

УДК 693.22.004.18

Казачек В.Г., Шилов А.Е., Дубатовка И.П., Коришун Е.П., Шашок Д.В.

РАСЧЕТ КАРКАСНЫХ СИСТЕМ ИЗ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С УЧЕТОМ ТРЕБОВАНИЙ СНБ 5.03.01-02

В СНБ 5.03.01-02 каркасы многоэтажных зданий с точки зрения особенностей учета продольного изгиба сжатых стоек подразделяются на связевые и рамные в зависимости от того, какая доля горизонтальных нагрузок передается на фундаменты через связевые элементы, а также — на смещаемые и несмещаемые в зависимости от их податливости при воздействии горизонтальных нагрузок. Предусмотрены отличные от принятых в действующих нормах методы определения расчетных длин l_0 колонн многоэтажных зданий и способы учета продольного изгиба (определения коэффициента η).

Для оценки количественного и качественного влияния различных факторов, учитываемых при определении l_0 и η , усилий в элементах каркасных систем, рассмотрен характерный реальный объект, выполненный в каркасном исполнении в конструкциях серии 1.020-1/83 — жилой 17-ти этажный дом в районе улиц Некрасова — Богдановича — Верхней в г.Минске. Основные параметры каркаса приведены на рис. 1 и 2. Высота этажа — 2.8 м. Сечение колонн по всем этажам — 40×40 см. Бетон — класса В40. В соответствии с требованиями СНиП 2.01.05-85 в расчетах учтены следующие нагрузки:

- ветровая для 1-го района — 0.23 кПа;
- полезная нагрузка на перекрытия — 1.5 кПа.

Пространственная устойчивость каркаса обеспечивается системой вертикальных диафрагм жесткости, объединенных дисками перекрытий. Каркас связевой. Практически все горизонтальные нагрузки передаются на диафрагмы.

Статический расчет и подбор армирования диафрагм выполняли по программам «Каскад» и «Мономах» (версия 2). В качестве расчетной для анализа принята колонна в осях В/4. Данный каркас относится к классу несмещаемых, т. к. расчетный параметр $\alpha = 0.3 < 0.6$ (формула 7.58 СНБ).

За базовый вариант расчета принята колонна 10-го этажа данного каркаса при равнозначной эпюре моментов по длине колонны ($M_g = M_n$). Кроме того, для анализа влияния различных факторов, выполнены расчеты колонн 5-го и 17-го этажей и дополнительно условно варьировали другие параметры каркаса: высоту конкретного рассматриваемого этажа; соотношение пролетов примыкающих ригелей (l_{b1}/l_{b2}); конструкцию узла сопряжения ригелей с колоннами на противоположных от рассматриваемой колонны концах ригеля ($\alpha = 0.5$ — шарнир, $\alpha = 1.0$ — заделка); форму эпюры моментов при возможных комбинациях загружений перекрытий (моменты одного или разных знаков по концам колонны).

В процессе выполнения расчетов по каждому из рассматриваемых вариантов значения окончательных моментов с учетом продольного изгиба (и соответствующее количество арматуры) определяли итерационно, так как коэффициент η зависит от армирования.

Анализ полученных данных позволяет заключить:

1. Для всех рассмотренных вариантов, даже для колонн высотой 5.6 м значения η , рассчитанные с учетом $C_m = 0.4$, были равны 1.0, т. е. продольный изгиб не сказывается на несущей способности колонн. Затем расчет выполнен без учета положительного влияния разнозначной формы эпюры моментов ($C_m = 1$) на l_0 , N_{cr} и т. д. Последующие выводы сделаны с учетом этой предпосылки.

2. Характер закрепления ригелей при колоннах с высотой, характерной для жилых помещений, практически не сказывается на значении η (в пределах 1.5...2.5 %), а при колоннах высотой 5.6 м влияет в пределах 12 %.

3. Увеличение продольной нагрузки (колонны нижних этажей) при прочих равных условиях приводит к увеличению η . На верхних этажах, из-за небольшой величины N , значения $\eta \approx 1.0$. Следует иметь в виду, что колонны длиной 2.8 м имеют гибкость $l_0/i \approx 24$, что близко к значению $\lambda_{min} = 22$ (при разнозначной эпюре M), ниже которого СНБ рекомендует уже не учитывать продольный изгиб. Тем не менее, с учетом изложенных ранее допущений, в колоннах нижних этажей увеличение момента за счет продольного изгиба может достигать 20 %, а в колоннах высотой 5.6 м коэффициент η достигает величины 2.0.

