

УДК 624.012.351.45

Илизар Т. Мирсаяпов, Д.М. Нуриева

## ОЦЕНКА СЕЙСМОСТОЙКОСТИ МНОГОЭТАЖНЫХ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ С УЧЕТОМ НЕЛИНЕЙНОГО ПОВЕДЕНИЯ КОНСТРУКЦИЙ И ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ С ОСНОВАНИЕМ

При землетрясениях в конструкциях зданий развиваются повреждения, что заставляет их работать в условиях, когда проявляются нелинейные свойства железобетона. В результате происходит снижение жесткости конструкций, перераспределение усилий и образование зон пластичности. Характер разрушения здания зависит как от особенностей сейсмической нагрузки, так и от характеристик самого здания. Анализ последствий разрушительных землетрясений и экспериментальные исследования крупномасштабных моделей зданий показывают, что в многоэтажных каркасных зданиях наиболее характерным является разрушение колонн. Причем, разрушение, как правило, происходит от совместного действия изгибающих моментов и продольных сил.

Сейсмические нагрузки, действующие на здание, имеют инерционную природу. Они зависят не только от ускорений грунта, но и от собственных ускорений масс. Любые изменения в конструкции здания (снижение жесткости, образование пластических шарниров) влекут изменение его инерционных характеристик, а, следовательно, и изменение приложенных сейсмических сил. Наблюдается явная зависимость сейсмических сил от жесткости системы и степени ее повреждения. Поэтому при оценке сейсмостойкости многоэтажных каркасных зданий для получения наиболее достоверных результатов необходимо учитывать нелинейное поведение конструкций.

Учет это позволяет прямой динамический метод расчета. В основе метода лежит шаговое интегрирование уравнений колебания системы. Процесс нагружения разбивается на небольшие интервалы времени, и нагрузка задается по шагам. В пределах каждого шага деформативные и динамические характеристики системы изменяются в соответствии с текущим напряженно-деформированным состоянием. Таким образом, неупругая работа конструкций аппроксимируется рядом последовательно изменяющихся систем.

С целью учета предыстории нагружения предполагается проведение предварительного нелинейного статического расчета на действие эксплуатационных нагрузок. Результаты, полученные по окончании статического расчета, служат начальными условиями для последующего – динамического.

Расчетная схема многоэтажного каркасного здания при динамическом расчете представляется в виде невесомой рамы с массами, сосредоточенными на

уровне перекрытий, нагруженная вертикальными силами  $N_i$  и изменяющимися во времени силами  $P_i(t)$ . Силы  $P_i(t)$  определяются в зависимости от ускорений грунта:

$$P_i(t) = -m_i y''_{za}(t) \quad (1)$$

Для учета податливости грунта основания в расчетной схеме предполагается введение вместо жестких заделок в основании рамы упругоподатливых связей.

Уравнение динамического равновесия системы записывается в форме приращений:

$$m \Delta y(t) + c \Delta y' + k(t) \Delta y = -m \Delta y''_{za}(t), \quad (2)$$

где  $m$ ,  $c$ ,  $k$  матрицы масс, демпфирования и жесткости, соответственно;  $\Delta y$ ,  $\Delta y'$ ,  $\Delta y''$  – вектора изменения (приращения) ускорений, скоростей и перемещений масс системы в рассматриваемом интервале времени;  $\Delta y''_{гр}$  – приращение ускорения грунта, изменяющегося по произвольному закону.

Решение уравнений производится методом линейных ускорений [3]. Нелинейные процессы, происходящие в системе, учитываются путем изменения на каждом шаге матрицы жесткости. При этом в качестве рабочей диаграммы предлагается использовать диаграмму деформирования в координатах Момент-кривизна, построение которой проводится на основе деформационной модели железобетонного элемента (рис. 1, 2). На рисунке  $M_{кр}$  – момент трещинообразования;  $M_T$  – изгибающий момент, соответствующий достижению растянутой арматуры предела текучести;  $M_{ult}$  – предельный момент, воспринимаемый сечением элемента;  $M_{разр}$  – момент разрушения;  $(1/r)_{ult}$  – предельная кривизна, определяется при достижении бетоном или арматурой предельных деформаций.

