

На основе проведенных теоретических исследований напряженно-деформированного состояния торцевых зон шарнирно опертых центрифугированных колонн кольцевого сечения предложен практический метод расчета трещиностойкости торцевых зон [5], а также разработаны рекомендации по изготовлению шарнирно опертых колонн, которые использовались при проектировании колонн связевого каркаса с элементами жесткости — корпуса ПО «БелАВТОМАЗ» в г. Жодино.

ЛИТЕРАТУРА

1. Клевцов В. А., Садовский Ю. И. Экспериментальные исследования работы торцевых зон шарнирно опертых колонн полого сечения // Вопросы строительства и архитектуры. — Минск, 1988. — Вып. 14. — С. 39-41.
2. Пецольд Т. М. Принцип концентрации материала при проектировании каркасов одноэтажных производственных зданий // Строительство и архитектура Белоруссии. — 1982. — № 3. — С. 39.
3. Берг О. Я. Физические основы прочности бетона и железобетона. — М., Госстройиздат, 1962. — 196 с.
4. Пономарев С. Д. Расчеты на прочность в машиностроении. — т. 2, М., 1958. — 546 с.
5. Садовский Ю. И. Расчет трещиностойкости торцевых зон шарнирно опертых колонн кольцевого сечения // Материалы 52 научно-технической конференции БГПА «Технические вузы — республике», ч. 5. — Мн., БГПА, 1997. — С. 22.

УДК 624.078.6.

Садовский Ю. И., Рак Н. А.

МЕТОДИКА РАСЧЕТА ДЕФОРМАЦИЙ ПОДАТЛИВЫХ СТЫКОВ КОЛОНН С ПОДКОЛОННИКОМ ФУНДАМЕНТА ГЛУБОКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ПОЛИМЕРНЫХ МАТЕРИАЛОВ

В БГПА проведены экспериментальные исследования особо податливых стыков колонн с применением полимерных материалов. Исследования выполнялись применительно к стыкам железобетонных колонн с подколонником фундаментов глубокого заложения, имеющим такое же поперечное сечение, для сборно-разборных и мобильных зданий [1]. Конструктивное решение стыков принималось в соответствии с техническим решением [2].

Основными варьируемыми факторами в программе эксперимента факторами были: размеры поперечного сечения образцов (200, 300, 400 мм), толщина эластомерной прокладки (от 5 до 45 мм) величина продольной силы (300, 600 кН), угол поворота колонн относительно друг друга, определяемый смещением середины фрагмента.

Испытания проводились на фрагментах общей длиной 5000 мм, состоящих из двух состыкованных одинаковых образцов колонн с укладываемыми между их торцевыми плоскостями эластомерными прокладками разных толщин, в качестве которых использовались резиновые плиты производства ПО «Беларусьрезинотехника» твердостью 55-60 единиц по Шору. Испытания проводились по схеме продольно-поперечного изгиба, позволявшей при постоянно приложенной величине продольного усилия, с помощью бокового нагружения обеспечивать свободное деформирование конструкций относительно друг друга [3].

Характер изменения поперечной нагрузки при испытаниях показал, что наиболее интенсивно ее рост проявляется на первых этапах, затем он замедляется и практически стабилизируется на определенной для каждого фрагмента величине. Все фрагменты доводились до контрольного смещения их середины, равного 25 мм, что обеспечивало углы поворота, соответствующие максимально возможным в колоннах температурных блоков до 216 мм. Максимальные же углы поворота конструкций, достигнутые при испытаниях, превышали реально возможные примерно в 1,5 раза.

Анализ полученных данных (рис. 1) показывает, что наблюдается выраженная зависимость уменьшения поперечной силы при увеличении толщины слоя эластомера. Так, при увеличении толщины эластомера в образцах 1 группы (с размером поперечного сечения 300 мм) с 5 до 20 мм величина поперечного усилия снизилась в 3,4 раза при продольном усилии $N = 300$ кН и в 2,8 раза при продольном усилии $N = 600$ кН.

