

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА

Г. А. ГОРОЯН

ВЛИЯНИЕ УПРУГО-ПЛАСТИЧЕСКИХ СВОЙСТВ БЕТОНА
 НА ФОРМЫ СВОБОДНЫХ КОЛЕБАНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
 КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ И ФОРМИРОВАНИЕ СЕЙСМИЧЕСКИХ
 НАГРУЗОК

В работе [1] нами проанализированы частотные уравнения малых колебаний многоэтажных железобетонных каркасных зданий с абсолютно жесткими ригелями с учетом упруго-пластических свойств бетона, т. е. нелинейной работы материала конструкции. В результате внесены уточнения в выведенной ранее [2] формуле для определения периодов первых трех тонов свободных колебаний многоэтажных каркасных зданий, учитывающие упруго-пластические свойства материала стоек особо: в пределах каждого этажа стойка рассматривается линейно упругой со своим модулем упругости.

В продолжение этих исследований, в настоящей статье рассматриваются формы свободных колебаний таких зданий (высотой до 16 этажей) при нелинейной работе материала стоек в той же интерпретации, что и в [1], а также влияние нелинейности на формирование сейсмических нагрузок: с использованием акселерограмм реальных землетрясений на примере конкретного здания сопоставлены его реакции, вычисленные с учетом нелинейной работы материала стоек и без него.

Формы свободных колебаний. Рассматривая малые колебания каркасных зданий с абсолютно жесткими ригелями, динамическую расчетную схему, как и в [1], представляем в виде невесомого консольного бруса, несущего n масс, сосредоточенных в уровнях перекрытий (рис. 1). Для определения неизвестных амплитуд колебаний C_k имеем [1] систему однородных алгебраических уравнений:

$$\left. \begin{aligned} -m_k p^2 C_k + a_k(C_k - C_{k-1}) - a_{k-1}(C_{k-1} - C_k) &= 0; \\ (k=1, 2, \dots, n-1) \\ -m_n p^2 C_n + a_n(C_n - C_{n-1}) &= 0, \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

где p — круговая частота свободных колебаний; a_k — жесткость k -го этажа.

При равенстве сосредоточенных масс ($m_1 = m_2 = \dots = m_n = m$) система (1) запишется в виде:

$$\left. \begin{aligned} -f_k C_{k-1} + (f_k + f_{k+1} - i) C_k - f_{k+1} C_{k+1} &= 0; \\ (k=1, 2, \dots, n-1) \\ -f_n C_{n-1} + (f_n - i) C_n &= 0, \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

где через $f_k = \frac{n-k-1}{2n}$ учитываются упруго-пластические свойства бетона [1]; $i = \frac{m p^2}{a}$ — корни частотного уравнения; a — жесткость этажа при линейной работе материала стоек.

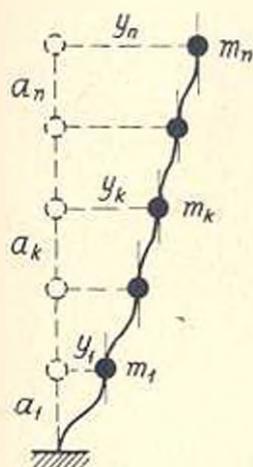


Рис. 1. Расчетная схема здания

Поскольку при нетривиальном решении системы (2) одно из ее уравнений является линейной комбинацией остальных, то, отбрасывая его (в данном случае первое) и обозначая $C_k/C_n = X_k$ ($X_n = 1$), для определения относительных амплитуд свободных колебаний r -ой формы (X_{kr}) получается система из $(n-1)$ алгебраических уравнений:

$$\left. \begin{aligned} -f_k X_{k-1} + (f_k - f_{k+1} - i_r) X_k - f_{k+1} X_{k+1} &= 0, \\ (k = 2, 3, \dots, n-1) \\ -f_n X_{n-1} + (f_n - i_r) X_n &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

При значениях первых трех корней i_r ($r = 1; 2; 3$), приведенных в [1], решена система (3) при $n = 5 \div 16$ и определены значения X_{kr} для первых трех форм, а по ним — коэффициенты форм свободных колебаний

$$\gamma_{kr} = \frac{\sum_{k=1}^n X_{kr}}{\sum_{k=1}^n X_{kr}^2}, \quad (k = 1, 2, \dots, n)$$

Пэтажные значения коэффициентов γ_{kr} приведены в табл. 1; отметим, что они получены при неизменных геометрических размерах стоек всех этажей.

