

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Горбунов-Посадов М.И., Маликова Т.А., Соломин В.И. Расчет конструкций на упругом основании. — М.: Стройиздат, 1984. — 680 с.
2. Пособие по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений (к СНиП 2.03.01-84 и СНиП 2.02.01-83) / Ленпромстройпроект. — М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989.
3. Босаков С.В. Метод Ритца в контактных задачах теории упругости // Вестник БГТУ. Строительство и архитектура. — 2001. — № 1(7) — С. 109-112.
4. Прочность, устойчивость, колебания. Справочник в трех томах. Том 1. — М.: Машиностроение, 1968. — 832 с.
5. Гвоздев А.А. О нормах проектирования строительных конструкций // Строительная механика и расчет сооружений. — 1975. — № 6. — С. 79.
6. Рак Н.А., Пецольт Т.М. Напряженное состояние центрифугированных колонн кольцевого сечения в зоне защемления в фундамент // Строительные конструкции: Сб. ст. — Мн.: ИСиА, 1983. — С. 44-51.
7. Рак Н.А., Пецольт Т.М. К образованию трещин в нормальных сечениях кольцевых колонн в зоне их примыкания к фундаменту // Рациональные строительные конструкции зданий и сооружений: Сб. ст. — Мн.: ИСиА, 1985. — С. 19-26.
8. Рак Н.А. Деформативность узла сопряжения железобетонных колонн со стаканными фундаментами // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: Сб. ст. — Гомель: БелГУТ, 1998. — С. 139-143.
9. Рак Н.А. Влияние деформативности узла сопряжения колонны с фундаментом стаканного типа на напряженно-деформированное состояние рам каркасных зданий // Вестник БГТУ. Строительство и архитектура. — 2001. — № 1(7) — С. 99-105.

С уважением, к.т.н., доц

Н.А. Рак

УДК 624.012.45

Рак Н.А.

ДЕФОРМАЦИОННАЯ РАСЧЕТНАЯ МОДЕЛЬ СТЫКА ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ КОЛОННЫ С ФУНДАМЕНТОМ СТАКАННОГО ТИПА

ВВЕДЕНИЕ

Основное внимание при исследовании работы стаканых колонн с фундаментом вполне обоснованно уделялось вопросам расчета прочности и конструирования стакана. Наиболее значительные исследования стаканых стыков колонн с фундаментами были проведены в НИИЖБе Н.Н. Коровиным [1] и под его руководством Л.В. Королевым [2], В.В. Голосовым [3], А.В. Ступкиным [4], А.А. Артемчуком [5] и др. Эти исследования послужили основой для разработки разделов пособия [6] по проектированию фундаментов, касающихся расчета прочности стаканного стыка. В значительно меньшей степени в этих исследованиях уделялось внимание изучению деформативности стаканного стыка колонны с фундаментом. В тоже время выполненные измерения деформаций стенок стакана, выявленный характер изменения угла поворота с ростом изгибающего момента в стыке показали, что стаканый стык колонны с фундаментами обладает определенной деформативностью и не может рассматриваться как абсолютно жесткий.

Известны весьма немногочисленные специальные исследования, посвященные изучению деформаций стаканного стыка колонны с фундаментом или подобных этому стыков [7,8]. В этих исследованиях на основании полученного при испытаниях характера деформирования стыка даны предложения по расчету деформаций стыка. При этом, как правило, колонна рассматривалась как абсолютно жесткая. Естественно при таком подходе принималось, что деформативность стыка определяется только деформативностью стакана. Попытки учесть реальные условия работы стыка путем введения эмпирически определенных жесткостных параметров обеспечивали удовлетворительную сходимость только в рамках конкретного исследования. Таким образом, следует признать, что данное направление в разработке методики расчета деформаций стыков себя исчерпало.

