

щих усилий. В углах оболочки сдвигающие силы достигают наибольших значений, что вызывает появление в этих местах значительных главных растягивающих напряжений. Для восприятия этих напряжений угловые зоны оболочек больших пролетов целесообразно армировать диагональной напрягаемой арматурой.

1. Расчеты машиностроительных конструкций методом конечных элементов / Под ред. В.И. Мяченкова. – М.: Машиностроение, 2002. – 520 с.

2. Постнов В.А., Слезина И.Т. Учет физической и геометрической нелинейности в задачах изгиба оболочек вращения при использовании метода конечных элементов // Изв. АН СССР, МТТ. – 2004. – №6. – С.78-85.

Получено 09.04.2007

УДК 624.012.41

М.С.ЗОЛОТОВ, профессор, И.В.СИМЕЙКО

Харьковская национальная академия городского хозяйства

КОНСТРУКТИВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ И ПРОЧНОСТЬ ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Рассматривается работа центрально сжатых стержней, анализируется характер их деформирования. Приводятся конструктивные особенности центрально сжатых железобетонных колонн, рекомендации по их проектированию и основные методы их расчета.

В строительной практике действию сжимающей силы подвергаются многие железобетонные конструкции и их элементы. В зависимости от места приложения продольного усилия сжатие бывает центральным, внецентренным и косым внецентренным. К центрально сжатым элементам условно относят промежуточные колонны в зданиях и сооружениях, верхние пояса ферм, нагруженных по узлам, восходящие раскосы и стойки решетки ферм. В действительности, центральное сжатие в железобетонных стержнях, по причине неоднородности бетона, несовершенства геометрических форм элементов, отклонений в расположении арматуры, условий изготовления элементов и других факторов, в чистом виде не наблюдается, а происходит внецентренное сжатие с так называемым случайным эксцентриситетом.

Прочность коротких центрально-сжатых элементов от воздействия внешнего усилия складывается из прочности бетона и прочности продольных стержней арматуры, принимающих на себя часть указанной нагрузки [1, 2]. Роль хомутов сводится главным образом к предотвращению преждевременного выпучивания продольных стержней; без хомутов продольные стержни не могли бы увеличить прочность бетонной призмы из-за малого сопротивления этих стержней продольному изгибу. Таким образом, сечение и шаг расстановки хомутов так-

же сказываются на величине разрушающей нагрузки, несмотря на то, что они по нашим нормам не рассчитываются, а принимаются исходя из эмпирических зависимостей.

Экспериментальные данные подсказали и влияние характера нагружения на разрушение образца при центральной сжатии. Так, напряжения в продольной арматуре при разрушении образца иногда не достигают своего предела текучести, особенно в тех случаях, когда применяется высокопрочная арматура. Однако если стойку не нагружать слишком быстро, пластические деформации бетона постепенно увеличиваются до такой величины, что напряжения в арматуре достигают предела текучести. Такое состояние не наступает мгновенно – для него требуется определенный промежуток времени. Чем выше класс бетона, тем вероятнее могут быть обеспечены напряжения в арматуре. Поэтому, применяя для арматуры сталь повышенной прочности, следует применять и более высокий класс бетона.

В настоящее время поперечные сечения сжатых элементов выполняют чаще всего квадратными или прямоугольными, реже круглыми, что вызвано упрощением установки опалубки. Размеры поперечного сечения железобетонных колонн определяют расчетом, но для обеспечения нормального качества бетонирования монолитные колонны с поперечными размерами менее 250 мм к применению не рекомендуются.

Колонны армируют продольными стержнями диаметром 12-40 мм класса А400С и поперечными стержнями диаметром не менее $0,25d$ (d – диаметр продольной арматуры) и не менее 5мм из арматуры классов А240С, А300С, А400С. Следует заметить, что диаметр хомутов редко бывает больше 8 мм. Расстояние между продольными стержнями в свету должно быть не менее 5 см, для того чтобы бетонная смесь могла свободно проходить между стержнями [1, 2].