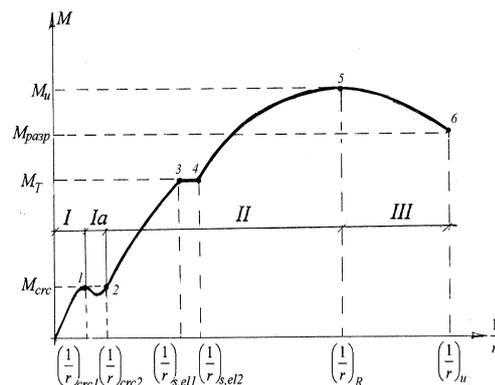


Рис.1. Общий вид диаграммы “Момент-кривизна” сжато-изогнутого железобетонного элемента



Деформационная модель включает в себя уравнения равновесия сечения железобетонного элемента, условия деформирования в виде плоского поворота сечения и диаграммы деформирования бетона и арматуры, трансформированные для случая знакопеременного циклического нагружения [2].

Уравнения равновесия нормального сечения элемента:

$$\int_0^{x_b} s_b(e_b)b(x)dx - \int_0^{x_{bt}} s_{bt}(e_{bt})b(x)dx + s_s(e'_s)A'_s - s_s(e_s)A_s - N = 0; \quad (3)$$

$$\int_0^{x_b} s_b(e_b)b(x)xdx + \int_0^{x_{bt}} s_{bt}(e_{bt})b(x)xdx + s_s(e_s)A_s(h_0 - x_b) + s'_s(e'_s)A'_s(x_b - a'_s) \pm Ne = M + \Delta M_s + \Delta M_b, \quad (4)$$

где  $\sigma_b(\epsilon_b)$ ,  $\sigma_{bt}(\epsilon_{bt})$ ,  $\sigma'_s(\epsilon'_s)$ ,  $\sigma_s(\epsilon_s)$  - зависимости напряжения - деформации бетона и арматуры при сжатии и растяжении;  $b(x)$  - функция изменения ширины сечения по его высоте;  $M$  - изгибающий момент от внешней нагрузки;  $\Delta M_s$  и  $\Delta M_b$  - дополнительные изгибающие моменты, возникающие вследствие развития остаточных деформаций в арматуре и бетоне сжатой зоны.

Условия деформирования элемента:

$$\frac{e_b}{e_s} = \frac{x_b}{h_0 - x_b}; \quad \frac{e'_s}{e_s} = \frac{x_b - a'_s}{h_0 - x_b}; \quad \frac{e_{bt}}{e_b} = \frac{h - x_b}{x_b}. \quad (5)$$

Кривизна элемента определяется по формуле:

$$\frac{1}{r} = \frac{e_b + e_s}{h_0} \quad (6)$$

Построение диаграммы производится шагово-итерационным методом, суть которого заключается в решении на каждом шаге счета системы уравнений равновесия (3, 4) в сочетании с условиями деформирования (5): прежде определяются величины дополнительных моментов  $\Delta M_s$  и  $\Delta M_b$ . Затем с определенным шагом задаются деформации краевого волокна бетона сжатой зоны  $\epsilon_b$ . Для каждого значения  $\epsilon_b$  совместно решаются уравнения (3, 5) и вычисляются деформации в других компонентах сечения. На основе диаграмм « $\sigma - \epsilon$ » определяются напряжения, соответствующие полученным деформациям, и из уравнения (4) вычисляется изгибающий момент, воспринимаемый сечением при рассматриваемых деформациях, а по формуле (6) - кривизна элемента.

