

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Հ. Ա. ГОРЯН

О ПРИМЕНЕНИИ ЛЕГКОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА В КАРКАСАХ
МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ ДЛЯ СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНОВ

За последние годы в строительстве широкое применение получают конструктивные системы бетонных и железобетонных зданий (статически и конструктивно). В мировой практике доказательство эффективности применения железобетонных каркасов из легкого железобетона [1, 2]. Несмотря на отсутствие опыта строительства таких зданий в обыкновенных районах, тем не менее применение легкого железобетона при возведении каркасов является главной задачей перспективным и самым выгодным, ибо оно приводит к облегчению собственного веса зданий и уменьшению влияния инерционных нагрузок, возникающих при сейсмических воздействиях. Однако в легком железобетоне при этом резко увеличивается жесткость конструкции несколько раз, в отличие от тяжелого [3]. Это приводит к некоторому увеличению величины сейсмических нагрузок.

Для количественной оценки влияния указанных факторов на формирование сейсмических нагрузок в статье рассматривается *упругие реакции* железобетонных зданий на сейсмические воздействия при выполнении из тяжелых и легкого и в тяжелом бетоне.

Взяв за основу параметры реального 10-этажного здания с каркасом из тяжелого железобетона (зданием Архимпромстрой в г. Ереване) и заменив все элементы, предусмотренные из тяжелого железобетона (каркас, шахты лифтов, консольные балконы), легким железобетоном на литойной основе с соблюдением их размеров и марки бетона, произведено сопоставление реакций этого здания при двух исполнениях каркаса — в легком железобетоне и в тяжелом железобетоне.

Каркас исходного 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; размеры поперечного сечения всех стоек — 40×50 см; бетон марки 200 ($E = 265000$ кг/см²). Массы, сосредоточенные в уровнях перекрытий здания, имеют следующие величины: $m_1 = m_2 = \dots = m_9 = 0,520$ т·сек²/см; $m_{10} = 0,627$ т·сек²/см. Периоды первых трех тонов свободных колебаний здания в его поперечном направлении, вычисленные в предположении абсолютной жесткости ригелей рамного каркаса, следующие: $T_1 = 0,910$ сек; $T_2 = 0,307$ сек; $T_3 = 0,187$ сек.

* Под реакцией подразумевается упругие реакции сооружения на заданные внешние воздействия

При объемном весе легкого бетона $1,7 \text{ т/м}^3$ ($E = 150000 \text{ кг/см}^2$) массы, сосредоточенные в уровнях перекрытий, составят: $m_1 = m_2 = m_3 = m_4 = 0,470 \text{ т сек}^2/\text{см}$; $m_{10} = 0,571 \text{ т сек}^2/\text{см}$. Тогда периоды свободных колебаний здания с каркасом из легкого железобетона будут: $T_1 = 1,153 \text{ сек}$; $T_2 = 0,387 \text{ сек}$; $T_3 = 0,236 \text{ сек}$.

Как показали экспериментальные исследования [3], в области загрузки, мигущих иметь место при сейсмических воздействиях, а именно: составляющих порядка 50—80% от разрушающих, отношение логарифмических декрементов колебаний железобетонных стоек на антоновой пемзе и на тяжелых заполнителях находится в пределах 2,3—3,4 (при марке бетона 200). Исходя из этого, сопоставление реакций производится при отношениях значений коэффициента внутреннего трения (γ), лежащих в отмеченных пределах. Рассматриваются два варианта.

I вариант. Значения коэффициента γ : для легкого железобетона — 0,08; для тяжелого железобетона — 0,12.

II вариант. Значения коэффициента γ : для легкого железобетона — 0,12; для тяжелого железобетона — 0,16^{*}.

