

меньшим по сравнению с другими, то из этого следует, что соответствующий параметр P_1 имеет завышенное значение.

Рассмотрим численный пример использования принципа эквигradientа, аналогичный представленному в [3]. Типовой серией для нагрузки $N = 2000$ кН; $M = 211$ кН·м рекомендована колонна $D = 50$ см, $\delta = 8$ см, $F_a = 55$ см², ($l_0 = 882$ см). Принимая стоимостные коэффициенты целевой функции (2) $a = 134$ руб/м³; $b = 6,5$ руб/м³·см; $c = 1405$ руб/м³, определим стоимость исходного варианта $U_{нач} = 16,38$ руб. Затем, согласно вышеприведенному алгоритму, представим функцию (2) в виде (4) и, задавшись $\Delta P = 0,5$, последовательно добавим ΔP к каждому слагаемому целевой функции (4), наблюдая за изменением значений параметра M . Результаты расчета запишем в табл. 1.

Анализируя полученные в ходе трех итераций приращения ΔM , делаем вывод, что для уменьшения стоимости рассматриваемой колонны необходимо снизить значение параметра P_3 и увеличить P_2 , что соответственно скажется на характеристиках сечений D_1 , δ , F_a . Для полученного нового сечения повторяем вышеописанную операцию (см. этап II, шаги 1, 2, 3 в табл. 1). Шаги повторяем до тех пор, пока не будет исчерпана несущая способность элемента либо процент армирования не достигнет минимально допустимого. Как видно из результатов расчета, применение принципа эквигradientности позволяет существенно снизить стоимость конструкции "в деле", а именно, общее снижение стоимости 1 м колонны по сравнению с первоначальным вариантом может составить 26 % (1,38—11,96/16,38), или с учетом наличия сортамента центрифугированных колонн достигнутое снижение составит 24 %.

ЛИТЕРАТУРА

1. Складнев Н.Н. Проблемы оптимального проектирования железобетонных конструкций. — Изв. вузов: Стр-во и архитектура, 1976, № 10, с.18—26.
2. Гениев Г.А. О принципе эквигradientности и применении его к оптимизационным задачам устойчивости стержневых систем. — Строит. механика и расчет сооружений, 1979, № 6, с. 8—14.
3. Пецольд Т.М., Малаш Т.Н. Оптимизация параметров железобетонных центрифугированных колонн по критерию стоимости. — Стр-во и архитектура Белоруссии, 1981, № 4, с. 34—36.

УДК 624.012.35:624.078+69.024.8

Н.А.РАК (БПИ)

ПРОЧНОСТЬ И ДЕФОРМАТИВНОСТЬ УЗЛОВ СОПРЯЖЕНИЯ СТРОПИЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ С КОЛОННАМИ

Железобетонный каркас одноэтажного производственного здания представляет собой статически неопределимую систему, состоящую из отдельных элементов, соединенных между собой в узлах.

Узлы сопряжения обеспечивают совместную работу элементов здания, которая мало изучена и недостаточно учитывается при расчете каркасов [1]. К наиболее ответственному относится узел сопряжения стропильных конструкций с колоннами. В Белорусском политехническом институте по специально разработанной методике [2] проведены исследования узлов сопряжения сборных железобетонных стропильных конструкций с центрифугированными колоннами кольцевого сечения, позволившие разработать методику расчета типового узла сопряжения, в котором закладные детали соединяются на сварке непосредственно между собой и имеют вид прямоугольных пластин с нормальными анкерами из арматурных стержней класса А-III.

Установлен качественно идентичный характер работы узлов сопряжения при действии изгибающего момента в двух плоскостях рам каркаса — поперечной и продольной. На диаграмме деформирования узла прослеживаются две характерные стадии (рис. 1). На первой (диапазон значений изгибающего момента от 0 до M_T) деформация узла, характеризующаяся взаимным углом поворота стропильной конструкции и колонны, практически линейно зависит от момента. Деформации происходят только в результате осадки пластин закладных деталей на бетонном основании. Переходным состоянием между первой и второй стадиями является изгибающий момент M_T , соответствующий нулевым напряжениям в бетоне на уровне наименее сжатого края пластины детали. На второй стадии пластины начинают изгибаться, одновременно раскрываются зазоры между ними и прилегающим бетоном. В диапазоне изменения изгибающего момента M_y от M_T до M_3 зависимость угловой деформации узла α_y от момента имеет вид, близкий к параболической, а зависимость коэффициента угловой податливости C_y , равного частному от деления α_y на M_y , от момента можно приближенно описать линейным уравнением (рис. 1). Разрушение узла происходит в результате разрыва растянутых анкеров одной из закладных деталей при изгибающем моменте M_p . Изгибающий момент M_3 принимается равным полусумме M_T и M_p .