В 1980-90 г. гг. в Белорусской государственной политехнической академии были проведены экспериментальные и

теоретические исследования стыков колонн с фундаментами стаканного типа [9-12]. Причем в предлагаемых методах расчета принимались различные расчетные модели стыка. Так, например, в методиках [9, 10] бетон замоноличивания и фундамента в первом приближении рассматривались совместно как упругое бесконечное полупространство, обладающее свойствами основания Винклера первого рода. Колонна с целью упрощения зависимостей рассматривалась как бесконечно жесткая, т.е. ее деформации не учитывались. В методике расчета [12] предложено стык в пределах глубины заделки рассматривать как составной стержень, верхним поясом которой является колонна, а нижним — стакан фундамента. При этом левый конец нижнего пояса стержня защемлен от поворота и смещения, а правый свободен. Верхний пояс стержня соединен с нижним при помощи упругих поперечных связей, а его левый конец закреплен от сдвига в горизонтальном направлении и упруго от поворота. Изгибная жесткость верхнего пояса стержня определяется по жесткости сечения колонны (в необходимом случае с учетом образования трещин), а нижнего пояса - по жесткости на изгиб поперечного сечения подколоники фундамента, включая и среду замоноличивания. Поперечные связи обеспечивают совместность изгиба поясов стержня, а величиной коэффициента жесткости этих связей учитываются деформации элементов стыка в поперечной его оси плоскости. Коэффициент жесткости поперечных связей численно равен погонному усилию в них, при котором наблюдается единичное перемещение (сближение) продольных осей поясов составного стержня относительно друг друга. При определении величины коэффициента жесткости поперечных связей были учтены деформации колонны, среды замоноличивания и подколоники фундамента в плоскости их поперечного сечения. При определении жесткости упругого закрепления левого конца верхнего пояса стержня от поворота учитывается обжатие материала замоноличивания по всей толщине материала между торцом колонны и дном стакана.

Расчеты по методике [12] показали хорошую сходимость

Рак Николай Александрович. Доцент, к.т.н., доцент каф. железобетонных и каменных конструкций Белорусского национального технического университета.
Беларусь, БГПА, г. Минск, пр. Ф. Скорины, 65. E-mail: nrak@sf.unibel.by

с результатами экспериментальных исследований опытных образцов стыков [11, 13] при нагрузках, составляющих 60-70 % от разрушающего момента, т.е. в стадии появления трещин в бетоне стенок. В то же время наблюдается занижение расчетом деформаций стыка при величине изгибающего момента менее 60 % от разрушающего, что можно объяснить не учетом в методике [12] сил трения, возникающих по контакту бетона колонны с бетоном замоноличивания. При величине момента более 70 % от разрушающего наблюдается завышение расчетом деформаций стыка, обусловленное не учетом влияния образования трещин в стенках стакана на жесткость поперечных связей расчетной составной балки.

Следует отметить, что в рамках расчетной модели стыка в виде составного стержня с поперечными связями можно было бы учесть образование и раскрытие трещин в стенках стакана фундамента путем соответствующей корректировки жесткости поперечных связей. В то же время для учета сил трения в указанную расчетную схему стыка потребовалось бы дополнительно ввести связи сдвига, для определения жесткости которых отсутствуют какие-либо экспериментальные данные или теоретические предложения. Кроме того, в результате введения связей сдвига методика расчета становилась бы чрезмерно усложненной.

Необходимо обратить внимание, что методика [12] исходит из предположения, что все элементы стыка работают упруго. Однако сжимающие напряжения под подошвой колонны имеют величину, сопоставимую с призменной прочностью бетона замоноличивания, что, безусловно, свидетельствует о достижении этим бетоном стадии неупругих деформаций. Более того, как показали исследования [2, 11], в стенках стакана на определенной стадии нагружения стыка растягивающие напряжения достигают предела прочности бетона стакана на растяжение и в стенке образуются трещины, расположенные параллельно оси стыка или наклонно к ней. Очевидно, что образование трещин значительно увеличивает долю перемещений, обусловленных удлинением стенок стакана, и соответственно уменьшает жесткость поперечных связей в расчетной модели стыка. Таким образом, задача нахождения деформаций стыка становится нелинейной.