Таблица 1

| Материал каркаса здания | Коэффициент γ | Форма колебаний | шаг $\sigma_0 (T_{0.1} \dots 1)$ в см/сек ² при акселерограммах | | | |
|-------------------------|----------------------|-----------------|--|-----|-----|-----|
| | | | № 1 | № 2 | № 3 | № 4 |
| легкий железобетон | 0,08 | I | 20 | 64 | 81 | 39 |
| | | II | 193 | 304 | 815 | 107 |
| | | III | 290 | 298 | 684 | 315 |
| | 0,12 | I | 19 | 65 | 85 | 36 |
| | | II | 174 | 280 | 729 | 97 |
| | | III | 252 | 271 | 603 | 274 |
| тяжелый железобетон | 0,12 | I | 32 | 126 | 174 | 45 |
| | | II | 203 | 428 | 741 | 138 |
| | | III | 258 | 254 | 521 | 177 |
| | 0,16 | I | 31 | 116 | 160 | 42 |
| | | II | 183 | 361 | 660 | 132 |
| | | III | 231 | 242 | 482 | 170 |

На основании приведенных выше исходных данных вычислены реакции зданий. С целью точного учета влияния высших форм колебаний и рассеяния энергии, реакции определены по реальным акселерограммам четырех калифорнийских землетрясений^{*} интенсивностью в 7—8 баллов; при заданной акселерограмме по методике, приведенной в

* Из-за отсутствия реальных данных о затухающих колебаниях вышних этажей зданий коэффициент γ принят предположительно. Для всех форм колебаний принимается одно и то же значение γ .

* Исследования: 1. Fendale Г—60 (3.X.1943); 2. Hollister Г—21 (9.III.1949); 3. Eureka Г—10 (21.XII.1956); 4. Taft Г—70 (12.I.1951) [4].

[5], на ЭВМ произведено численное интегрирование выражения сейсмической нагрузки и определены ее максимальные значения с учетом наклона первых трех форм колебаний. При этом значения коэффициентов форм колебаний ψ взяты по [6]. Максимальные значения приведенного сейсмического ускорения α ($T_1 = 0,1$ с) на каждой форме колебаний приведены в табл. 1.

Для сопоставления результатов удобнее рассмотреть отношение

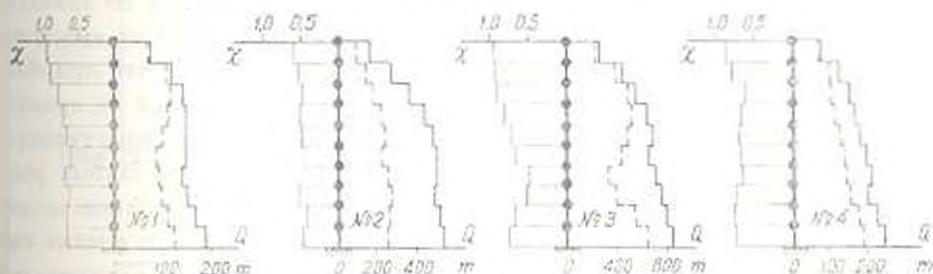
$$\alpha = Q_1^{(1)} / Q_1^{(2)}$$

где $Q_1^{(1)}$ — перерезывающая сила в пределах 10-го этажа здания при каркасе из легкого железобетона;

$Q_1^{(2)}$ — то же, при каркасе из тяжелого железобетона.

На рис. 1 приведены графики изменения α по высоте здания, построенные по результатам вычислений. Там же приведены эпюры перерезывающих сил. Как видно из рис. 1, при вычислении железобетонно-

I ВАРИАНТ



II ВАРИАНТ

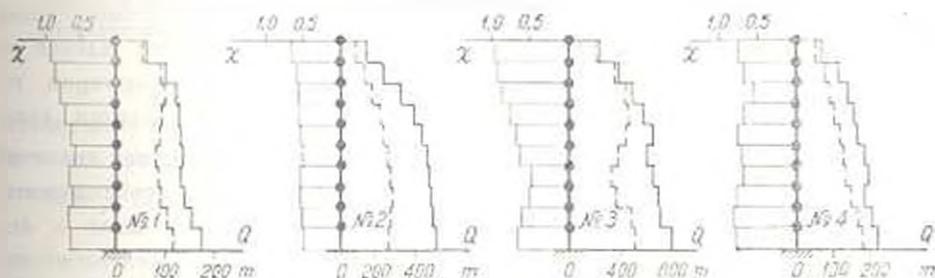


Рис. 1. Эпюры перерезывающих сил для 10-этажного каркасного здания, вычисленные по акселерограммам №№ 1-4: — — — каркас из тяжелого железобетона; — — — каркас из легкого железобетона.

