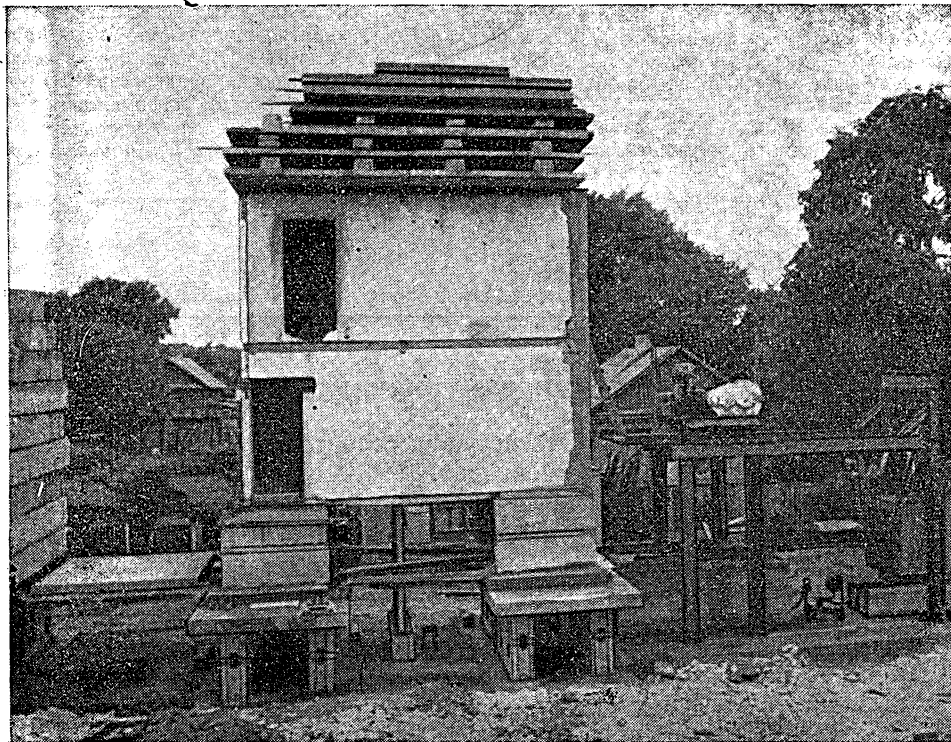


Рис. 2

С целью проверки сейсмостойкости фрагмента здания сейсмоизолирующие фундаменты второго уровня (рис. 2) были выключены (превращены в жесткие фундаментные блоки). При вибрационных испытаниях в этом состоянии наибольшее ускорение в уровне подошвы фундаментов второго уровня (уровень поверхности платформы) составил 77 см/с^2 , в уровне пола первого этажа фрагмента — 104 см/с^2 ; при этом вес фрагмента с пригрузкой составил 1200 кН .

В результате вибрационных испытаний каких-либо повреждений в конструктивных элементах и узлах фрагмента не обнаружено, остались без изменения длина и ширина технологических трещин, отмеченных в конструктивных элементах и узлах фрагмента до начала испытаний.

При вибрационных испытаниях с включенными в работу сейсмоизолирующими фундаментами второго уровня наибольшее ускорение в уровне подошвы фундаментов (уровень поверхности платформы) составило 162 см/с^2 , соответственно в уровне пола первого этажа фрагмента — 49 см/с^2 .

В качестве средства импульсивного нагружения применялся подвесной маятник с массой груза 7 т . Длина жесткой подвески маятника $2,7 \text{ м}$. Между платформой-основанием и грузом маятника была установлена односторонняя горизонтальная связь, ненапряженная на стадиях оттяжки маятника, сброса нагрузки оттяжки, возвратного движения маятника к положению равновесия, и мгновенно напрягаемая в момент накопления маятником наибольшей кинетической энергии. Маятник оттягивался электролебедкой, сбрасывалась нагрузка оттяжки специальным замковым устройством.

Во время испытаний высота подъема маятника ступенчато увеличивалась до тех

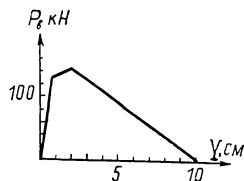


Рис. 3

пор, пока не был выбит из положения равновесия 9-й датчик-каток, установленный на платформе-основании, ускорение которого превысило 285 см/с^2 . Наибольшее ускорение в уровне поверхности платформы составило 310 см/с^2 , соответственно в уровне пола первого этажа фрагмента — 65 см/с^2 . При ускорении в уровне поверхности платформы, равном 169 см/с^2 , соответствующее ускорение на уровне пола первого этажа фрагмента составило 46 см/с^2 .

Каких-либо повреждений в результате испытаний на импульсивную нагрузку в конструктивных элементах и узлах фрагмента обнаружить не удалось.

Проведенные испытания показали, что наибольшая восстанавливающая сила не превосходит одной двадцатой вертикальной нагрузки на фундамент; зависимость между горизонтальной восстанавливающей силой и горизонтальным перемещением существенно нелинейна.

Сейсмоизолирующая способность фундаментов достаточна для снижения 7 и 8-балльных кинематических горизонтальных вибрационных и импульсивных нагрузок до уровня 6-балльных.

На основе натуральных испытаний, а также расчетов идентифицированной с помощью испытаний расчетной модели на акселерограммы сейсмических воздействий сделан вывод о возможности строительства 5-этажных крупнопанельных зданий серии 12Г в сейсмических районах Приморского края.

Новые книги Стройиздата

Шпете Г. Надежность несущих строительных конструкций: Пер. с нем. — М.: Стройиздат, 1991.—13 л.