С учетом проведенного анализа преимуществ и недостатков разработанных ранее методов расчета была поставлена задача разработать методику расчета стыка железобетонной колонны со стаканым фундаментом, позволяющую рассчитать напряженно-деформированное состояние стаканного стыка на любых стадиях его нагружения, включая стадию образования трещин в стенках стакана и стадию разрушения стыка. При этом на всех стадиях работы стыка должна учитываться нелинейность деформаций бетона при сжатии и растяжении, образование трещин в стенках стакана, а также силы трения по нижнему торцу колонны и боковым поверхностям колонны, перпендикулярным плоскости изгиба.

О СИЛАХ ТРЕНИЯ ПО КОНТАКТУ БЕТОНА КОЛОННЫ С БЕТОНОМ ЗАМОНОЛИЧИВАНИЯ

Анализ исследований, посвященных расчету стаканного стыков железобетонных колонн с фундаментами, показал, что нет устоявшегося мнения о том, следует ли учитывать силы трения между колонной и бетоном замоноличивания, возникающие под торцом колонны и на ее боковых плоскостях, расположенных как параллельно, так и перпендикулярно плоскости действия изгибающего момента. Не учитывали силы трения Е.Э. Михельсон [7] и А.А. Кудрявцев [14], не предусмотрен их учет и в пособии [6] по проектированию фундаментов. Г.В. Васюков учитывал силы трения только под торцом колонны [15], а Л.Б. Мойжес предлагал учитывать только силы трения по всем боковым плоскостям колонны [7]. Н.Б. Абдуллин и А.Д. Назаров учитывают силы трения, как по всем плоскостям колонны, так и под торцом [16]. В

Пособии ЕКБ [17] детально рассмотрен только случай расчета при отсутствии сил трения, хотя некоторые общие суждения об их учете присутствуют. В нормах Германии [18] и последней редакции Еврокода [19] предусмотрен учет сил трения под торцом колонны и боковых плоскостях колонны, перпендикулярных плоскости изгиба, при величине коэффициента трения равном 0,3. Японскими исследователями Z. Osanaï, F. Watanabe, S. Okamoto [20] также рекомендуется учитывать эти силы трения, но при величине коэффициента 0,5 или 1,0 в зависимости от глубины заделки колонны, качества поверхности колонны и внутренней поверхности стакана.

Обращает на себя внимание значительный разброс в величинах коэффициентов трения, рекомендуемых перечисленными выше источниками. Следует иметь в виду, что специальными исследованиями [21] было установлено, что величина коэффициента трения зависит от величины напряжений, действующего нормально к плоскости трения, — при изменении этих напряжений от 0,1 до 15 МПа коэффициент трения практически линейно уменьшался с 0,8 до 0,4.

Анализ поведения опытных образцов стыков свидетельствует о том, что силы трения, безусловно, участвуют в передаче усилия от колонны на бетон замоноличивания. Более того, выполненные в работе [22] с помощью магнитоупругих датчиков измерения напряжений в бетоне подколлонника показали, что при центральном нагружении стыка через торец колонны на подколлонник передается 42 % вертикальной нагрузки. Остальная часть нагрузки передается через бетон замоноличивания по периметру торца (13 %), бетон стенки стакана (31 %) и продольную арматуру стенок стакана (3%). Следует оговорить, что при центральном нагружении образцов трещины в стакане не образовывались.

Не вызывает сомнений наличие сил трения по нижнему торцу колонны. Что касается сил трения по боковым поверхностям, то они проявляются в основном на начальных этапах нагружения до образования трещин в стенках стакана. После образования трещин стакан в значительной степени теряет свою жесткость и дает возможность колонне сравнительно свободно сдвигаться относительно бетона замоноличивания. Это подтверждается результатами измерений с помощью магнитоупругих датчиков напряжений в стенках стакана фундамента при внецентренном нагружении стаканного стыка в работе [22]. Оказалось, что в нижней части стенок стакана наблюдаются сжимающие напряжения в горизонтальном направлении. С увеличением расстояния от дна стакана напряжения сжатия уменьшались и на расстоянии около 1/4 от глубины стакана наблюдались изменение знака напряжения — далее до верха стакана высоте действовали напряжения растяжения. Характер изменения напряжений по высоте стакана оказался близким к линейному.