Как показал анализ результатов вычислений, нелинейная работа материала стоек несколько изменяет формы свободных колебаний: по сравнению с линейной работой материала стоек, пучности и узловые точки высших форм смещаются вниз по высоте здания. Для иллюстра-

нии на рис. 2 приведены формы колебаний системы с 10-ю степенями свободы (амплитуды колебаний верхнего этажа приняты равными единице).

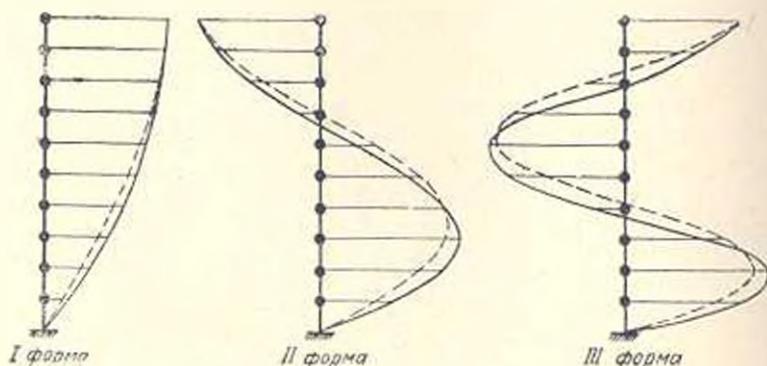


Рис. 2. Формы свободных колебаний системы с 10-ю степенями свободы
 - - - - - при линейной работе материала стоек,
 — при нелинейной работе материала стоек

Сопоставление нелинейных и линейных реакций. В работе [3] приведены линейные реакции конкретного 10-этажного железобетонного каркасного здания с абсолютно жесткими ригелями на сейсмические воздействия, вычисленные по акселерограммам четырех калифорнийских землетрясений* интенсивностью в 7—8 баллов. Для оценки влияния нелинейной работы материала стоек—упруго-пластических свойств бетона—на формирование сейсмических нагрузок, по методике, приведенной в [3], вычислены нелинейные реакции этого же здания при тех же акселерограммах.

Каркас этого здания состоит из 10 поперечных двухпролетных рам с параметрами: пролеты $h_1 = h_2 = 6,0$ м; высота ярусов $l_1 = l_2 = \dots = l_{10} = 3,3$ м; сечение всех стоек 40×50 см; бетон марки 200 ($E = 265000$ кг/см²). Массы, сосредоточенные в уровнях перекрытий, следующие: $m_1 = m_2 = \dots = m_9 = 0,520$ т, сек²/см; $m_{10} = 0,627$ т, сек²/см. Периоды первых трех форм свободных колебаний здания в его поперечном направлении, вычисленные с учетом упруго-пластических свойств бетона по [1], имеют следующие значения: $T_1 = 1,168$ сек, $T_2 = 0,368$ сек и $T_3 = 0,222$ сек; при линейной работе бетона соответствующие периоды следующие: 0,910; 0,307 и 0,187 сек.

Из-за отсутствия реальных данных о затуханиях колебаний многоэтажных каркасных зданий предположительно принимая для всех форм коэффициент затухания $\gamma_r = 0,12$, при значениях γ_{kr} по табл. 1 вычислены максимальные значения поэтажных сейсмических нагрузок и перерезывающих сил с учетом суперпозиции первых трех форм. Ре-

* Именно: 1. Ferndale, Г—60 (3. X 1941); 2. Hollister Г—21 (9. III 1949); 3. Eureka Г—10 (21. XII 1956); 4. Taft Г—70 (12. I 1951) [4].

зультаты вычислений сведены в табл. 2, где приведены и значения линейных реакций Q_1^* [3]. (Приведенные в табл. 2 максимумы перерезывающих сил имеют место в различные моменты времени). Для сопоставления нелинейных и линейных реакций рассмотрено их отношение $\eta = Q_1/Q_1^*$, графики изменения которого приведены на рис. 3.