4. Местное укорочение ригелей в 2 раза (т. е. изменение их погонной жесткости) мало повлияло на величину η (в пределах 2 %).

Были выполнены аналогичные вариантные расчеты каркаса данной габаритной схемы, рассматривая его как смещаемый. Это может быть обусловлено, например, уменьшением количества связевых элементов, увеличением высоты здания или продольных нагрузок.

Данные табл. 1 свидетельствуют, что в смещаемых каркасах коэффициент расчетной длины β ощутимо превышает 1.0. При $\lambda > [\lambda]$ (формула 7.73 СНБ) за счет совместного учета продольного изгиба отдельной колонны и смещения всего каркаса, даже в колоннах небольшой длины на нижних этажах, значения η могут достигать 1.5 и более. С увеличением высоты этажа, кроме того, значительно увеличиваются моменты первого порядка, т.е. в данном случае предпочтительнее проектировать несмещаемые каркасы.

Далее рассмотрены различные варианты связевых каркасов с точки зрения отнесения их к несмещаемым или смещаемым (формулы 7.56, 7.57 СНБ). Базовый вариант — рассмотренный ранее каркас. Относительный прогиб здания по базовому варианту не превышает допустимого по действующим нормам ($1/1820 < 1/500$). Расчетное значение $\alpha = 0.3 < 0.6$ — т.е. каркас несмещаемый (табл. 2).

При значительном (в 1.5...2.0 раза) увеличении ширины здания по сравнению с базовым вариантом (при том же количестве диафрагм), увеличении грузовой площади колонны, увеличении высоты здания или уменьшении жесткости связевых элементов каркаса. Интересно отметить, что если прогиб каркаса близок к предельному, то и коэффициент α близок к значению 0,6.