При расчете прочности и деформаций узлов приняты следующие основные положения:

1. Под узлом сопряжения понимается совокупность пластин и анкеров закладных деталей и примыкающие к пластинам области бе-

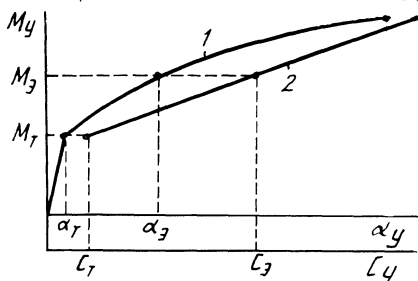


Рис. 1. Зависимость значения угловой деформации α_y узла сопряжения (1) и значения коэффициента угловой податливости C_y (2) от изгибающего момента M_y .

тона стропильной конструкции и колонны. В узле сопряжения рассматриваются два горизонтально расположенных расчетных сечения. Первое (верхнее) в уровне контакта пластин закладной детали стропильной конструкции с бетоном последней, а второе (нижнее) в уровне контакта пластины закладной детали колонны с бетоном колонны. Площадью контакта узла считается та часть контакта закладных деталей, которая расположена в пределах плоскости касания пластиной одной детали пластины другой.

2. Сжимающие напряжения передаются от пластин закладных деталей на бетон не только по площади контакта узла, но и за ее пределами. В расчете это учитывается тем, что площади расчетных сечений узла увеличены в одном или обоих направлениях по сравнению с площадью контакта узла.

3. Расчетное сечение узла при неполнотью сжатой площади контакта рассматривается как железобетонное сечение с трещиной. В качестве растянутой арматуры работают все анкерные стержни растянутой зоны узла, а в качестве сжатой — только те остальные стержни, которые расположены в пределах площади расчетного сечения.

4. Пластины деталей считаются шарнирно соединенными между собой по линии сварки с обеспечением свободы взаимного сдвига в горизонтальном направлении и поворота. Анкерные стержни работают только на осевые усилия, так как сдвигающие горизонтальные усилия в узле воспринимаются силами трения сжатой зоны. Стержни считаются шарнирно соединенными с пластинами деталей в точке пересечения продольной оси стержня со срединной плоскостью пластины.

Изгибающий момент при разрушении узла M_p принимается по несущей способности наименее прочного из его двух расчетных сечений. Расчет прочности сечений можно осуществлять по общему случаю расчета прочности нормальных сечений внецентренно сжатых железобетонных элементов [3]. При этом в соответствии с принятыми положениями сжатая зона ограничивается площадью расчетного сечения, а в качестве растянутой арматуры учитываются все анкерные стержни растянутой зоны сечения.

Для расчета коэффициента угловой податливости C_α необходимо определить угловые деформации узла α_α при действии в нем вертикальной силы N и изгибающего момента M_α . Угол поворота α_α (рис. 2) состоит из четырех составляющих — углов поворота от раскрытия зазоров между пластинами деталей и бетоном, а также углов поворота от изгиба самих пластин. В качестве примера приведем последовательность расчета деформации узла при его работе в плоскости продольной рамы. Относительную высоту сжатой зоны в первом расчетном сечении, плечо внутренней пары сил и напряжения в растянутых анкерных стержнях рекомендуется определять по нормативной методике расчета деформации железобетонных сечений с трещиной [3]. По полученным напряжениям определяется зазор между бетоном и пластиной детали в месте прикрепления ан-

керного стержня к пластине: $\Delta_1 = K_a \sigma_a$, где σ_a — напряжения в растянутых анкерных стержнях контакта, МПа, K_a — коэффициент пропорциональности (в м/МПа), значения которого определяются по линейной аппроксимации зависимости $\Delta_1 = f(\sigma_a)$, принятой в соответствии с нормальным законом сцепления [4]. Первая составляющая угла поворота определяется по формуле

$$\alpha_1 = \Delta_1 / (h_{0\phi} - x) \quad ,$$

где $h_{0\phi}$ — рабочая высота верхнего расчетного сечения; x — высота сжатой зоны (рис. 2). Суммарный угол поворота от остальных составляющих определяется по перемещению Δ_{2-4} от своего первоначального состояния точки прикрепления анкерных стержней первого контакта к пластине (рис. 2) согласно формуле

$$\alpha_{2-4} = \Delta_{2-4} / (h_{0\phi} - x) \quad .$$

При определении Δ_{2-4} узел опирания рассматривается как система двух шарнирно соединенных между собой пластин, жестко заземленных в сжатой зоне узла. Пластины опоры на упругоподатливые опоры (анкерные стержни второго сечения) и нагружены в точках прикрепления анкерных стержней первого сечения внешней нагрузкой, которая равна полученным в расчете α_1 усилиям в стержнях. Введение в расчетную схему упругоподатливых опор позволяет в прямом виде учесть раскрытие зазора во втором расчетном сечении. Коэффициент упругой податливости опор C_1 принимается в зависимости от значения коэффициента пропорциональности K_a и площади анкерного стержня. При определении деформа-