Как видно из табл. 2 и рис. 3, при идентичных сейсмических воздействиях нелинейная работа материала стоек приводит к значительному снижению эффекта сейсмического воздействия, и оно зависит от спектрального состава землетрясения: так, если при акселерограммах №№ 1, 3 и 4 это снижение в среднем составляет порядка 25%, то при акселерограмме №2—45%.

Таблица 1

Коэффициенты форм колебаний η_{kr} железобетонных каркасных зданий с учетом упруго-пластических свойств бетона

Число этажей	Этаж	Значения η_{kr}			Число этажей	Этаж	Значения η_{kr}		
		I формы	II формы	III формы			I формы	II формы	III формы
5	1	0.441	0.322	0.184	10	1	0.241	0.210	0.185
	2	0.772	0.336	-0.027		2	0.454	0.348	0.226
	3	1.003	0.120	-0.162		3	0.639	0.394	0.121
	4	1.145	-0.141	-0.039		4	0.797	0.352	-0.047
	5	1.210	0.298	0.122		5	0.928	0.243	-0.177
6	1	0.378	0.297	0.205		6	1.033	0.096	0.209
	2	0.680	0.375	0.064		7	1.113	-0.058	-0.141
	3	0.909	0.246	-0.146		8	1.172	-0.194	-0.013
	4	1.070	0.018	-0.158		9	1.209	-0.292	0.112
	5	1.170	0.195	0.003		10	1.226	-0.342	0.187
	6	1.216	-0.315	0.146	11	1	0.221	0.195	0.175
7	1	0.332	0.272	0.209		2	0.419	0.331	0.233
	2	0.607	0.383	0.135		3	0.593	0.392	0.161
	3	0.826	0.324	-0.078		4	0.745	0.377	0.014
	4	0.993	0.150	-0.193		5	0.874	0.298	-0.131
	5	1.111	-0.059	-0.125		6	0.981	0.177	-0.209
	6	1.185	-0.232	0.040		7	1.067	0.036	0.196
	7	1.220	-0.325	0.162		8	1.134	-0.103	-0.108
8	1	0.293	0.249	0.201		9	1.182	0.220	0.016
	2	0.545	0.377	0.182		10	1.217	-0.303	0.127
	3	0.753	0.366	-0.001		11	1.227	-0.345	0.191
	4	0.920	0.215	-0.166	12	1	0.208	0.181	0.166
	5	1.048	0.066	-0.194		2	0.392	0.315	0.235
	6	1.138	-0.117	-0.086		3	0.555	0.386	0.190
	7	1.196	-0.259	0.070		4	0.700	0.391	0.066
	8	1.223	-0.333	0.173		5	0.826	0.337	-0.078
9	1	0.266	0.228	0.195		6	0.933	0.240	-0.183
	2	0.497	0.364	0.210		7	1.022	0.116	-0.216
	3	0.693	0.387	0.067		8	1.094	-0.015	-0.173
	4	0.856	0.310	-0.110		9	1.150	-0.139	-0.076
	5	0.986	0.166	-0.204		10	1.190	-0.240	0.010
	6	1.086	-0.013	-0.172		11	1.216	-0.311	0.140
	7	1.158	-0.161	-0.047		12	1.228	-0.347	0.195
	8	1.203	-0.278	0.093	13	1	0.190	0.169	0.157
	9	1.225	-0.338	0.181		2	0.363	0.299	0.234

Таблица 1 (продолжение)