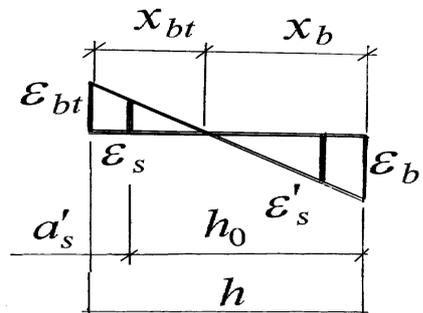
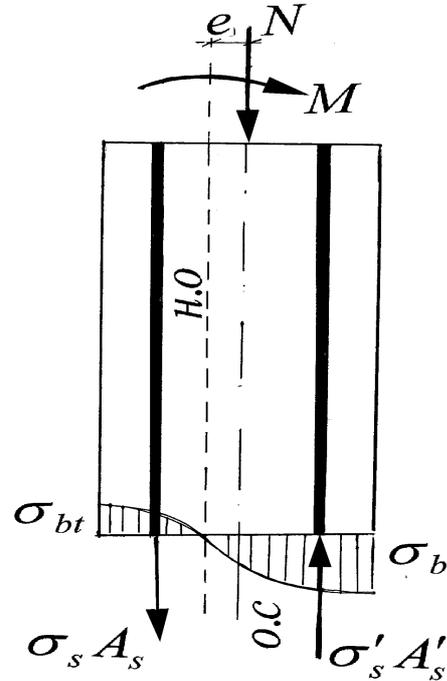


Рис.2. Модель сжато-изогнутого железобетонного элемента

Диаграммы Момент-кривизна используются в расчете рамных конструкций для определения переменной жесткости элементов. Причем, универсальность диаграмм заключается в том, что они могут быть использованы не только для сжато-изогнутых элементов (колонн), но и изгибаемых, и растянуто-изогнутых ригелей, если в уравнениях равновесия (3, 4) продольное усилие  $N$  равно нулю или имеет обратный знак, соответственно. Жесткость элементов принимается секущая и вычисляется с включением итерационного процесса. В статическом расчете на действие эксплуатационных нагрузок за начальное приближение принимается линейная жесткость, в динамическом - значение, полученное в конце предыдущего шага.

Динамический расчет проводится в следующей последовательности: процесс нагружения разбивается на небольшие интервалы времени. Для каждого шага задаются приращения ускорений грунта  $\Delta u''_{гр}$ . При этом начальные жесткости, усилия в элементах, ускорения, скорости и перемещения масс системы известны либо из начальных условий задачи, либо из

величин, полученных в конце предыдущего приращения времени. Для каждого элемента рамы строится диаграмма Момент-кривизна. Итерационным путем производится определение жесткости элементов, уточнение матрицы жесткости  $k$ , решение уравнений (2), вычисление усилий и кривизны в элементах рамы от заданного приращения нагрузки. В качестве начального приближения используются жесткости, полученные в конце предыдущего шага. Итерации проводятся до тех пор, пока во всех элементах системы разность жесткостей в двух последующих итерациях не будет меньше величины, характеризующей заданную точность расчета. По выполнению условия сходимости производится проверка условия жесткости (кривизна элементов не должна превышать предельных значений). Если жесткость системы обеспечена, производится переход к новому шагу. Невыполнение условия жесткости в каком-либо элементе равносильно развитию в нем пластического шарнира. В соответствии с этим производится изменение расчетной схемы и проводится дальнейший расчет до окончания нагружения или до образования такого количества шарниров, которое превращает конструкцию в механизм. Причем, выключение связей производится по очереди. Если в пределах одного шага выключается сразу несколько элементов, то этот шаг повторяется вновь с более мелким разбиением.

Таким образом, расчет позволяет изучить механизм разрушения рамы, исследуя последовательность выключения связей и элементов. Система может быть разрушена частично (локально) или полностью (при появлении геометрической изменяемости).

На языке C++ разработана программа, реализующая вышеописанный метод применительно к плоским рамным железобетонным конструкциям. Она написана на базе расчетного комплекса СУМРАК-ПК, реализующего метод конечных элементов в форме метода перемещений.