Продольные стержни следует располагать как можно ближе к наружным граням колонн, чтобы увеличить ее сопротивление изгибу, возникающему от действия внецентренной нагрузки. В то же время для защиты арматуры от коррозии и действия высокой температуры в случае возникновения пожара расстояние от продольных стержней до наружных граней принимается не менее 20мм. При диаметре стержней 25 мм и более рекомендуется увеличивать защитный слой арматуры до 25-35 мм. Поперечные стержни должны отстоять от поверхности бетона не менее чем на 15 мм.

Продольную и поперечную арматуры рекомендуется объединять в плоские сварные каркасы, объединенные в пространственный каркас, путем приварки поперечных стержней к продольной арматуре.

Насыщение поперечного сечения продольной арматурой элементов, сжатых со случайным эксцентриситетом оценивается коэффициентом μ по формуле

$$\mu = A_s / b h_0 \quad (1)$$

или процентом армирования (значение в 100 раз большее),

где A_s – площадь всех продольных стержней; b и h_0 – геометрические характеристики элемента.

На практике для сжатых стержней обычно применяют армирование не более 3%. При недостаточной при данном армировании прочности сечения рекомендуется увеличивать габариты стержней или переходить на бетон более высоких марок.

Для использования прочности продольных стержней при сжатии необходимо, чтобы расстояние между хомутами не превосходило некоторой предельной величины, проверенной опытным путем и определяемой в нормах разных стран по-разному. Согласно нормам [3], расстояние между хомутами должно быть не больше меньшего размера сечения колонны и не более 20 диаметров наименьшего продольного стержня при сварных каркасах и 15 диаметров при вязаных каркасах. В местах, где продольная арматура стыкуется внахлестку, без сварки, хомуты необходимо ставить не реже чем через $10d$.

Применять очень гибкие центрально-сжатые элементы не рационально, поскольку несущая способность их сильно снижается вследствие большой деформативности. Размеры сечения колонн следует принимать такими, чтобы их гибкость l_0/i в любом направлении не превышала:

- для железобетонных колонн как элементов зданий – 120, для прочих железобетонных колонн – 200;

- для бетонных из тяжелого и мелкозернистого бетонов – 90, из легкого – 70,

где l_0 – расчетная длина элемента, зависящая от степени заземления и подвижности концов элемента [4, 5].

Несущую способность (прочность) сжатого стержня определяют исходя из полного использования сопротивления бетона и продольной арматуры:

$$N \leq \eta (R_b A_b + R_{sc} A_s), \quad (2)$$

где η – коэффициент условий работы конструкции, принимаемый при сечении монолитных колонн меньше 250×250 мм равным 0,9, учитывая возможность производственных дефектов (раковин и т.п.). В остальных случаях принимается $\eta=1$; N – расчетная продольная сила,

вычисленная от расчетных нагрузок; A_b – площадь сечения элемента; R_{sc} – расчетное сопротивление продольной арматуры сжатию; A_s – площадь сечения продольной арматуры.

При насыщении сечения сжатых элементов более 3% принимают

$$A_b = A - A_s.$$

При этом хомуты в данном случае рекомендуется соединять с рабочими стержнями при помощи сварки.

Учитывая вышесказанное формулу (2) можно записать в виде:

$$N \leq \eta (R_b (A_b - A_s) + R_{sc} A_s). \quad (3)$$

Продольный изгиб при расчете сжатых стержней допускается не учитывать, когда их гибкость не превышает 50, т.е. $\lambda = l_0 / i \leq 50$. Этому соответствуют условия:

- при прямоугольном сечении:

$$l_0 / b \leq 14;$$

- при круглом или многоугольном сечении:

$$l_0 / d \leq 12.$$

При гибкости элемента, превышающей указанную, его несущую способность необходимо снижать умножением на коэффициент продольного изгиба φ :

$$N \leq \eta \varphi (R_b A_b + R_{sc} A_s). \quad (3)$$

В таблице приведены значения коэффициента φ в зависимости от отношений l_0 / b , l_0 / d , l_0 / i .