В книге автора из ГДР представлены современные методы теории надежности применительно к строительным конструкциям. Изложены основы теории надежности, рассмотрены практические модели надежности, описано математическое моделирование случайных свойств сооружения и соответствующих нагрузок. Рассмотрено применение теории надежности при разработке нормативов, приведены статистические данные по нагрузкам и свойствам материалов.

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

Памяти А. В. Геммерлинга

Строительная наука понесла большую утрату. 30 августа 1989 г. на 81-м году жизни скорпостижно скончался один из ведущих ученых, крупный инженер в области теории расчета и проектирования строительных конструкций и сооружений, доктор технических наук, профессор Анатолий Владимирович Геммерлинг.

Свою инженерную деятельность А. В. Геммерлинг начал в 1931 г. после окончания высшего инженерно-строительного училища. Работая в строительных и проектных организациях, он прошел трудовой путь от помощника прораба до начальника группы научно-исследовательских работ Управления строительством Дворца Советов.

В конце Великой Отечественной войны А. В. Геммерлинг участвовал в восстановлении Сталинграда, затем в проектировании Дворца Советов, Дворца культуры и науки в Варшаве. С 1945 по 1948 гг. он работал доцентом в МИИГСе и МИСИ им. В. В. Куйбышева. В дальнейшем без отрыва от основной работы преподавал строительную механику и сопротивление материалов.

С 1948 г. началась его научно-исследовательская деятельность в ЦНИИСКе им. В. А. Кучеренко, где он проработал добросовестно и плодотворно более 40 лет.

А. В. Геммерлинг успешно защитил диссертацию на соискание доктора технических наук, ему было присвоено ученое звание профессора. В ЦНИИСКе он занимал должность заместителя директора института по научной работе, был заведующим сектором теории устойчивости и заведующим лабораторией стержневых и тонкостенных пространственных систем, последние годы работал старшим научным сотрудником в отделе прочности и надежности сооружений.

Результаты своих исследований он постоянно проверял экспериментами, стремился их довести до практического применения.

А. В. Геммерлинг — автор более чем 50 научных работ, в том числе двух монографий, получивших известность не только в нашей стране.

Под его непосредственным научным руководством были успешно защищены 11 кандидатских диссертаций и одна докторская. Ученики и последователи развивают его работы, идеи в практическом проектировании и строительстве.



Член КПСС с 1943 г., он активное участие принимал в научно-общественной жизни. В течение многих лет был членом комиссии по внедрению научных разработок в проектирование и строительство, членом Комитета по Ленинским и Государственным премиям, председателем специализированного совета по защите диссертаций на соискание ученой степени доктора технических наук по строительной механике и механике деформируемого твердого тела, заместителем председателя секции применения электронно-вычислительной техники в строительстве НТС Госстроя СССР, членом редколлегии нашего журнала, активно работал в НТО Стройиндустрии СССР по совершенствованию СНиПа по стальным конструкциям.

За большие достижения в развитии строительной науки и активную общественную деятельность А. В. Геммерлинг был награжден орденом Трудового Красного Знамени, орденом «Серебряный крест» (ПНР), медалью «Строительство Дворца культуры и науки» (ПНР).

Светлая память об Анатолии Владимировиче Геммерлинге, крупном инженере, известном ученом по расчету и проектированию строительных стальных конструкций и сооружений, опытном педагоге, доброжелательном и отзывчивом человеке, навсегда сохранится в наших сердцах.

Опечатки в № 1 — 1989

Страница	Строка	Напечатано	Следует читать
3-я страница обложки	1-я строка в заголовке реферата Давидяна	расчета	развития

Содержание журнала «Строительная механика и расчет сооружений» за 1989 год

Строительная механика в МИИТе, № 5.
Строительная механика вчера и сегодня, № 6.

Надежность строительных конструкций
Злочевский А. Б. Расчетные модели долговечности элементов конструкций в связи с развитием усталостной трещины, № 2.
Малков В. П., Любимов А. К., Бурева Н. Н. Надежность формирования рабочей поверхности заданной геометрии ферменных систем с учетом конструктивных допусков, № 1.

Экономия ресурсов в строительстве
Беляев В. Ф., Михайлова Т. В., Кириленко В. Ф. Напряженное состояние балок с закрытой периодической гофрировкой стенки, № 1.

Вопросы оптимального проектирования
Абрамов Н. И., Александров В. Т. Об использовании математических методов оптимизации в проектировании, № 4.
Гольдфайн Б. С., Шифрин Е. И. Об одном способе оптимизации элементов железобетонных конструкций, № 4.
Демченко А. Н., Дехтярь А. С., Ковальский А. П., Масаридинов А. Оптимальное размещение колонн в зданиях, возводимых методом подъема, № 1.
Калинин И. Н. Дискретная оптимизация пространственной стержневой ферменной конструкции, № 3.
Складнев Н. Н., Жуковский Э. З., Шаршукова Л. М. Оптимизация оболочек на основе системного анализа и численных методов, № 1.

Научный потенциал МИСИ — народному хозяйству
Байков В. Н., Кудишин Ю. И., Слицкоухов Ю. В. О научно-исследовательских работах конструкторских кафедр, № 2.
Леонтьев Н. Н. Основные направления научных исследований кафедры строительной механики, № 2.
Лужин О. В. Исследования действительной работы строительных конструкций, зданий и сооружений, № 2.
Цурков И. С. Основные результаты исследований, проведенных на кафедре сопротивления материалов, № 2.