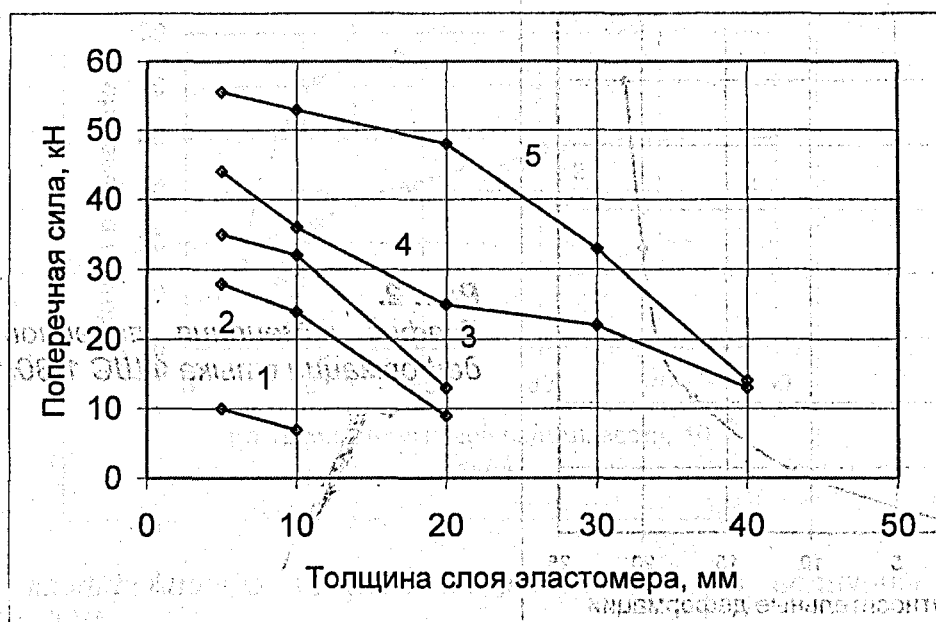


Рис. 1.

Экспериментальная зависимость максимальной поперечной силы от толщины слоя эластомера для фрагментов: 1- ФШС 2-20 (при $N = 300$ и 600 кН), 2 – ФШС 1-30 при $N = 300$ кН, 3- ФШС 1-30 при $N = 600$ кН, 4 – ФШС 3-40 при $N = 300$ кН, 5 – ФШС 3-40 при $N = 600$ кН.

Полученные данные свидетельствуют, что с увеличением уровня продольной нагрузки необходима большая поперечная сила для того, чтобы сместить середину фрагмента на ту же величину. В среднем увеличение продольного усилия в 2 раза (с 300 до 600 кН) привело в образцах 1 и 3 групп (с размером поперечного сечения 400 мм) к увеличению величины поперечного усилия в 1,2-1,6 раза, причем разница уменьшалась при увеличении толщины эластомера. В образцах же 2 группы (с размером поперечного сечения 200 мм) это различие практически не проявилось.

Увеличение толщины слоя эластомера сверх указанных выше пределов привело к неожиданному результату – при достижении толщины эластомера соответственно 30, 20 и 45 мм для стыков 1-3 групп был достигнут минимум значения поперечной силы, который надо приложить для начального смещения середины фрагмента, после которого начинается свободное деформирование (поворот) колонн под действием только продольного усилия без дополнительного приложения поперечной

нагрузки. Эта закономерность хорошо иллюстрируется графиком рис. 1, если продлить экспериментальные кривые до пересечения с осью толщин эластомера. Таким образом, экспериментально выявлен верхний предел толщины эластомерной прокладки, равный примерно $1/10$ размера поперечного сечения колонны, при превышении которого уже не происходит дальнейшего увеличения угловой податливости стыка. Исследования показали, что линейные деформации стыков практически полностью происходят за счет деформаций слоя эластомера. К примеру, продольная деформация бетона колонны составляет всего 0,9% от деформаций эластомера при той же нагрузке. Продольная линейная деформация эластомера изменяется крайне неравномерно по мере роста сжимающего усилия. На первых этапах нагружения проявляются большие приращения деформаций, а затем величина приращений резко снижается (рис. 2).