го каркаса в легком бетоне поэтажные значения перерезывающих сил во всех случаях получаются меньше, чем при тяжелом бетоне. Снижение величины перерезывающих сил особенно значительно в нижней 2-3 высоты здания⁴, где оно составляет порядка 25-50%. В верхней трети

⁴ Такое же снижение имеет место и для максимумовгибающих моментов в стойках каркаса, поскольку при абсолютно жестких рядах их значения связаны с перерезывающими силами постоянным множителем.

здания это снижение не столь значительно. Это — результат влияния высших форм колебаний, роль которых в формировании сейсмических нагрузок повышается при каркасе из легкого железобетона, так как в этом случае значительно уменьшаются величины коэффициента затухания обертонов.

Из сопоставления реакций видно, что снижение величин перерезывающих сил происходит не пропорционально облегчению собственного веса здания (которое в данном случае составляет около 10% от полного интенсиитета). Здесь главными факторами являются низкомодульность легкого бетона, увеличивающая гибкость здания, и спектральные составы рассмотренных, в основном короткопериодных, землетрясений. Стало быть, применение легкого железобетона в каркасах многоэтажных зданий приводит к снижению эффекта сейсмического воздействия в среднем на полбалла при местных — короткопериодных землетрясениях. Однако при землетрясениях иных спектральных составов и частности длиннопериодных, или же при слабых рыхлых грунтах возможно обратное — увеличение эффекта сейсмического воздействия. Но здесь следует иметь в виду то обстоятельство, что в условиях Арм. ССР длиннопериодные землетрясения это — землетрясения со значительно удаленными очагами, и их интенсивность намного меньше интенсивности местных (короткопериодных) землетрясений, так что при благоприятных грунтовых условиях низкочастотные колебания из сравнительно удаленного очага землетрясения не представляют существенную опасность для высотных каркасных зданий. Что касается слабых рыхлых грунтов, то на таких грунтах не следует строить высотные каркасные здания, так как трансформация колебаний одинакова опасна как при каркасе из легкого железобетона, так и при каркасе из тяжелого железобетона.

Небезинтересно провести сравнительный анализ прогибов рассмотренных зданий, хотя и согласно действующим нормам [7] расчет зданий по второму предельному состоянию, ограничивающему деформации, не производится; расчет зданий на сейсмостойкость производится лишь по первому предельному состоянию, т. е. на прочность. И, как видно из проведенного сопоставления реакций, при идентичных сейсмических воздействиях каркас из легкого железобетона находится даже в несколько лучших условиях, нежели каркас из тяжелого железобетона.

При абсолютно жестких ригелях горизонтальное смещение перекрытия k -го этажа (δ_k) относительно перекрытия $(k-1)$ -го этажа пропорционально перерезывающей силе, действующей в уровне перекрытия k -го этажа, т. е.

$$\delta_k = \frac{Q_k}{a_k},$$

где a_k — жесткость k -го этажа — сила, вызывающая единичное горизонтальное смещение этажа. Очевидно, что прогибом здания в уровне

перекрытия k -го этажа y_k будет сумма смещений всех вышележащих этажей, т. е.

$$y_k = \sum_{i=1}^k \xi_i.$$

Поскольку максимальные значения перерезывающих сил Q_k имеют место в различные моменты времени (см. рис. 2), то, исходя из пере-