Число этажей	Этаж	Значения γ_{kr}			Число этажей	Этаж	Значения γ_{lr}		
		I формы	II формы	III формы			I формы	II формы	III формы
13	3	0.518	0.377	0.211	15	4	0.594	0.395	0.171
	4	0.658	0.397	0.109		5	0.708	0.393	0.064
	5	0.780	0.364	-0.026		6	0.810	0.352	-0.054
	6	0.887	0.289	-0.145		7	0.899	0.282	-0.155
	7	0.978	0.184	-0.211		8	0.977	0.189	-0.212
	8	1.053	0.063	-0.300		9	1.013	0.084	-0.217
	9	1.114	-0.058	-0.417		10	1.098	-0.077	-0.173
	10	1.162	-0.168	-0.047		11	1.141	-0.124	-0.093
	11	1.196	-0.257	0.061		12	1.179	-0.212	0.002
	12	1.218	-0.418	0.149		13	1.205	-0.281	0.094
	13	1.229	-0.349	0.197		14	1.222	-0.328	0.164
						15	1.230	-0.352	0.202
	14	1	0.180	0.149		0.148	16	1	0.160
2		0.342	0.285	0.230	2	0.305		0.258	0.219
3		0.489	0.366	0.225	3	0.438		0.342	0.238
4		0.622	0.398	0.144	4	0.561		0.389	0.192
5		0.712	0.382	0.022	5	0.672		0.398	0.100
6		0.846	0.325	-0.100	6	0.772		0.372	-0.012
7		0.937	0.238	-0.188	7	0.861		0.315	-0.117
8		1.014	0.131	-0.220	8	0.940		0.236	-0.191
9		1.079	0.017	-0.193	9	1.008		0.143	-0.221
10		1.131	-0.091	-0.120	10	1.066		0.042	-0.205
11		1.171	-0.192	-0.021	11	1.115		-0.078	-0.150
12		1.201	-0.270	0.079	12	1.155		-0.150	-0.069
13		1.220	-0.324	0.157	13	1.186		-0.228	0.023
14		1.229	-0.351	0.200	14	1.208		-0.290	0.107
15	1	0.176	0.149	0.111	15	1.223	-0.332	0.170	
	2	0.328	0.271	0.225	16	1.230	-0.353	0.203	
	3	0.468	0.354	0.233					

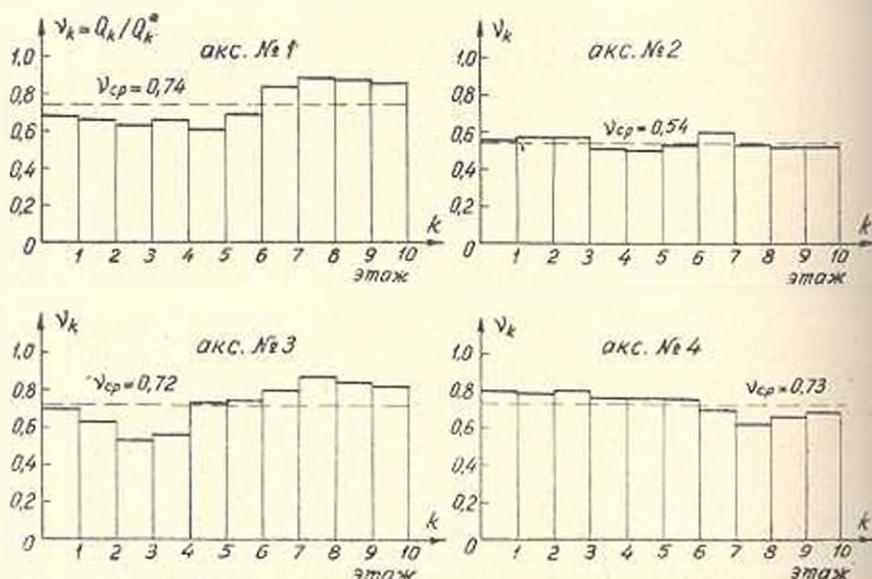


Рис. 3 К сопоставлению нелинейных и линейных реакций 10-этажного здания при акселерограммах №1 : 4

Таблица 2

Максимальные значения перерезывающих сил на все здание

Этаж (k)	по акселерограмме № 1			по акселерограмме № 2			по акселерограмме № 3			по акселерограмме № 4		
	Q _k	Q _k [*]	γ _k	Q _k	Q _k [*]	γ _k	Q _k	Q _k [*]	γ _k	Q _k	Q _k [*]	γ _k
10	65	75	0.86	81	155	0.52	215	262	0.82	50	74	0.68
9	106	120	0.88	141	274	0.52	367	437	0.84	80	122	0.66
8	127	143	0.89	198	375	0.53	470	542	0.87	93	149	0.62
7	122	140	0.84	240	450	0.60	513	639	0.80	111	163	0.70
6	101	146	0.69	261	495	0.53	591	678	0.74	135	178	0.76
5	89	145	0.61	254	510	0.50	450	632	0.73	149	196	0.76
4	92	130	0.66	272	511	0.51	408	726	0.56	155	205	0.76
3	94	149	0.63	288	509	0.57	406	762	0.53	159	198	0.80
2	110	165	0.66	302	528	0.57	496	789	0.63	177	225	0.79
1	128	165	0.68	308	547	0.56	584	838	0.70	195	244	0.80

Примечание: Q_k — перерезывающая сила в пределах высоты k-го этажа при линейной работе материала стоек, в T;
Q_k^{*} — то же при линейной работе материала ст-лек.