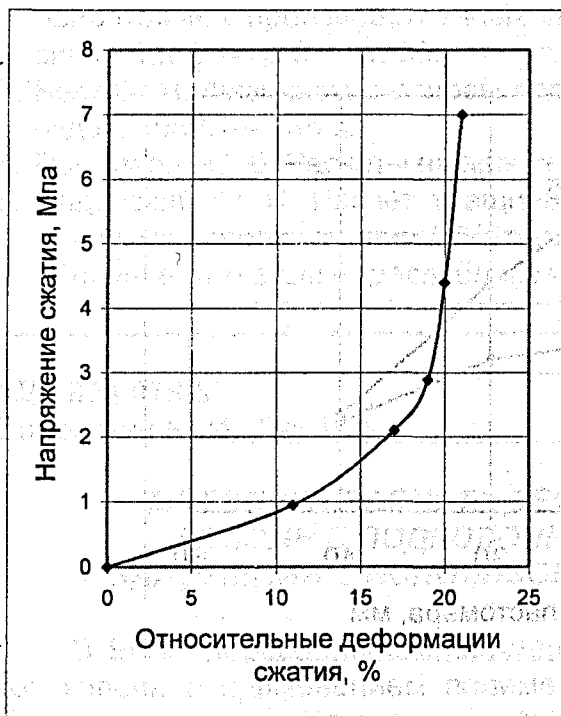


Рис. 2.
График изменения линейной продольной деформации стыка ФШС 1-30(10)

Средние относительные величины линейной продольной податливости испытанных стыков приведены в табл. 2. Они показывают, что в среднем коэффициент линейной продольной деформативности увеличивается примерно пропорционально толщине слоя эластомера. Что касается поперечной линейной податливости стыков, замеры показали, что при данной схеме испытаний, обеспечивающей свободный и симметричный поворот колонн при отсутствии срезающих сил и принятых конструктивных мерах (наличие центрирующего штыря), ее величиной можно пренебречь.

Основным фактором, влияющим на напряженно-деформированное состояние стыков и распределение усилий в схеме каркаса зданий, является угловая податливость, количественно характеризуемая коэффициентом C_ϕ , численно равному углу поворота конструкции при действии единичного изгибающего момента.

По мере поворота колонны, т.е. при увеличении величины изгибающего момента, коэффициент податливости увеличивается. Так, для стыка ФШС 1-30(5) при продольной нагрузке 600 кН коэффициент податливости изменяется от $0,47 \times 10^{-7}$ рад/нм на первом этапе нагружения до $1,95 \times 10^{-7}$ рад/нм на последнем. Динамика изменения значения коэффициента угловой податливости для этого стыка показана на рис. 3.

При увеличении значения продольного усилия до 600 кН для этого же образца коэффициент податливости меняется в диапазоне от $0,74 \times 10^{-7}$ рад/нм до $3,27 \times 10^{-7}$ рад/нм, что свидетельствует о том, что угловая податливость уменьшается при увеличении усилия сжатия.

При увеличении толщины слоя эластомера угловая податливость резко растет. Так, для образцов группы ФШС 1-30 при прочих равных условиях коэффициенты C_{ϕ} угловой податливости составили $0,51 \times 10^{-7}$ рад/нм, $2,34 \times 10^{-7}$ рад/нм, $6,81 \times 10^{-7}$ рад/нм соответственно при толщине эластомера 5, 10 и 20 мм.

Увеличение же размеров поперечного сечения колонн, наоборот, приводит к уменьшению угловой податливости. Так, для стыков с одной и той же толщиной слоя эластомера 5 мм при прочих равных условиях опытные значения коэффициентов податливости составили $2,32 \times 10^{-7}$ рад/нм и $0,64 \times 10^{-7}$ рад/нм соответственно для стыков ФШС 1-30 (5) и ФШС 3-40(5).