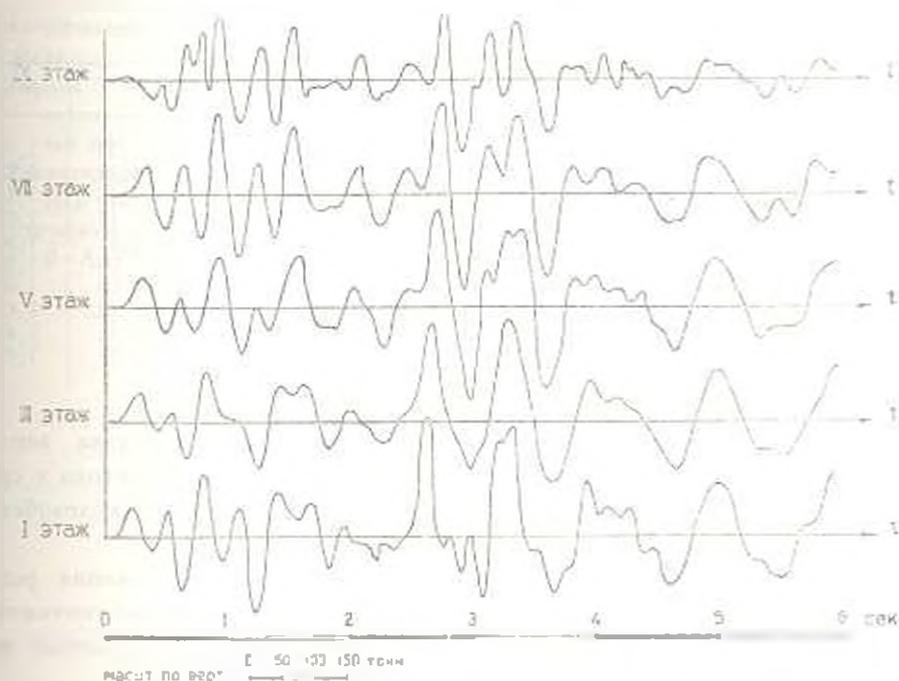


Рис. 2. Графики изменения во времени перерезывающих сил, вычисленных по акселерограмме № 1 для здания с каркасом из тяжелого железобетона ($\eta = 0,12$).

известного подхода, возможным максимальным значением прогиба будет не арифметическая сумма максимумов смещений вышележащих этажей, а условно-геометрическая, т. е.

$$\max y_k = \sqrt{\sum_{i=1}^k (\max \xi_i)^2}. \quad (1)$$

При равенстве жесткостей всех этажей выражение (1) запишется в виде:

$$\max y_k = \frac{1}{a} \sqrt{\sum_{i=1}^k (\max Q_i)^2}. \quad (2)$$

Для сопоставления прогибов рассмотрим отношение $\xi_k = \max y_k^{(л)} / \max y_k^{(т)}$, где индексы (л) и (т) относятся к легкому и тяже-

лому железобетону соответственно. Используя результаты машинных вычислений и формулу (2), определены значения $\xi_{\text{н}}$, которые припедены в табл. 2. (Жесткости этажей имеют следующие значения: $\alpha^{10} = 625 \text{ T см}$; $\alpha^{11} = 1104 \text{ T см}$.)

Таблица 2

| Этаж | В а р и а н т I | | | | В а р и а н т II | | | |
|------|---|------|------|------|---|------|------|------|
| | Значения $\xi_{\text{н}}$ при акселерограммах | | | | Значения $\xi_{\text{н}}$ при акселерограммах | | | |
| | № 1 | № 2 | № 3 | № 4 | № 1 | № 2 | № 3 | № 4 |
| 10 | 1,27 | 0,86 | 1,26 | 1,29 | 1,25 | 0,92 | 1,21 | 1,14 |
| 9 | 1,26 | 0,86 | 1,25 | 1,28 | 1,24 | 0,92 | 1,21 | 1,33 |
| 8 | 1,22 | 0,86 | 1,23 | 1,28 | 1,21 | 0,91 | 1,18 | 1,34 |
| 7 | 1,19 | 0,84 | 1,19 | 1,29 | 1,19 | 0,91 | 1,14 | 1,17 |
| 6 | 1,16 | 0,88 | 1,16 | 1,29 | 1,17 | 0,91 | 1,11 | 1,16 |
| 5 | 1,17 | 0,85 | 1,13 | 1,30 | 1,17 | 0,91 | 1,09 | 1,38 |
| 4 | 1,19 | 0,80 | 1,12 | 1,32 | 1,19 | 0,92 | 1,08 | 1,16 |
| 3 | 1,18 | 0,88 | 1,18 | 1,36 | 1,19 | 0,91 | 1,12 | 1,45 |
| 2 | 1,17 | 0,86 | 1,29 | 1,36 | 1,20 | 0,90 | 1,15 | 1,17 |
| 1 | 1,18 | 0,84 | 1,34 | 1,35 | 1,21 | 0,88 | 1,22 | 1,15 |