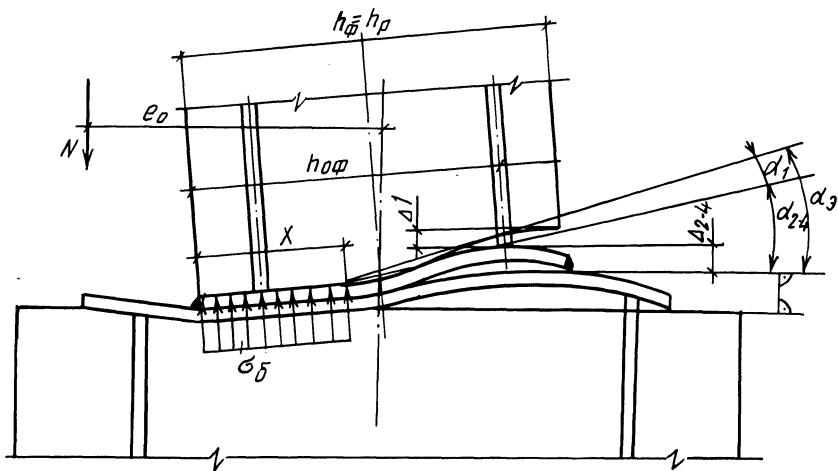


Рис. 2. Расчетная схема определения угловой деформации узла опирания α_3 при расчете в плоскости продольной рамы каркаса.

ций в плоскости продольной рамы пространственную систему пластин можно без большой погрешности заменить плоской, расчет которой осуществляется методом сил. Пластины в этом случае рассматриваются как балки, имеющие ту же жесткость на изгиб, а коэффициент упругой податливости опоры балки C_6 определяется в зависимости от коэффициентов упругой податливости всех опор пластины (растянутых анкеров второго сечения).

После составления системы канонических уравнений и ее решения определяются Δ_{2-4} и a_{2-4} . Расчет заканчивается определением угловой деформации узла a_3 как суммы ее составляющих a_1 и a_{2-4} .

Расчеты прочности и деформаций опытных образцов узлов по разработанной методике показали хорошее совпадение теоретических и экспериментальных значений. Эта методика открывает новые возможности для совершенствования конструкций узлов, а также расчетов каркасов зданий на основе учета совместной работы колонн со стропильными конструкциями.

ЛИТЕРАТУРА

1. Б а й к о в В.Н. О дальнейшем развитии общей теории железобетона. — Бетон и железобетон, 1979, № 7, с. 27—29. 2. Р а к Н.А., П е ц о л ь д Т.М., К л е в ц о в В.А. Методика экспериментальных исследований деформативности узлов сопряжений стропильных конструкций с центрифугированными колоннами кольцевого сечения. — В кн.: Вопросы строительства и архитектуры. Строительные конструкции и технология их производства. Минск: Выш. шк., 1980, вып. X, с. 41—45. 3. СНИП II-21-75. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. — М.: Стройиздат, 1976. — 96 с. 4. Х о л м я н с к и й М.М. Закладные детали сборных железобетонных элементов. — М.: Стройиздат, 1968. — 208 с.

УДК 620.171.23

Л.Н.ФОМИЦА, канд.техн.наук
(Новополоцкий политехн. ин-т)

О МЕТОДИКЕ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ БЫСТРОНАТЕКАЮЩИХ ДЕФОРМАЦИЙ ПОЛЗУЧЕСТИ БЕТОНА

Методика определения деформаций ползучести бетона регламентирована ГОСТ 24544—81. Она, в частности, предусматривает проведение отсчетов показаний приборов непосредственно после загрузки (начальный отсчет) и затем через 1 ч, 1 сут, 3, 7, 14 сут и т.д.

В последнее время увеличился интерес к исследованию быстронатекающих деформаций ползучести. В работах [1,2] установлено, что быстронатекающие деформации ползучести бетона нелинейно зависят от уровня напряжений, причем с увеличением уровня напряжений изменяется не только значение удельных относительных