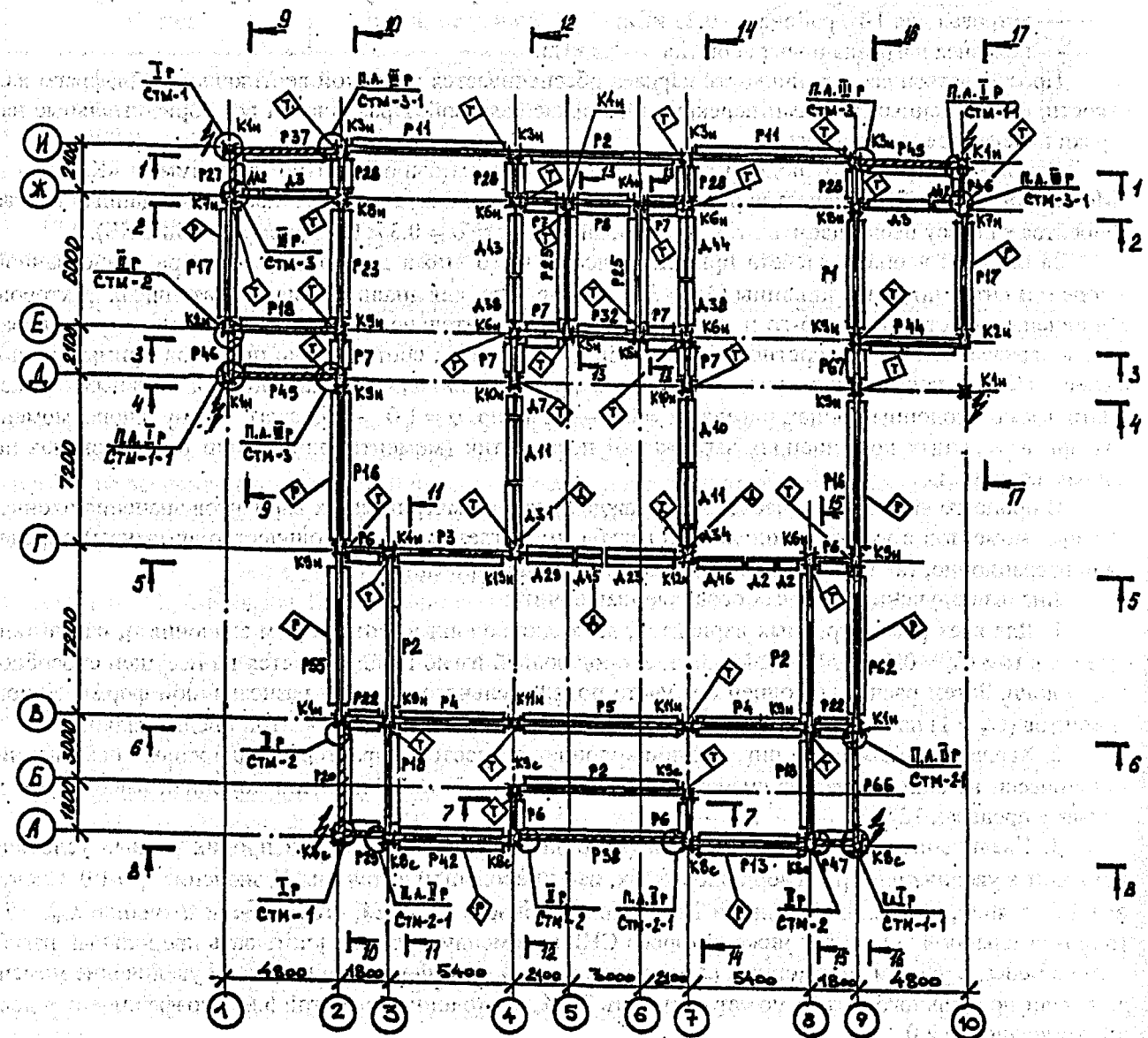


Рисунок 1 — Схема расположения элементов каркаса на отметке 0.000

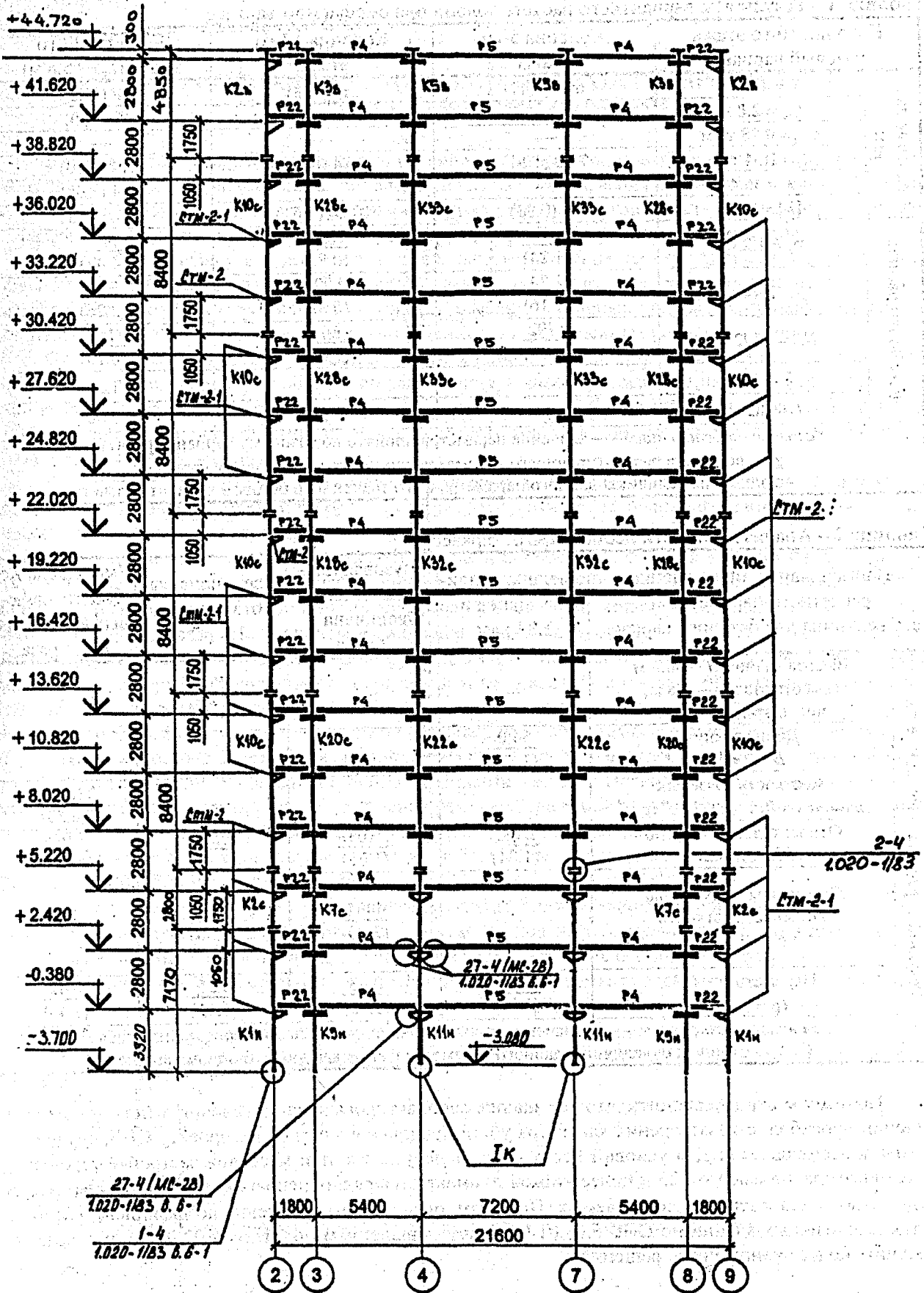


Рисунок 2 – Монтажная схема колонн и ригелей каркаса. Разрез 6-6
Обозначение разреза приведено на рис. 1