Как видно, значения $\xi_{\text{н}}$ зависят от спектрального состава землетрясения, и прогибы здания с каркасом из легкого железобетона в среднем на 20—25%, больше прогибов здания из тяжелого железобетона.

Таким образом, на основании приведенного сопоставления реакций можно сделать вывод, что в несущих каркасах многоэтажных зданий для сейсмических районов тяжелый железобетон с успехом может быть заменен легким железобетоном.

АИСМ, ЕрШ

Поступило 25.III.1971

S. H. GAROYAN

ՍԵՅՍՄԻԿ ՇՐՋԱՆԵՐԻ ՀԱՍՏԸ ԲԱԶՄԱԶՐԿ ՇՆՆԵՐԻ ԿԱՐԿԱՆԵՐՈՒՄ ԻՅԻՆԵՎ ԵՐԿԱՐԲԵՏՈՆԻ ԿՐԻՍԵՒՄԱՆ ՎԵՐԱԲԵՐՈՒՄ

Ս. Մ. ԳՐԵՅԱՆ

Կատարված է երկաթբետոնե 10-հարկանի կարկասային շենքերի ստանդարտկան շակագրեցությունների համադրում՝ կրկարկասր իրականացված է ինքն ղեկավար և ծանր բետոնե: Հակազդեցությունները որոշված են 7-8 բառանգումիան կալիֆորնիական չորս երկրաշարժերի ակաեկերադրումների օգտագործմամբ՝ առաժանումների առաջին կեր ձևերի վերադրման հաշվարկով:

Հակազդեցությունների համադրումը ցույց է տվել, որ ինքն կրկարկասուն կարկասը ղեկարծ կարող ստեղծի (ծողղ մասնաններ) սահմանումները շարկը ստանումներում ստացվում են 25—50% փոքր՝ րան ծանր կարկասունի

վարում, իսկ հարկերի անդամաբաժնեկր բնիկ երկաթբետոնի զեպրում
 0—25 % մեծ են՝ րան անը երկաթբետոնի զեպրում:

Л И Т Е Р А Т У Р А

- Roesser K. Leichtbeton in den USA. "Betonsloin Zeitung", № 5, 1968.
 Skott A. Leichtbeton in Großbritannien. "Betonstein Zeitung", № 5, 1968.
 Горюхи Т. А. Экспериментальное исследование рассеяния энергии при изгибных колебаниях стоек из легкого железобетона. Научные сообщения АИСМ, вып. 7. «Исследования по сейсмостойкости зданий», изд. АН Арм. ССР. Ереван, 1966.
 Мадведян С. В. Инженерная сейсмология. Госстройиздат, 1962.
 Горюхи Т. А., Хачигян Э. Б. Анализ реакций многоэтажных каркасных зданий на сейсмические воздействия по акселерограммам сильных землетрясений. Известия АН Арм. ССР (серия Т. Н.), т. XXIV, № 4, 1971.
 Рекомендации по определению периодов и форм колебаний каркасных зданий. Изд. АИСМ, Ереван, 1971.
 Строительные нормы и правила. Строительство в сейсмических районах. СНиП II—А. 12—69. Госстройиздат, 1970.