Расчеты на прочность
Андреев В. И. Приближенный метод решения смешанной краевой задачи для неоднородного цилиндра, № 2.
Габбасов Р. Ф., Малыга Г. Г. Расчет коробчатых конструкций с помощью обобщенных уравнений МКР, № 2.
Геничев Г. А. Вариант теории трехмерных отрывных течений изотропной идеально пластической среды, № 6.
Геривальд В. С. Концентрация напряжений у витков спиральной арматуры в виброгидропрессованных трубах, № 1.
Горпиченко В. М., Цетлин Б. С., Лазарева В. М. Расчет гибких соединений, № 6.
Горшков А. А. Уравнения трехслойных круглых пластин со сжимаемым легким заполнителем, № 2.
Ерхов М. И., Мухаммед А. К. Большие прогибы локально нагруженных идеально пластичных балок с различным опиранием, № 6.
Зак М. Л. Алгоритм расчета железобетонных элементов на прочность при косом сжатии и изгибе, № 1.
Иркин В. А. Оценка последствий действия сил, движущихся по полуплоскости и полупространству, № 3.
Кардовский Ю. Н. Обратные задачи в линейной теории ползучести бетона, № 1.
Картвелишвили В. М., Петрунькин А. Э. Модели стационарной теплопроводности в задачах вычислительной термомеханики, № 1.
Картвелишвили В. М., Петрунькин А. Э. Формализованные процедуры аппроксимации в задачах вычислительной термомеханики, № 3.
Кириленко В. Ф., Беляев В. Ф., Емельянов С. Н.

Напряженно-деформированное состояние и расчет прочности балок с вертикально гофрированной стенкой, № 4.
Клепиков В. П., Михайлов С. Е. Применение метода граничных интегральных уравнений в расчете сварных узлов конструкций, № 4.
Куреж Л. Н., Смирнова Л. Г. Решение нелинейных задач изгиба пластин и балок методом декомпозиции, № 3.
Малашикин Ю. Н. Структурная модель твердого тела и оценка с ее помощью прочностных характеристик бетона, № 2.
Назаренко Ю. Б. Дифракция упругих сферических волн на цилиндрической полости, подкрепленной впаиной облолочной жесткости, № 3.
Нежданов К. К. Снижение локальных напряжений в подкрановой балке гофрированием стенки, № 4.
Никиреев В. М. Нелинейное деформирование цилиндрических резервуаров, имеющих начальные угловые несовершенства, № 1.
Огранович А. Б. Расчет жесткой пирамидальной сваи на горизонтальную нагрузку в упругом полупространстве, № 4.
Олифер В. И., Подольский И. Я. К расчету составных стержней, № 4.
Перельмутер А. В. Контрольные нагрузки для оценки несущей способности эксплуатируемых конструкций, № 4.
Присяжнюк В. К., Марчук А. В. Учет деформаций поперечного сдвига и обжатия в задачах контактного взаимодействия многослойных плит с упругим полупространством, № 3.
Русинко К. Н., Лучко И. И., Лотыш В. В. Растяжение кусочно неоднородного тела, № 6.
Слицкоухов Ю. В., Буров Е. В., Зворыгин А. В. Расчет нагельных соединений с учетом переменного коэффициента основания и сил трения нагеля о древесину гнезда, № 6.
Соболев Д. Н., Гагин А. И. Вероятностный расчет крупнопанельных зданий на упругом основании с карстовым провалом, № 2.
Тарасов А. А. Статический расчет оболочки вращения со сложной структурой регулярных ребер, № 3.
Ухов С. Б., Мерзляков В. П. Проблемы механики анизотропных скальных пород, № 2.
Ушицкий М. У., Яньков В. Ю. О распределении статических давлений сыпучей среды на стены силоса, № 6.
Филимонов Э. В., Губарев В. В. Определение перемещения стеклопластиковой мембраны с учетом ползучести материала, № 2.
Чижевский А. Н. Уравнения составного стержня в перемещениях, № 3.

Расчеты на устойчивость
Ахтямов А. В. Приближенный метод расчета на устойчивость цилиндрической оболочки силоса, № 1.
Геничев Г. А., Минасян А. Р. О формах потери устойчивости («бляшка» и «спазм») физически нелинейных оболочек при движении в них потока жидкости, № 3.
Гольденберг Л. И. Приближенный метод расчета седловидных мембранных оболочек на прочность и устойчивость, № 1.
Додонов М. И., Адыракаева Г. Д. К вопросу о перемещениях балок-стенок, № 4.
Евстратов А. А., Гельзин С. Е. Устойчивость стенки безреберной балки при воздействии внешней равномерно распределенной нагрузки, № 1.
Кожемьякина И. Ф., Сметанина Л. Г. Области динамической неустойчивости трансверсально-изотропной пластины при движении нагрузки, № 3.
Михайлов Б. К., Кипиани Г. О. Устойчивость трехслойных пластин с вырезами, № 4.
Райзер В. Д., Кириллов Б. Б. Метод статистических испытаний в расчете антенно-мачтовых сооружений на устойчивость, № 6.
Шейнкман В. С. Устойчивость плоской формы изгиба системы балок с непрерывными связями, № 4.