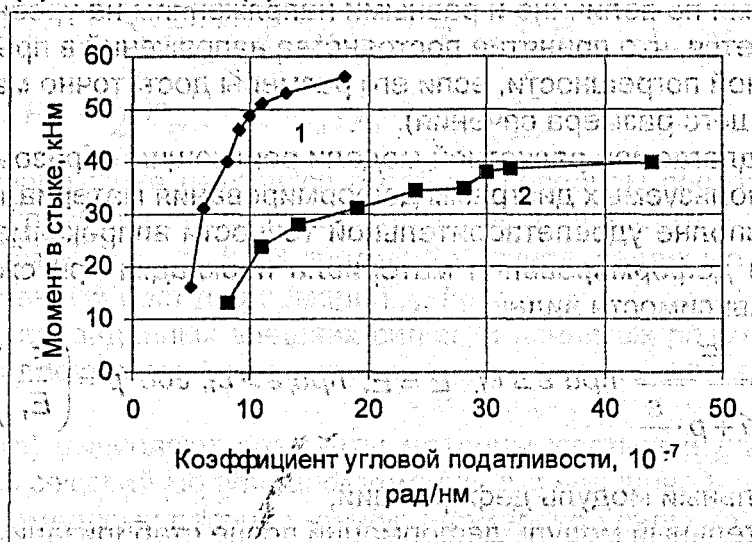


Рис. 3. Зависимость коэффициента угловой податливости от величины момента в стыке ФШС 1-30(5): 1 – при продольном усилии 600 кН; 2 – при продольном усилии 300 кН

Таким образом, полученные экспериментальные данные свидетельствуют о неупругом деформировании узла сопряжения колонны с фундаментом с применением полимерных прокладок.

Анализ полученных экспериментальных данных позволил разработать расчетную модель для определения деформаций узла сопряжения колонны с фундаментом с применением полимерных прокладок.

При разработке указанной модели приняты следующие предпосылки и допущения:

1. Деформации узла сопряжения определяются деформативными свойствами материала прокладок и практически не зависят от прочностных и деформативных свойств бетона сопрягаемых конструкций.
2. Связь между прокладкой и бетоном сопрягаемых конструкций односторонняя, т.е. может работать только на сжатие.
3. Обобщенной характеристикой материала прокладок является диаграмма его деформирования при сжатии.
4. Касающиеся прокладок плоскости сопрягаемых конструкций остаются плоскими при всех видах перемещения (осадке и повороте).

Таким образом, в основу предлагаемой расчетной модели положена диаграмма деформирования материала прокладки и гипотеза плоских сечений. Расчетная модель кроме этого включает уравнения равновесия внутренних и внешних сил в нормальном сечении.

Главным достоинством предлагаемой расчетной модели является то, что, основываясь на ней можно выполнять расчет деформаций рассматриваемых узлов сопряжения на всех стадиях деформирования, в том числе при переменной площади контакта.

Применение предлагаемой модели требует при переходе от напряжений в прокладках к обобщенным усилиям (внутренним моментам и нормальной силе) выполнять процедуру численного интегрирования по высоте и ширине контактного сечения. Для этого оно условно делится на отдельные малые участки (как правило, прямоугольной формы), в пределах которых напряжения в материале прокладки принимаются постоянными по величине и равными напряжениям на уровне центра тяжести участка. Считается, что принятие постоянства напряжений в пределах участка не вносит существенной погрешности, если его размеры достаточно малы (не более 1/20 соответствующего размера сечения).

Точность предлагаемой расчетной модели решающим образом определяется адекватностью используемых диаграмм деформирования материалов прокладки.

В частности вполне удовлетворительной точности аппроксимации экспериментальных диаграмм деформирования материала прокладки при сжатии можно достичь с помощью зависимости вида

$$E = \frac{E_0}{\sqrt{1 + p \cdot \frac{\varepsilon}{\varepsilon_1}}} \text{ при } \varepsilon \leq \varepsilon_1, \quad E = E_1 \text{ при } \varepsilon > \varepsilon_1; \quad \text{где } p = \left(\frac{E_0}{E_1} \right)^2 - 1 \quad (1)$$

Здесь: E_0 — начальный модуль деформаций;

E_1 — касательный модуль деформаций после стабилизации;

ε — относительная деформация сжатия;

ε_1 — относительная деформация сжатия в конце стабилизации.