ОСНОВНЫЕ ПРЕДПОСЫЛКИ И ДОПУЩЕНИЯ ДЕФОРМАЦИОННОЙ РАСЧЕТНОЙ МОДЕЛИ СТЫКА

При разработке деформационной расчетной модели стыка железобетонной колонны с фундаментом стаканного типа были приняты следующие предпосылки:

1. Учитываются нелинейные деформативные свойства бетона всех элементов стыка в направлении, перпендикулярном рассматриваемому контакту. Для каждого материала считается известной зависимость напряжений от относительных деформаций.
2. Учитывается армирование стенок стакана горизонтальными стержнями. Считается известной зависимость напряжений в арматуре от относительных деформаций.
3. Все элементы стыка учитываются со своими размерами.
4. Взаимодействие элементов происходит по сжатым контактным плоскостям (контакт на растяжение не работает, т.е. является односторонним).

5. Материал замоноличивания работает только на сжатие.
6. Силы трения учитываются по нижнему торцу колонны и боковым поверхностям колонны, перпендикулярным плоскости изгиба.
7. Силы трения пропорциональны силе, нормальной к плоскости трения. Коэффициент пропорциональности (коэффициент трения) зависит от величины нормальных к плоскости трения напряжений.

Кроме того, приняты следующие допущения, позволяющие упростить составление системы уравнений модели:

1. Продольная ось колонны сохраняет свою прямолинейность.
2. Нижний торец колонны неподвижно закреплен к ее продольной оси в так называемой базовой точке.
3. Продольная ось фундамента сохраняет свою прямолинейность.
4. Продольная ось колонны совпадает с продольной осью стакана при отсутствии нагрузок.

С учетом удобства составления уравнений начало системы координат располагаем в точке пересечения продольной осью стакана нижней торцевой плоскостью колонны. При этом ось z совпадает с продольной осью стакана и направлена вверх, а ось x располагается перпендикулярно к ней и направлена вправо.

Продольная ось колонны под действием системы внешних сил (продольной силы N , горизонтальной силы P и изгибаю-

щего момента $M+Ph_{gl}$ от этих сил, подсчитанного относительно начала системы координат) совершила поступательно-вращательное перемещение относительно стакана фундамента. В результате этого базовая точка переместилась в точку (x_0, z_0) , а ось повернулась по часовой стрелке на угол φ .

С учетом принятых допущений уравнение продольной оси колонны после перемещения можно записать в виде $x = x_0 + (z - z_0)\varphi = x_0 + z\varphi - z_0\varphi \approx x_0 + z\varphi$, а уравнение нижней торцевой плоскости колонны в виде $z = z_0 - (x - x_0)\varphi = z_0 - x\varphi + x_0\varphi \approx z_0 - x\varphi$. Линеаризация этих уравнений относительно неизвестных x_0, z_0 и φ оказалась возможной в связи с тем, что произведения $z_0\varphi$ и $x_0\varphi$ на несколько порядков меньше других слагаемых уравнений.

Далее будем считать известными компоненты системы внешних сил и неизвестными величины перемещений x_0, z_0 и φ . Таким образом, решение задачи заключается в нахождении величин этих перемещений при известных компонентах системы внешних сил.

Решение поставленной задачи, имеющей в общем случае нелинейный характер, целесообразно производить с использованием метода перемещений в матричном виде с переменными элементами матрицы жесткости.

СИСТЕМА УРАВНЕНИЙ ДЕФОРМАЦИОННОЙ МОДЕЛИ

Элементы матрицы жесткости системы уравнений находим с использованием процедуры численного интегрирования.

Для этого в пределах глубины заделки колонны в стакан рассечем стыковое соединение горизонтальными плоскостями на n горизонтальных слоев с началом нумерации слоев от низа колонны (рис. 1, а). Тогда расстояние от центра i -го слоя будет равно $z_i = \Delta z \cdot (i - 0,5)$, где $\Delta z = h_{gl} / n$ — толщина слоя при глубине заделки колонны в стакан h_{gl} .