Динамические расчеты

- Бульчев Г. Г., Пшеничных С. Г.* Осесимметричная задача динамики длинного упругого цилиндра, № 4.
- Ванюшенков М. Г.* Соотношения обобщенной ортогональности в задачах динамики пластин, № 2.
- Иванченко И. И.* К динамическому расчету мостов на подвижную нагрузку в виде железнодорожного состава, № 6.
- Ивович В. А., Илленик К. Н., Покровский Л. Н.* Приближенная теория аэроупругости мембранных оболочек и висячих покрытий, обтекаемых вихревым потоком, № 1.
- Каренев Б. Г., Филиппович А. Э.* Гашение колебаний резервуаров, наполненных жидкостью, № 2.
- Макаров Б. П., Гагин В. И.* Применение методов статистической динамики нелинейных систем к задачам диагностики больших механических систем, № 2.
- Михайлов А. А., Милев А. С., Тоболкин А. К.* Нестационарное взаимодействие цилиндрической оболочки (по модели Тимошенко) с упругой средой, № 6.
- Рыков Г. В., Обледов В. П., Майоров Е. Ю., Абрамкина В. Т.* Механические характеристики бетонов с учетом их разрушения при кратковременных динамических нагрузках, № 4.
- Таги-Заде Э. Г., Дорофеева В. М.* Свободные колебания сетчатой оболочки с учетом деформации поперечного сдвига, № 1.
- Тарабрин Ю. Г.* О закономерностях распространения трехмерных волн деформаций в бароупругой среде, № 4.
- Филиппов И. Г.* Динамика фундаментов переменной жесткости, взаимодействующих с деформируемым основанием, № 2.

Расчеты на сейсмические воздействия

- Абакианов Т.* К учету деформативности и надежности железобетонных колонн при сейсмических нагрузках, № 6.
- Айзенберг Я. М., Гайыров Б. К.* Адаптация крупнопанельных зданий с сухими стыками к сейсмическим воздействиям, № 6.
- Расказов Л. Н., Бестужева А. С.* К вопросу сейсмостойкости грунтовых плотин, № 2.
- Рекава П. А.* Численный метод оценки неупругой сейсмической реакции крупнопанельных зданий, № 6.
- Ржевский В. А., Ибрагимов Р. С., Харланов В. Л.* Динамический анализ физических нелинейных железобетонных рам с учетом неупругих свойств бетона и арматуры, № 6.
- Фролов М. И.* Дифракция сейсмической Р-волны сжатия и SV-волны сдвига на подъемном многониточном трубопроводе, № 1.

Программное обеспечение инженерных расчетов

- Васильков Г. В., Панасюк Л. Н., Кудинов О. А.* О решении нестационарных задач строительной механики прямыми методами, № 1.
- Ким Т. С., Яцура В. Г.* Расчет систем с односторонними связями как задача о дополнении, № 3.
- Корес М. В.* Расчет неполигих оболочек типа гиперболических параболоидов, № 1.
- Мостков В. М., Юфин С. А.* Современное состояние исследований при расчетах подземных гидротехнических сооружений, № 2.
- Серпик И. Н.* Использование итерационного взаимодействия местных и общих деформаций для решения нелинейных задач, № 1.

Экспериментальные исследования

- Дмоховский А. В., Жаворонок И. В., Двалишвили В. В.* Использование метода динамической фотопругости и голографической интерферометрии при решении инженерных задач, № 2.
- Завалишин С. И., Исайкин А. С., Тараторкин Б. И.* Исследование напряженного состояния и прочности сооружений АЭС и их элементов поляризационно-оптическим методом, № 2.
- Зарудный Е. Ф., Грушин А. Н., Монахов И. И., Титов А. Ю., Стародубцев В. В.* Автоматизированный измерительный комплекс АИК-2 для определения физико-механических характеристик низкомолекулярных материалов, № 5.
- Костин И. Х., Шаблинский Г. Э.* Натурные динамические исследования сооружений, № 2.
- Курашов А. М., Складнев Н. Н., Пшеничко А. П., Коротков В. М.* Натурные исследования фраг-

- мента крупнопанельного здания на сборных сейсмоизолирующих фундаментах, № 6.
- Мещеряков В. Б., Сорин Ю. Ю.* Экспериментально-теоретическое исследование деформаций контура в некоторых тонкостенных конструкциях при ударе, № 5.
- Орехов В. Г.* Определение несущей способности бетонных сооружений методами механики разрушения, № 2.
- Тер-Мартirosян Э. Г., Тищенко В. А., Шалимов Г. Е.* К расчету осадок оснований тяжелых сооружений, возводимых в котлованах, № 2.
- Шварцман Д. А., Кац А. Д.* Определение предельной силы «зависания» грунта на анкерных тягах № 3.

В помощь проектировщикам

- Балкарей И. М., Деречин В. Д.* Опыт виброизоляции тяжелого низкочастотного дробильного оборудования, № 3.
- Гвамичава А. С.* Определение вероятных значений начальных усилий и искажений формы стержневых конструкций, № 1.
- Демидов Н. Н., Бурмистрова А. Г.* К анализу расчетных схем и основных методов расчета перекрестных балок, № 2.
- Журавлев А. А.* Представление ортотропной треугольной пластинки в виде шарнирно-стержневой системы, № 1.
- Колтынюк В. А.* Метод расчета систем стена — балка в стадии предельного равновесия, № 4.
- Лундин Л. Ш., Петров В. И., Рабинович Е. А., Циберман Г. Я.* Расчет рамно-свайных конструкций с учетом упругопластических деформаций грунта, № 4.
- Николаев Ю. Б., Прокопьев В. И., Леонтьев А. Н., Иванов Д. А.* К расчету корпусов высокого давления с учетом физической нелинейности бетона, № 2.
- Нурмаганбетов Е. К., Скориков А. В.* Свободные колебания пологой сферической оболочки с упругим контуром, № 3.
- Паньшин Л. Л., Савранский В. Э., Петраков А. А., Портаев В. Л.* Практические расчеты зданий с типовым связевым каркасом, № 4.
- Паньшин Л. Л., Симонов В. Л.* Применение нелинейного метода расчета в проектировании общественных каркасно-панельных зданий, № 6.
- Пшеничных Г. И., Орлов Б. А.* Осесимметрично-физический нелинейное деформирование сетчатых оболочек вращения, № 3.
- Сливкер В. И.* Расчет на устойчивость стенок, составленной из шарнирно сочлененных панелей, № 3.