Зависимость напряжений в материале прокладки от относительных деформаций при сжатии будет иметь следующий вид

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot \varepsilon_1 \cdot E_0}{p} \sqrt{1 + p \cdot \frac{\varepsilon}{\varepsilon_1}} \text{ при } \varepsilon \leq \varepsilon_1, \quad \sigma_c = \frac{2 \cdot \varepsilon_1 \cdot E_0}{p} \sqrt{1 + p + E_1 \cdot (\varepsilon - \varepsilon_1)} \text{ при } \varepsilon > \varepsilon_1 \quad (2)$$

Секущий модуль деформаций материала прокладки тогда определяется по следующим зависимостям

$$E_c = \frac{2 \cdot \varepsilon_1 \cdot E_0}{p \cdot \varepsilon} \sqrt{1 + p \cdot \frac{\varepsilon}{\varepsilon_1}} \text{ при } \varepsilon \leq \varepsilon_1, \quad E_c = \frac{2 \cdot \varepsilon_1 \cdot E_0}{p \cdot \varepsilon} \sqrt{1 + p + E_1 \cdot (1 - \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon})} \text{ при } \varepsilon > \varepsilon_1$$

При расчете принято, что напряжения в материале прокладки σ_c равномерно распределены по элементарной площадке площадью A_c .

Независимо от схемы приложения внешних сил записывают три условия равновесия, причем в качестве моментных осей принимают произвольно выбранные координатные оси.

Условия равновесия внешних и внутренних сил в единообразной форме на любом уровне загрузки записываются в виде:

$$N_z = \sum_n \sigma_{cn} \cdot A_{cn}; \quad M_x = - \sum_n \sigma_{cn} \cdot A_{cn} \cdot x_n; \quad M_y = - \sum_n \sigma_{cn} \cdot A_{cn} \cdot y_n;$$

Учитывая, что

$$\sigma_{cn} = E_{cm,n} \cdot \epsilon_{cn} \text{ и } \epsilon_{cn} = \epsilon_z - k_x \cdot X_n - k_y \cdot Y_n, \quad (3)$$

в матричной форме условия равновесия могут быть записаны:

$$\begin{Bmatrix} N_z \\ M_x \\ M_y \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} R_{11} & R_{12} & R_{13} \\ R_{21} & R_{22} & R_{23} \\ R_{31} & R_{32} & R_{33} \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} \epsilon_z \\ k_x \\ k_y \end{Bmatrix}, \quad (4)$$

где слева вектор-столбец внешних сил, а справа – матрица жесткости и вектор-столбец деформаций, а k_x, k_y – кривизны оси прокладки в плоскостях, совпадающих с осями X и Y . Элементы матрицы жесткости рекомендуется рассматривать как некоторые переменные жесткостные характеристики сечения:

$$\begin{aligned} R_{11} &= \sum_n E_{cm,n} \cdot A_{cn} & R_{12} &= R_{21} = -\sum_n E_{cm,n} \cdot A_{cn} \cdot X_n \\ R_{13} &= R_{31} = -\sum_n E_{cm,n} \cdot A_{cn} \cdot Y_n & R_{22} &= \sum_n E_{cm,n} \cdot A_{cn} \cdot X_n^2 \\ R_{23} &= R_{32} = \sum_n E_{cm,n} \cdot A_{cn} \cdot X_n \cdot Y_n & R_{33} &= \sum_n E_{cm,n} \cdot A_{cn} \cdot Y_n^2 \end{aligned} \quad (5)$$

Если узел сопряжения находится в работоспособном состоянии, то заданным внешним силам и принятым размерам соответствует некоторый вполне определенный вектор деформаций ϵ_z, k_x, k_y . В противном случае, заданные внешние силы вызывают неограниченный рост деформаций ϵ_z, k_x, k_y .

Систему (4) при заданных внешних силах и принятых размерах сечения относительно вектора деформаций решают итерационным способом по следующему алгоритму:

1. по формулам (5) вычисляют элементы матрицы жесткости для принимая $E'_{c,n} = E_{c,mid}$, где $E_{c,mid}$ – секущий модуль деформаций при величине напряжений, соответствующей равномерному распределению нормальной силы по контактной площади узла сопряжения;
2. решают систему уравнений (4) с постоянными коэффициентами, относительно ϵ_z, k_x, k_y ;
3. определяют продольные деформации материала прокладки для центров элементарных участков A_c , пользуясь зависимостями (3);
4. по аналитическим зависимостям, описывающим диаграммы деформирования на основании зависимости, устанавливают значения секущих модулей упругости $E'_{c,n}$ (в случае, когда $\epsilon \leq \epsilon_1$ $E'_{c,n}$ принимают равным 0);
5. по формулам (5) уточняют элементы матрицы жесткости;
6. повторяют решение со второго пункта.