Перемещение оси колонны на уровне центра тяжести i -го слоя запишется в виде $x_i = x_0 + \varphi z_i$

Далее рассмотрим напряженное состояние i -го горизонтального слоя (рис. 1, б). Поскольку в расчет вводится перемещение оси колонны относительно оси стакана, при расчете учитываются деформации только той половины слоя, которая расположена по направлению перемещения, дальнейшее рассмотрение проводим только для этой половины.

Приложим к внутренней части слоя (колонне) горизонтальное усилие H_i .

Площадь сжимаемого слоя колонны равна $A_{ci} = b_c \Delta z$, а его длина $l_c = h_c / 2$.

Площадь растягиваемого сечения слоя включает в себя площадь бетона стенки $A_{gl} = b_{gi} \Delta z$, площадь бетона замоноличивания $A_{fl} = b_{fi} \Delta z$ и площадь арматуры $A_{sl} = A_s \Delta z / s$. Здесь b_{gi} — суммарная ширина стенок, усредненная по высоте слоя, b_{fi} — суммарная ширина бетона замоноличивания, усредненная по высоте слоя, A_s — суммарная площадь стержней сетки, расположенных в направлении плоскости изгиба стыка, s — расстояние по вертикали между сетками.

Среднее напряжение в колонне равно $\sigma_{ci} = H_i / A_{ci}$. Этому напряжению отвечает секущий модуль деформаций

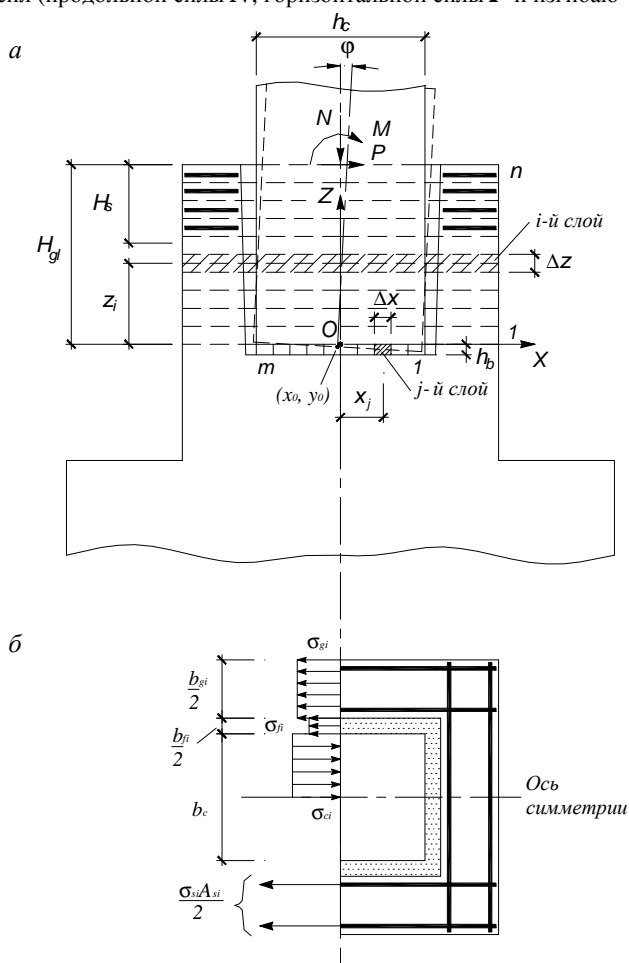


Рисунок 1 – К расчету стыка железобетонной колонны и фундамента

- а – общий вид расчетной модели;
- б – напряженное состояние бетона (выше оси симметрии) и арматуры (ниже оси симметрии) i -го горизонтального слоя.

бетона E_{ci} . Тогда укорочение сжимаемого слоя колонны от горизонтального усилия G_i будет равно $\delta_{ci} = \frac{H_i}{E_{ci}A_{ci}} l_c$.

Прикладываем усилие H_i к растягиваемому сечению горизонтального слоя. При этом принимаем во внимание, что все составные части растягиваемого сечения деформируются совместно, т.е. имеют одинаковое относительное удлинение ϵ_{ii} и линейное удлинение δ_{ii} .