Из опыта работы проектных организаций

- Канчели Н. В., Короленко Н. А.* О напряженно-деформированном состоянии цилиндрических безбортовых оболочек, № 1.

Нормирование расчетов

- Бульчев А. П., Десятник Е. И., Семченков А. С., Мещеряков Ю. М.* Временные нагрузки на несущие конструкции зданий торговли, № 3.
- Бурман И. Н., Ойзерман В. И.* Возможные пути совершенствования СНиП II-7-81 на основе анализа последствий сильных землетрясений, № 4.
- Кручинин Н. Н.* О статистической оценке прочности кирпича, № 3.
- Курзанов А. М., Складнев Н. Н., Коротков В. М.* Выборка акселерограмм сейсмических воздействий для расчета здания по пункту 2.26 СНиП II-7-81, № 4.

В порядке обсуждения

- Проценко А. М.* Об архитектуре вычислительных комплексов метода конечных элементов, № 2.

Проблемы надежности транспортных сооружений

- Осипов В. О., Матвеев В. К.* Оценка усталостного ресурса элементов металлических пролетных строений мостов с учетом вибраций, № 5.
- Романов Ю. И.* Характеристический функционал и его применение для исследования стохастических задач строительной механики, № 5.

Совершенствование методов решения задач динамики

- Александров А. В., Зылев В. Б., Соловьев Г. П., Штейн А. В.* Численное исследование переходных динамических процессов при соударениях вагонов, № 5.
- Иванченко И. И.* Нестационарная динамика металлических пролетных строений мостов при монтаже методом надвигки, № 5.

Носарев А. В., Поляков В. Ю. Напряженно-деформированное состояние железнодорожного пути на подходах к мостам, № 5.
Скворцов В. И. Численная методика расчета линейно-протяженных висячих конструкций, № 5.

Достижения расчета конструкций с учетом ползучести

Мелешонков Е. И. Напряженно-деформированное состояние осесимметричных вязкоупругих тел при кручении, № 5.
Муравский Г. Б., Гаррыев Э. А. Гармонические колебания цилиндрической оболочки в упруго-наследственной среде, № 5.
Потапов В. Д. Некоторые проблемы оценки надежности вязкоупругих конструкций, № 5.
Ступников С. А. Напряженно-деформированное состояние стержневых конструкций с учетом их наращивания и ползучести материала, № 5.

Развитие численных методов расчета

Державин Б. П. Об одном способе вычисления несобственного интеграла в задачах упругопластического изгиба, № 5.

Клепиков В. П., Трубаев Н. А. Применение регулярных интегральных уравнений в решении задач теории упругости, № 5.

Лащеников Б. Я., Долотказин Д. Б. Расчет трехмерных дискретных сред континуально-дискретным методом, № 5.

Мальцев В. П., Ольшанская Г. Н. Методы и алгоритмы решения задач статики и динамики многослойных оболочечных конструкций, № 5.

Огурцов Ю. Н. Реализация многоуровневого суперэлементного подхода к расчету конструкций, № 5.

Сенющенков М. А. Анализ прочности трубной мельницы, № 5.

Шапошников Н. Н., Ожерельев В. А., Наумов В. С. Расчет многослойных пластин с использованием гипотезы ломаной, № 5.

Развитие методов решения нелинейных задач
Демешко Е. А. Численное интегрирование уравнений предельного равновесия сыпучей среды при нелинейной аппроксимации характеристик, № 5.

Ковалев Ю. И. Предельное сопротивление дискретной сжимаемой среды движению в ней цилиндрического тела, № 5.

Мануйлов Г. А., Жуков К. А., Косицын С. Б. Развитие и применение метода неособенных продолжений в задачах устойчивости нелинейно деформируемых упругих систем, № 5.

Мяченков В. И., Губолидзе З. Б., Гарданхадзе Т. Г. Алгоритм вычисления матриц жесткости оболочечных конечных элементов в геометрически нелинейной постановке, № 5.

Соловьев Г. П. Расчеты трубопроводов как геометрически нелинейных систем, № 5.

Хлебцов П. В. К вопросу о прочности однонаправленных стеклопластиков при сжатии, № 5.

Наши юбиляры

К 60-летию В. Н. Шимановского, № 1.

К 75-летию И. Е. Милейковского, № 3.

К 60-летию Н. Н. Шапошникова, № 5.

К 60-летию Н. П. Абовского, № 6.

Критика и библиография

Соболев Д. Н. Расчет элементов конструкций, взаимодействующих с агрессивной средой, № 6.

Филин А. П. Сопротивление материалов, № 4.

Информация № 3

Магазин «Книга — почтой» предлагает:

1. Горбунов-Посадов М. И. Расчет конструкции на упругом основании. — М.: Стройиздат, 1984.—3 р. 40 к.
2. Динамический расчет зданий и сооружений: Справ. проектировщика.—2-е изд., перераб. и доп.—М.: Стройиздат, 1984.—2 р.
3. Динамический расчет специальных инженерных сооружений и конструкций: Справ. проектировщика.—М.: Стройиздат, 1986.—3 р. 10 к.
4. Испытания сборных железобетонных конструкций: Учеб. пособие для студентов вузов.—М.: Высшая школа, 1980.—85 к.
5. Козак Ю. Конструкции высотных зданий: Пер. с чеш.—М.: Стройиздат, 1986.—3 р. 10 к.
6. Коллективный подряд на стройке/И. Е. Ключков, Н. И. Травкин, Г. Е. Соколова и др.—М.: Стройиздат, 1987.—25 к.