Для проверки достоверности разработанной методики расчета были рассмотрены фрагменты поперечной рамы многоэтажного каркасного здания, экспериментально исследованные Беспаяевым А.А. [1], и модели трехэтажного трехпролетного каркасного здания, исследованные Ржевским В.А. [4]. Характеристики рам, схемы нагружения, результаты расчетов и сопоставление теоретических и экспериментальных данных показаны на рисунках 3-9 и в таблице 1. Качественная картина поведения конструкций совпала с экспериментальной. Сопоставление теоретических и экспериментальных исследований показало хорошую сходимость результатов.

1) Модели, испытанные Беспаяевым А.А.:

а) фрагмент многоэтажного здания 1 (при знакопеременном нагружении):

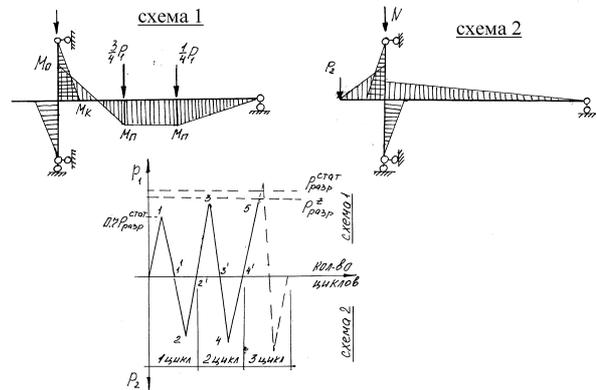


Рис.3. Схема рам нагружения.

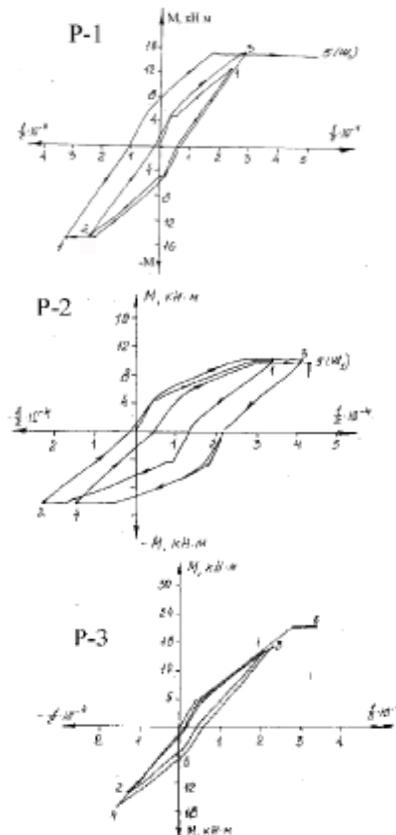


Рис.4. Расчетные диаграммы деформирования сечения в основании верхней стойки рам при знакопеременном нагружении.

Таблица 1. Сопоставление расчетных и экспериментальных усилий в критических сечениях рам при знакопеременном нагружении.

Образец	Разрушающая знакопеременная нагрузка, кН		
	Экспер-т	Расчет	Отклон-е
P-1	92	96	+4,1 %
P-2	81,7	79,2	-3 %
P-3	114	112,8	-1,1 %



б) фрагмент многоэтажного здания 2:

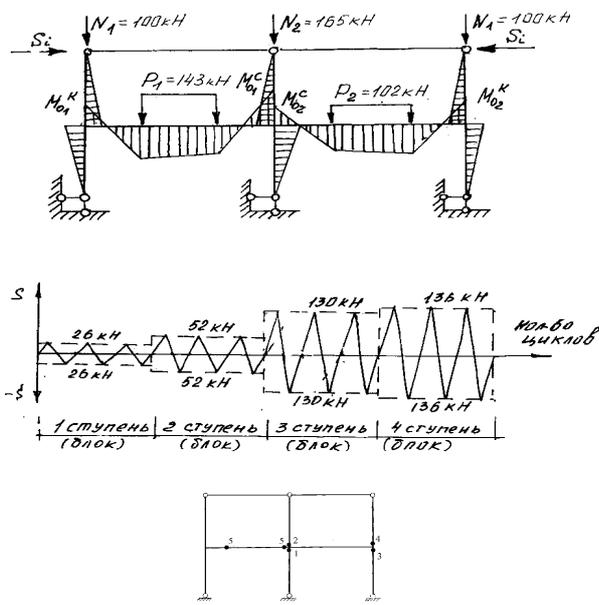


Рис.5. Схема нагружения Ж рамы и последовательность образования пластических шарниров.