Итерационный процесс считают законченным, если относительное среднее квадратичное приращение элементов вектора деформаций на двух смежных итерациях удовлетворяет условию:

$$\sqrt{\frac{1}{3} \left[\left(\frac{\epsilon_{z,l} - \epsilon_{z,l+1}}{\epsilon_{z,l} + \epsilon_{z,l+1}} \right)^2 + \left(\frac{k_{x,l} - k_{x,l+1}}{k_{x,l} + k_{x,l+1}} \right)^2 + \left(\frac{k_{y,l} - k_{y,l+1}}{k_{y,l} + k_{y,l+1}} \right)^2 \right]} \leq \Delta,$$

где Δ – критерий сходимости, который допускается принимать $\Delta = 0.001$.

По окончании итерационного процесса, умножая элементы найденного вектора деформаций на первоначальную (до приложения нагрузок) толщину прокладки, получаем величины вертикальной осадки узла в выбранном центре координат и угловые деформации узла в направлении соответствующих осей.

Сопоставление рассчитанных по приведенной выше методике деформаций узлов сопряжения опытными величинами показали их вполне удовлетворительную сходимость в широком диапазоне изменения геометрических размеров узлов и сочетаний внешних усилий. Это позволяет рекомендовать применение приведенной методики в практике проектирования колонн с податливыми узлами для связевых каркасов зданий.

ЛИТЕРАТУРА

1. Корзун С. И., Садовский Ю. И. Экспериментальные исследования работы шарнирного узла сопряжения колонны с подколонником фундамента // Вопросы строительства и архитектуры, вып. 15. — Мн., 1988. — С. 24–27.
2. А.С. 903497 (СССР). Способ устройства шарнирного стыка железобетонных конструкций / В.А. Клевцов, И. А. Петров, Т. М. Пецольд и др. — Б.И., 1982, № 5.
3. Рак Н. А., Садовский Ю. И., Нановский И.Н. Методика испытаний податливых узлов сопряжения колонн с фундаментами глубокого заложения // В сб. тезисов всесоюзной конференции «Экспериментальные исследования инженерных конструкций». — Новополоцк, 1986. — С. 276.

УДК 691.328.1:624.073.6

Салех Али Хамуд

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ СПОСОБА УСИЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МНОГОПУСТОТНЫХ ПАНЕЛЕЙ ПЕРЕКРЫТИЙ ДОПОЛНИТЕЛЬНОЙ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ АРМАТУРОЙ

Техническое перевооружение предприятий и реконструкция эксплуатируемых зданий и сооружений в ряде случаев связаны с необходимостью повышения несущей способности сооружений путем их усиления. Сборные железобетонные многопустотные панели являются наиболее массовыми изделиями, используемыми в перекрытиях объектов строительства промышленного и гражданского назначения, возведенных за период не менее 30-ти истекших лет.

В процессе эксплуатации, как выявляется при обследованиях, в связи с уменьшением прочности бетона сжатой зоны, образованием потерь площади поперечного сечения рабочей арматуры вследствие коррозии, ослаблением сцепления арматуры с бетоном, а также в связи с накоплением различных других дефектов и повреждений наблюдается существенное снижение несущей способности панелей. Перекрытие в виде сборного многопустотного настила будут широко использоваться в строительстве так же и в обозримом будущем. Поэтому решение проблемы усовершенствования способов усиления таких конструкций представляется весьма актуальным, имеющим как научное, так и практическое значение.

На кафедре «Железобетонные и каменные конструкции» ПГУ разрабатываются, экспериментально исследуются и внедряются способы усиления многопустотных панелей перекрытия, эксплуатируемых строительных сооружений, позволяющие получить экономический эффект усиления по критериям материальных и трудовых затрат. Эти способы условно разделены на две группы. К первой группе отнесены способы усиления, применяемые после разгрузки панелей, ко второй группе – способы с предвари-