Заказы направляйте по адресу: 143952, Реутов, Московской обл., Лесная, 7, «Книга — почтой»

Содержание

Строительная механика вчера и сегодня	1
Расчеты на прочность	
<i>Ущицкий М. У., Янчук В. Ю.</i> О распределении статических давлений сыпучей среды на стены силоса	4
<i>Ерхов М. И., Мухаммед Аль-Кастри.</i> Большие прогибы локально нагруженных идеально пластических балок с различным опиранием	6
<i>Горпинченко В. М., Цетлин Б. С., Туснина В. М.</i> К вопросу расчета гибких соединений ригелей с колоннами	10
<i>Русинко К. Н., Лучко И. И., Лотыш В. В.</i> Растяжение кусочно-неоднородного тела	13
<i>Гениев Г. А.</i> Вариант теории трехмерных отрывных течений изотропной идеально пластической среды	16
<i>Слицкоухов Ю. В., Буров Е. В., Зворыгин А. В.</i> Расчет нагельных соединений с учетом переменного коэффициента основания и сил трения нагеля о древесину гнезда	19
Динамические расчеты	
<i>Михайлов А. А., Миляев А. С., Тоболкин А. К.</i> Нестационарное взаимодействие цилиндрической оболочке (по модели Тимошенко) с упругой средой	22
<i>Иванченко И. И.</i> К динамическому расчету мостов на подвижную нагрузку в виде железнодорожного состава	26
Расчеты на устойчивость	
<i>Райзер В. Д., Кириллов Б. Б.</i> Метод статистических испытаний в расчете антенно-мачтовых сооружений на устойчивость	32
Расчеты на сейсмические воздействия	
<i>Айзенберг Я. М., Гайыров Б. К.</i> Адаптация крупнопанельных зданий с сухими стыками к сейсмическим воздействиям	36
<i>Реквава П. А.</i> Численный метод оценки неупругой сейсмической реакции крупнопанельных зданий	39
<i>Ржевский В. А., Ибрагимов Р. С., Харланов В. Л.</i> Динамический анализ физически нелинейных железобетонных рам с учетом неупругих свойств бетона и арматуры	44
<i>Абаканов Т.</i> К учету деформативности и надежности железобетонных колонн при сейсмических нагрузках	48
В помощь проектировщикам	
<i>Паньшин Л. Л., Симонов В. Л.</i> Применение нелинейного метода расчета в проектировании общественных каркасно-панельных зданий	51
Наши юбиляры	
К 60-летию Н. П. Абовского	54
Экспериментальные исследования	
<i>Курзанов А. М., Складнев Н. Н., Пшеничко Л. П., Коротков В. М.</i> Натурные исследования фрагмента крупнопанельного здания на сборных сейсмоизолирующих фундаментах	56
Содержание журнала «Строительная механика и расчет сооружений» за 1989 год	60
Критика и библиография	
<i>Соболев Д. Н.</i> Расчет элементов конструкций, взаимодействующих с агрессивной средой	4-я стр. обл.

Редакционная коллегия

Н. Н. СКЛАДНЕВ (гл. редактор), И. В. СИТНИКОВА (зам. гл. редактора), А. В. АЛЕКСАНДРОВ, О. О. АНДРЕЕВ, В. И. БАЙКО, В. В. БОЛОТИН, Г. А. ГЕНИЕВ, П. Ф. ДРОЗДОВ, М. И. ЕРХОВ, В. В. ЛАРИОНОВ, Б. Я. ЛАЩЕНИКОВ, Н. Н. ЛЕОНТЬЕВ, Р. Р. МАТЕВОСЯН, Л. Л. ПАНЬШИН, В. Д. РАЙЗЕР, В. И. ТРАВУШ, А. И. ЦЕЙТЛИН, А. А. ЧИРАС

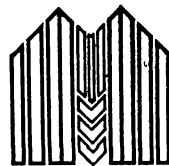
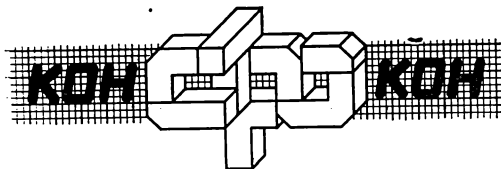
Адрес редакции: 109389, Москва, Ж-389, 2-я Институтская, д. 6, тел. 174-86-47

Технический редактор *Н. Н. Удалова*

Корректор *И. В. Медведев*

Сдано в набор 08.09.89 Подписано в печать 27.11.89 Т-16285 Формат 70×108¹/₁₆ Бум. кн.-журн.
Печать высокая. Усл. печ. л. 5,6 Усл. кр.-отт. 6,13 Уч.-изд. л. 7,64 Тираж 4000 экз.
Зак. 347 Цена 90 коп.

Подольский филиал ПО «Периодика» 'Союзполиграфпрома
Государственного комитета СССР по печати
142110, Подольск, ул. Кирова, 25



СССР

ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко

ЦНИИпромзернопроект

Новый метод расчета силосов Lipp обеспечивает их прочность, устойчивость и экономичность

В Советском Союзе для хранения зерна начато строительство спирально-навивных силосов из алюминия емкостью до 1000 т, быстро монтируемых индустриальным способом.