Коэффициент продольного изгиба для железобетонных колонн

l_0 / b	14	16	18	20	22	24	26	28	30
l_0 / d	12,1	13,9	15,6	17,3	19,1	20,8	22,5	24,3	26
l_0 / i	50	55,4	62,2	69	76	83	90	97	104
φ	1	0,88	0,8	0,73	0,67	0,62	0,57	0,53	0,5

Колонны с отношением $l_0 / b > 30$ применять не рекомендуется.

Таким образом, рассмотренные случаи показывают характер поведения и способы исчерпания несущей способности центрально-сжатых железобетонных стержней. Несмотря на успехи, достигнутые в рассматриваемой области благодаря работам В.М.Бондаренко [6], А.Б.Голышева [2] и др., целый ряд вопросов требует дальнейшего развития и уточнения. Например, проведенный в данной статье обзор устойчивости относится к стержням сжатым силами с одинаковыми и в одну сторону направленными эксцентриситетами. Гибкие стержни с другими схемами загрузки изучены недостаточно. Также мало изучен характер изменения жесткости по длине элемента и его влияние на деформативность стержней. Поэтому выполненный анализ свидетель-

ствует о необходимости дальнейшего проведения экспериментальных и теоретических работ в указанной области.

1. Вахненко П.Ф. та ін. Залізобетонні конструкції. – К.: Вища шк., 1999. – 508 с.
2. Гольшев А.Б., Бачинский В.Я., Полищук В.П. Железобетонные конструкции. Т.2. – К.: НИИСК Госстроя Украины, 2003. – 410 с.
3. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции.
4. Золотов М.С., Симейко И.В. Несущая способность и деформативность гибких железобетонных стержней // Коммунальное хозяйство городов: Науч.-техн. сб. Вып.72. – К.: Техніка, 2006. – С.343-347.
5. Чихладзе Э.Д. Сопротивление материалов. – Харьков: УкрГАЗТ, 2002. – 362 с.
6. Бондаренко В.М., Колчунов В.И. Расчетные модели силового сопротивления железобетона. – М.: АСВ, 2004. – 472 с.

Получено 07.01.2007

УДК 624.012.44

О.А.ШКУРУПІЙ, канд. техн. наук, Д.М.ЛАЗАРЄВ

Полтавський національний технічний університет ім. Юрія Кондратюка

ВИКОРИСТАННЯ ЧИСЕЛЬНИХ І ОПТИМІЗАЦІЙНИХ МЕТОДІВ ДЛЯ РОЗРАХУНКУ МІЦНОСТІ НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗІВ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ НА ОСНОВІ ДЕФОРМАЦІЙНОЇ МОДЕЛІ З ЕКСТРЕМАЛЬНИМ КРИТЕРІЄМ

Розроблена методика розрахунку міцності нормальних перерізів стиснутих (розтягнутих) або зігнутих залізобетонних елементів (ЗБЕ) на основі деформаційної моделі (ДМ) з екстремальним критерієм міцності (ЕКМ) із застосуванням чисельних та оптимізаційних методів. За даною методикою розроблена програма для ПЕОМ і виконані дослідження впливу форми поперечного перерізу, процента армування, класу бетону на міцність нормального перерізу й граничні характеристики стиснутої зони бетону ЗБЕ.

У бетоні стиснутої зони нормальних перерізів ЗБЕ в передграничному і граничному станах відбувається специфічний перерозподіл напружень, що супроводжується їх зниженням в найбільш деформованому шарі, поблизу стиснутої грані ЗБЕ, хоча деформації продовжують наростати. Про це свідчать експерименти [1] та ін. Відмічене зниження напружень (розміцнення), характерне для структурно-неоднорідних (псевдопластичних) матеріалів, таких як бетони, гірські породи тощо. Для них характерний неоднорідний напружено-деформований стан (НДС). Розміцнення обумовлено проявом низхідної гілки повної діаграми стиску (ПДС), що відображає процес зниження несучої здатності матеріалу, внаслідок наростання ступеня його зруйнованості.

Для урахування зниження напружень бетону в розрахунку міцності нормальних перерізів ЗБЕ необхідна ПДС з низхідною гілкою мак-