С учетом условия совместности деформаций получаем, следующие выражения для определения ϵ_{ii} и δ_{ii}

$$\epsilon_{ii} = H_i / (E_{gi}A_{gi} + E_{fi}A_{fi} + E_{si}A_{si}) \text{ и } \delta_{ii} = \epsilon_{ii} l_c,$$

где E_{gi} , E_{fi} , E_{si} — секущие модули деформаций соответственно бетона стенок стакана, бетона замоноличивания и арматуры, отвечающие относительной деформации ϵ_{ii} .

Таким образом, полное перемещение оси колонны относительно оси стакана равно

$$\delta_i = \delta_{ci} + \delta_{ii} = H_i \left(\frac{l_c}{E_{ci}A_{ci}} + \frac{l_c}{E_{gi}A_{gi} + E_{fi}A_{fi} + E_{si}A_{si}} \right) = H_i \lambda_i,$$

где λ_i — обобщенный коэффициент податливости i -го слоя. При этом слагаемое $E_{si}A_{si}$ учитывается при определении обобщенного коэффициента податливости только тех горизонтальных слоев, которые расположены в пределах высоты H_s зоны размещения сеток армирования (рис. 1, а).

Обобщенный коэффициент податливости, как следует из приведенной выше зависимости, численно равен перемещению на единицу усилия и является функцией геометрических размеров элементов слоя и физико-механических характеристик материалов, составляющих слой. Поскольку деформации материалов зависят, как правило, от напряжений в них нелинейно, то и обобщенный коэффициент податливости является величиной переменной, зависящей от величины нагрузки.

Имея данные о размерах элементов слоев и физико-механических свойствах материалов, можно предварительно путем итерационных вычислений получить в численном виде прямую зависимость перемещения оси колонны от величины нагрузки. Затем полученную численную зависимость можно аппроксимировать подходящей функциональной зависимостью, полиномом или полилинией и использовать ее в дальнейших расчетах. Однако такой путь, как показывает практика его применения, нельзя признать рациональным, поскольку при переменных параметрах слоев придется для каждого слоя производить подбор своей функциональной зависимости, что существенно усложнит решение задачи.

Гораздо более приемлемым можно считать подход, связанный с использованием обобщенного коэффициента податливости слоя.

Приравняв величины перемещений x_i и δ_i , после преобразований получаем зависимость, связывающую усилие в i -ом слое с перемещениями x_0 и φ

$$H_i = \frac{1}{\lambda_i} x_0 + \frac{z_i}{\lambda_i} \varphi.$$

Правая и левая вертикальные плоскости колонны, перпендикулярные плоскости изгиба стыка, при перемещении колонны пытаются сдвинуться относительно бетона замоноличивания. Бетон замоноличивания препятствует этому сдвигу, и в результате возникают силы трения, которые действуют только в пределах прижатых к бетону замоноличивания участков плоскостей. При этом направление сил трения в

каждой из плоскостей определяется знаком вертикального перемещения этой плоскости. В связи с этим оказалось удобным суммирование усилий производить отдельно для каждой из рассматриваемых плоскостей. При этом считаем, что при известных величинах перемещений x_0 , z_0 и φ можно определить количество p горизонтальных слоев, которые получили отрицательное по величине горизонтальное перемещение, и, следовательно, в пределах этих слоев левая плоскость колонны прижата к примыкающему к ней бетону замоноличивания. Для всех остальных горизонтальных слоев перемещение положительно, что означает прижатие правой плоскости колонны к примыкающему к ней бетону замоноличивания. Таким образом, суммирование всех усилий по левой плоскости производим по слоям от 1 до p , а по правой плоскости — по слоям от $p+1$ до n . Величина μ_i коэффициента трения для i -го слоя определяется в зависимости от величины прижимающих напряжений, нормальных к сдвигающейся плоскости, определяемых по формуле $\sigma_{ci} = H_i / A_{ci}$.