Аварии со стальными силосами такого типа (за рубежом и в СССР) потребовали разработки более строгой расчетной схемы оболочки. Основные особенности, влияющие на ее выбор:

большая тонкостенность ($t/R \approx 1/1000$);

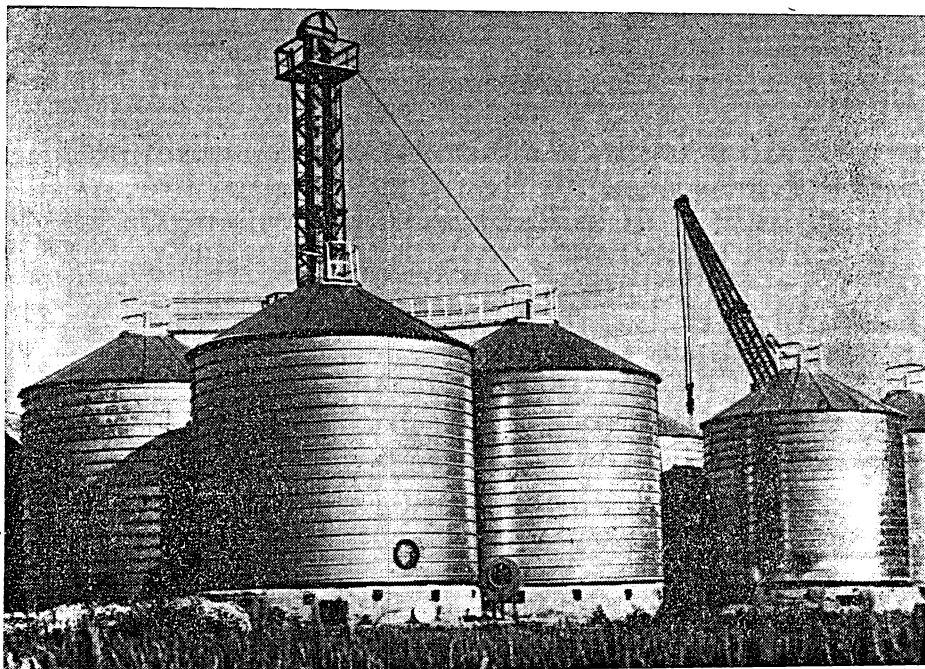
фальцевая структура ребра, повышающая эффективность оболочки;

вероятность образования начальных искривлений в межфальцевых зонах;

возникновение в межфальцевых зонах значительных моментов вдоль образующей.

Разработчики предлагают на коммерческой основе уточненный метод расчета спирально-навивных силосов Lipp:

расчетную схему конструкций оболочки как составной системы из коротких цилиндрических оболочек, соединенных фальцевыми ребрами, для которых определяются коэффициенты жесткости в различных направлениях. При этом математически обоснована замена спирально-фальцевого ребра системой параллельных кольцевых фальцевых ребер;



метод расчета стенки оболочки на прочность и устойчивость в геометрически нелинейной постановке при действии горизонтальных и вертикальных нагрузок (зерно, температура, собственный вес и др.) с учетом начальных погибей стенки в межфальцевых зонах;

метод расчета пустой оболочки на действие неосесимметричной (ветровой) нагрузки как конструктивно нелинейной системы из-за различной податливости фальцевых ребер (стыкового соединения) в зонах продольного сжатия и растяжения оболочки;

численный метод расчета оболочки, усиленной в нижней части стойками;

метод расчета концентрации напряжений в стенке оболочки над стойками в местах их обрыва и в зоне дверного проема;

программы для ЭВМ типа IBM-370, позволяющие выбрать типоразмерный ряд оболочек с экономичным распределением металла в конструкции.

Разработчики: СССР, ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко, 109389, Москва, 2-я Институтская ул., д. 6 и ЦНИИПромзернопроект, 129823, Москва, Трифоновская ул., д. 47.

За справками обращаться: СССР, Москва, тел. 174-86-21, проф. И. Е. Милейковский; тел. 174-89-32, канд. техн. наук Н. Н. Столыпин; тел. 284-05-68, канд. техн. наук О. С. Игудисман.

U S S R

**TSNIISK named after
V. A. Kucherenko**

TSNIIPromzernoproekt

A new method of lipp silos design providing their adequate strength, stability and efficiency

The construction of aluminium, spiral-wound silo up to 1000 t capacity, fast-erected by industrial method and intended for grain storage has been started in the Soviet Union.

The damages of similar steel silos (both abroad and in the USSR) have necessitated the development of an improved design scheme of shell. The main reasons for its selection are:

provision of thinner walls ($t/R \approx 1/1000$);

welt-type rib structure, which increases the efficiency of shell;

possible formation of initial distortions in the areas between the welts;

origination of intensive moments along the generating line in the areas between the welts. The developers offer a commercially-based specified method of calculation intended for spirally-wound silos:

the design scheme of shell structures as a system assembled of short cylindrical shells, joined by welt-type ribs for which rigidity factors are determined in various directions. Provided is a mathematically ground explanation for replacing welt-type spiral rib by a system of parallel ring-type welt ribs;

the method of strength and stability calculation under non-linear geometrical conditions in case of horizontal and vertical loads impact (grain, temperature, self-weight etc.) taking into account initial wall deflections in the areas between welts;

the method of designing an empty shell for assymetrical (wind) load as structurally non-linear system because of variable deformability of welt-type ribs (butt joints) within the areas of longitudinal compression and extension of shell;

a numerical method for designing a shell, reinforced in the bottom part by posts;

the method of calculating stress concentrations in shell wall above the posts at points of their tearing-off and in the zone of door opening;

IBM-370 computer programs that enable choosing the type and the size of shells with an efficient metal distribution in a structure.

The developers: USSR, TSNIISK named after V. A. Kucherenko, 109389, Moscow, 2-nd Institut'skaya str. 6 and TSNIIPromzernoproekt, 129823, Moscow, Trijonovskaya str., 47.

For information refer to: USSR, Moscow, tel. 174.86.21 Prof. I. E. Milejkovsky; tel. 174.89.32 Cand. Sc. (Eng.) N. N. Stolypin; tel. 284.05.68, Cand. Sc. (Eng.) O. S. Igudisman.