Однако, здесь следует оговориться, что эти результаты получены при акселерограммах короткопериодных землетрясений. При землетрясениях иных спектральных составов, в частности длиннопериодных, или же при трансформации колебаний возможно обратное — увеличение эффекта сейсмического воздействия. Тем не менее, оценивание сейсмостойкости здания следует производить по его нелинейным реакциям, так как получаемая при этом картина напряженно-деформированного состояния больше соответствует реальной работе конструкций здания при сейсмических воздействиях.

ЕрПИ им. К. Маркса

Поступило 20.VI.1974.

Տ. Ա. ՉՈՐՈՅԱՆ

ԲԵՏՈՆԻ ԱՌԱՎԵՂԱՊԻՍՏԻՎԱԿԱՆ ՀԱՏԿՈՒՔՅՈՒՆՆԵՐԻ ԱԶԴԵՑՈՒՔՅՈՒՆՔ ԻՐԿԱՔԻՏՈՆԵ ԿԱՐԿԱՍՈՒՄԱՆ ՇԵՆՔԵՐԻ ԱԶԱՏ ՏԱՏԱՆՈՒՄՆԵՐԻ ՉԵՎԵՐԻ ԵՎ ՍԵՅՍՄԻԿ ԲԵՌՆՎԱԾՔՆԵՐԻ ԿԱԶՄԱՎՈՐՄԱՆ ՎՐԱ

Ա մ փ ո փ ո մ

Հարգանքով ուսումնասիրված են բացարձակ կոշտ պարզունակներով բազմահարկ կարկասային շենքերի ազատ տատանումների ձևերը: Կանգնակների նյութի՝ բետոնի, առաձգա-պլաստիկական հատկությունները հաշվի են առնված առանձնացած կերպով. յուրաքանչյուր հարկի սահմաններում կանգնակը դիտված է որպես զծայնորեն առաձգական՝ իրեն առաձգականության մոդուլով: Բերված են մինչև 16 հարկ բարձրություն ունեցող շենքերի ազատ տատանումների առաջին երեք ձևերի գործակիցների արժեքներն ըստ հարկերի:

Այնուհետև պիտիված է ոչ-զժայռութիւնն ազդեցութիւնը սեյսմիկ բեռնվածքների կազմավորման վրա: Օդաազդորձելով 7—8 բալլ սեյզմութիւն կալիֆորնիական շորս երկրաշարժերի ակտիւբոզոտմները, նաշված է նախադրված են 10-հարկանի կոնկրետ շէնքի ոչ-զժայռն ու զժայռն սեւապիտակները: Համադրումը ցույց է տվել, որ ոչ-զժայռութիւնն նաշվառքը բերում է սեյսմիկ էֆեկտի նվազեցման 25—45%, սահմաններում:

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. Гороян Т. А. К определению периодов свободных колебаний железобетонных каркасных зданий с учетом упруго-пластических свойств бетона. «Известия АН АрмССР (серия Т. Н.)», т. XXVII, № 4, 1974.
2. Гороян Т. А., Хачиян Э. Е. К изучению сейсмостойкости железобетонных каркасных зданий повышенной этажности. Доклады Всесоюзного совещания по сейсмостойкому строительству в Алма-Ате, Ереван, 1967.
3. Гороян Т. А., Хачиян Э. Е. Анализ реакций многоэтажных каркасных зданий на сейсмические воздействия по акселерограммам сильных землетрясений. «Известия АН АрмССР (серия Т. Н.)», т. XXIV, № 4, 1971.
4. Меусведер С. В. Инженерная сейсмология. Госстройиздат, 1962.