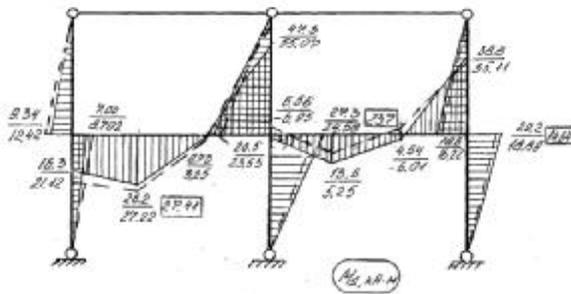


Рис.6. Эпюра моментов в Ж-раме от действия горизонтальной знакопеременной нагрузки.

2) Модели каркасного здания, испытанные Ржевским В.А.:

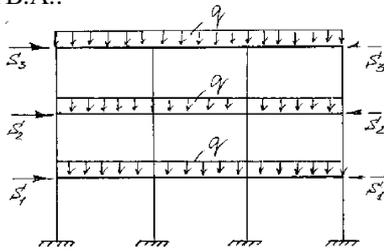


Рис.7. Расчетная схема каркаса трехэтажного здания.

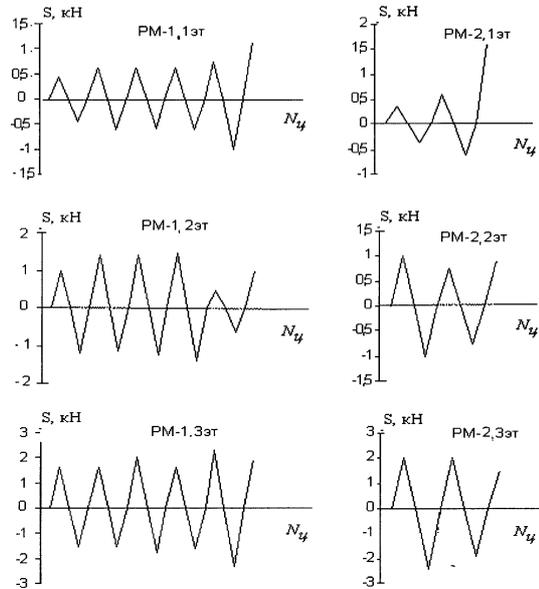


Рис.8. Графики изменения нагрузки.

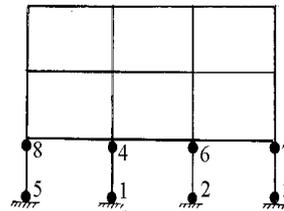


Рис.9. Расчетный механизм разрушения рамы.

ЛИТЕРАТУРА

1. Беспаяев А.А., Тастанбеков А.Т. Реакция железобетонного каркаса многоэтажного здания при горизонтальных сейсмических воздействиях. // Информационный листок, ППО КазЦНТИС Госстроя КазССР. Алматы, 1989. - 1 89-668 с.
2. Воронов А.А. Сейсмостойкость одноэтажных каркасных зданий при знакопеременном малоцикловом деформировании колонн: Автореф. дис. канд. техн. наук. Казань, 2000. - 23с.
3. Клаф Р., Пензиен Дж. Динамика сооружений. М.: Стройиздат, 1979. - 320 с.
4. Ржевский В.А., Аванесов Г.А. Параметры предельных состояний железобетонных элементов и рамных каркасов//Бетон и железобетон. №6, 1979. - С.17-18.