УДК 624.042:620.193

Расчет элементов конструкций, взаимодействующих с агрессивной средой

(В. В. Петров, И. Г. Овчинников, Ю. М. Шихов.— Саратов, 1987)

Раздел строительной механики, которому посвящена настоящая книга, является одним из важных и интенсивно развивающихся в настоящее время. Это объясняется прежде всего тем, что многие элементы строительных конструкций, детали машин и аппаратов современной техники эксплуатируются в сложных условиях, и потому их несущая способность, деформативность, долговечность зависят от совместного действия таких факторов, как механические нагрузки, температура, различные агрессивные среды. Проблема разработки методов расчета конструкций, взаимодействующих с агрессивной средой, весьма сложная, ибо, с одной стороны, деформация и разрушение материалов и конструкций определяются не только нагрузками, но и совершающимися в материале и на поверхности конструкций сложными физико-химическими процессами, а, с другой стороны, интенсивность этих процессов в значительной степени зависит от вида и уровня механических напряжений.

Публикаций, посвященных расчетам конструкций, работающих в контакте с агрессивной средой, пока недостаточно, они рассеяны по разным журналам и сборникам, посвящены рассмотрению отдельных частных вопросов. Поэтому большое значение имеет издание таких монографий, которые объединяли бы подобные публикации и в то же время определяли направление дальнейших исследований. Рассматриваемая монография и является первой такой книгой.

В основном книга посвящена построению расчетных моделей, описывающих взаимодействие тонкостенных конструкций с агрессивными средами, и состоит из трех частей. В первой из них собран иллюстративный материал, показывающий многообразие факторов, влияющих на коррозию металлов и механические характеристики материалов. Анализ экспериментальных данных и литературных источников позволил определить наиболее существенные факторы и выделить две группы коррозионных процессов, различающиеся между собой по характеру протекания коррозии — с поверхностным разрушением материала и с внутренними структурными повреждениями, выражающимися в изменении во времени механических характеристик материала.

Во второй части книги моделируются коррозионные процессы, относящиеся к первой группе. Рассмотрены различные случаи протекания коррозий — без учета и с учетом влияния напряжений. Расчетная модель представляется в виде совокупности обычных уравнений механики деформируемого твердого тела для конструктивного элемента (стержня, балки, пластинки, оболочки) и кинетического уравнения, описывающего изменение во времени толщины (размеров) элемента в зависимости от принятых в модели основных факторов. Проводится идентификация моделей, позволяющая оценивать значения коэффициентов и вид функций по априорной и экспериментальной информации. Получены уравнения для балок, пластинок, оболочек с учетом физической и геометрической нелинейностей. Для линеаризации уравнений используется метод последовательных возмущений параметров.

В третьей части книги строятся модели, относящиеся ко второй группе коррозионных процессов. Расчетная модель представляет совокупность уравнений механики деформируемого твердого тела и кинетического уравнения, отражающего либо накопление рассеянных повреждений (дефектов), либо изменение во времени механических характеристик материалов. Приводятся уравнения пластинок, оболочек с учетом различного вида нелинейностей. Для линеаризации этих уравнений, как и во второй части, использован метод последовательных возмущений параметров.

К сожалению, в книге, вероятно из-за ограниченного объема, недостаточно представлены результаты численного экспериментирования и сравнение результатов расчета с данными физического эксперимента, хотя авторами в этом направлении выполнена большая работа. Будем надеяться, что в следующей книге авторы восполнят этот пробел.

В целом издание заслуживает самой высокой оценки, оно, безусловно, встретит положительный отзыв читателей. Монография является ценным вкладом в литературу по расчету конструкций, работающих в экстремальных условиях эксплуатации, хотя тираж ее явно недостаточен.

Д. Н. СОБОЛЕВ

ВНИМАНИЮ ОРГАНИЗАЦИЙ, ПРЕДПРИЯТИЙ И СПЕЦИАЛИСТОВ!

Стройиздат предлагает для научных и инженерно-технических работников, занятых в области общей и коммунальной гигиены, для врачей санитарно-эпидемиологических станций, медицинских работников, инженеров-строителей книгу:

А. Л. Чижевский. Аэроионификация в народном хозяйстве. — 1989. — 8 р. 40 к.

Вы возьмете в руки книгу удивительного человека — биолога, медика, биофизика, эпидемиолога, человека, обладавшего даром живописца, поэта, чья судьба, подобно судьбам тысяч советских людей, была перечеркнута трагическими событиями: арест, ссылка и, наконец, реабилитация, последовавшая лишь через 20 лет.

А. Л. Чижевский — основоположник признанных во всем мире научных теорий. Одна из них — концепция аэроионификации. Разработанная им в тридцатые годы и воплощенная в данной книге эта проблема тесно соприкасается с задачами сегодняшнего дня.

В книге освещаются вопросы радикального оздоровления воздуха, которым дышит человек в жилых и общественных зданиях, аэроионификации в легкой и тяжелой промышленности. Путем ионизации воздуха представляется возможным осаждать пыль и очищать воздух от микроорганизмов, что открывает широкие перспективы для обеспыливания и улавливания частиц мельчайшей дисперсности на заводах и фабриках, борьбы с загрязнением атмосферы промышленных городов.

Вы познакомитесь также с развитием теории аэроионификации, действием униполярных аэроионов на организм, дозировкой аэроионов, оценкой различных аэроионизаторов, влиянием униполярных аэроионов на электрический заряд нативной крови и ее морфологических элементов.

Высылается наложенным платежом.

Заказы направляйте по адресу: 101442, Москва, ул. Каляевская, 23-а, Стройиздат, редакция маркетинга.