Таблица 1 – Результаты вариантного расчета колонн при смещаемом каркасе

	Колонна 10-го этажа (базовый вариант)	Колонна 5-го этажа	Колонна 17-го этажа	Колонна 12-го этажа ($l_{col} = 5.6$ м)
Исходные дан- ные	$N = 470$ тс	690 (1.47)	36 (0.08)	200 (0.43)
	$l_{col} = 2.8$ м	—	—	5.6 (2.00)
	$M_{ms} = 0.78$ тс·м	—	—	—
	$M_s = 1.34$ тс·м	2.02 (1.51)	0.14 (0.10)	0.14 (0.10)
	$\lambda = 36.4$	—	—	61.1 (1.68)
	$[\lambda] = 30.3$	25 (0.83)	109.4 (3.61)	46.4 (1.53)
Результаты расчета	$\eta_s = 1.242$	$\frac{1.535}{(1.24)}$	$\frac{1.036}{(0.83)}$	$\frac{1.76}{(1.42)}$
	$M_{sd} = 2.44$ тс·м	$\frac{2.84}{(1.16)}$	$\frac{0.925}{(0.38)}$	$\frac{5.51}{(2.26)}$
	$N_{cr} = 1092$ тс	$\frac{1792}{(1.64)}$	$\frac{604}{(0.55)}$	$\frac{246}{(0.23)}$
	$\beta = 1.5$	—	—	1.26
	$l_0 = 4.2$ м	χ	χ	7.06
Условные обозначения: — — значение параметра принято по базовому варианту расчета χ — величина результирующего параметра соответствует базовому варианту (...) — отношение величины данного параметра к его значению в базовом варианте расчета				

Таблица 2 – Анализ жесткости несмещаемых каркасов

	Наименование, обозначение расчетного параметра и его величина для базового каркаса	Увеличена дли- на здания в 1.84 раза	Грузовая пло- щадь колонны увеличена в 2 раза	Увеличена вы- сота здания в 1.5 раза	Уменьшена же- сткость связе- вых элементов в 1.5 раза
Исходные данные	Высота здания $H = 50.4$ м (высота этажа — 2.8 м, число этажей — 17)	—	—	$\frac{75.6}{(1.50)}$	—
	Длина здания $B = 29.4$ м	$\frac{54.0}{(1.84)}$	—	—	—
	Жесткость связевых элементов $B_{сжк} = 61.7 \cdot 10^6$ тс·м ²	—	—	—	$\frac{32.4 \cdot 10^6}{(0.53)}$
Результаты расчета	Относительный прогиб $f/H = 1/1820$	$\frac{1/989}{(1.84)}$	$\frac{1/1038}{(1.75)}$	$\frac{1/539}{(3.37)}$	$\frac{1/965}{(1.87)}$
	Суммарная нагрузка на элементы жесткости $\Sigma F_v = 2216$ тс	—	$\frac{4432}{(2.00)}$	$\frac{3324}{(1.50)}$	—
	Параметр $\alpha = 0.3$ ($[\alpha] = 0.6$)	$\frac{0.41}{(1.37)}$	$\frac{0.43}{(1.43)}$	$\frac{0.55}{(1.83)}$	$\frac{0.42}{(1.40)}$
Условные обозначения: — — значение расчетного параметра равно базовому значению (...) — отношение величины данного параметра к его значению в базовом каркасе					

Поэтому можно заключить, что все здания, запроектированные из условия действующих ограничений прогибов, с точки зрения характера учета продольного изгиба по проекту СНБ, следует относить к несмещаемым. Для условий Республики Беларусь, где при массовой застройке городов современные здания высотой 25 и более этажей применяются редко, основная масса каркасных зданий будет относиться к классу несмещаемых. При этом очевидно, что значения коэффициентов η в расчетах аналогичных зданий по СНБ 5.03.01-02 будут меньше, чем по СНиП 2.03.01-84, что позволит получить более экономичные решения.