С учетом вышеизложенного находим суммарную поперечную и вертикальную силу, а также изгибающий момент относительно начала системы координат от усилий во всех горизонтальных слоях

$$H_G = x_0 \left[\sum_1^p \left(\frac{1}{\lambda_i} \right) + \sum_{p+1}^n \left(\frac{1}{\lambda_i} \right) \right] + \varphi \left[\sum_1^p \left(\frac{z_i}{\lambda_i} \right) + \sum_{p+1}^n \left(\frac{z_i}{\lambda_i} \right) \right];$$

$$V_G = x_0 \left[\sum_1^p \left(\frac{\pm \mu_i}{\lambda_i} \right) + \sum_{p+1}^n \left(\frac{\mu_i}{\lambda_i} \right) \right] + \varphi \left[\sum_1^p \left(\frac{\pm \mu_i z_i}{\lambda_i} \right) + \sum_{p+1}^n \left(\frac{\mu_i z_i}{\lambda_i} \right) \right] \quad (1);$$

$$M_G = x_0 \left[\sum_1^p \left(\frac{z_i \mp \mu_i l_c}{\lambda_i} \right) + \sum_{p+1}^n \left(\frac{z_i + \mu_i l_c}{\lambda_i} \right) \right] + \varphi \left[\sum_1^p \left(\frac{z_i^2 \mp \mu_i z_i l_c}{\lambda_i} \right) + \sum_{p+1}^n \left(\frac{z_i^2 + \mu_i z_i l_c}{\lambda_i} \right) \right].$$

В уравнениях (1) верхний знак принимается в случае, когда левая грань колонны перемещается вниз по вертикали, а нижний знак при перемещении вверх.

Рассмотрим напряженное состояние слоя бетона замоноличивания толщиной h_b , расположенного под нижним торцом колонны. По аналогии с рассечением стыка на горизонтальные слои (при рассмотрении горизонтальных усилий) в данном случае рассечем бетон замоноличивания вертикальными плоскостями на m вертикальных столбиков с началом их нумерации от правого края торца (рис. 1а). Тогда расстояние от центра j -го столбика можно записать в следующем виде $x_j = 0,5 \Delta x (m + 1 - 2j)$, где $\Delta x = 2l_c / m$ — толщина столбика при размере колонны $2l_c$.

Вертикальное перемещение на уровне центра тяжести j -го столбика запишется в виде $z_j = z_0 - \varphi x_j$.

Приложим к верхней плоскости j -го слоя вертикальное усилие V_j . Площадь каждого слоя бетона замоноличивания равна $A_{bj} = b_c \Delta x$, толщина сжимаемого слоя h_b .

Среднее напряжение в слое равно $\sigma_{bj} = V_j / A_{bj}$. Этому напряжению отвечает модуль деформаций бетона E_{bj} . Тогда укорочение сжимаемого слоя колонны от действия вертикального усилия V_j будет равно

$$\delta_{bj} = V_j \frac{h_b}{E_{bj} A_{bj}} = V_j \eta_j.$$

где η_j — коэффициент податливости j -го столбика.

Этот коэффициент податливости является функцией геометрических размеров столбика и физико-механических характеристик бетона замоноличивания. Поскольку деформации бетона замоноличивания зависят от напряжений нелинейно, то и коэффициент податливости является величиной переменной, зависящей от величины нагрузки.

Исходя из равенства величин перемещений z_j и δ_{bj} , после преобразований получаем зависимость, связывающую усилие в j -ом столбике с перемещениями z_0 и φ .

$$V_{bj} = \frac{1}{\eta_j} z_0 - \frac{x_j}{\eta_j} \varphi.$$

При этом считаем, что при известных величинах перемещений z_0 и φ можно определить количество $s \leq m$ вертикальных столбиков, верх которых получил отрицательное вертикальное перемещение, и, следовательно, в пределах этих столбиков торец колонны контактирует к примыкающему к ней бетону замоноличивания. Для всех остальных вертикальных столбиков перемещение положительно, что означает отставание торца колонны от бетона замоноличивания.

Таким образом, при нахождении суммарной вертикальной реакции от бетона замоноличивания под торцом и изгибающего момента от этой реакции суммирование производится только по расположенным справа $s \leq m$ столбикам

$$\begin{aligned} V_b &= z_0 \sum_1^s \left(\frac{1}{\eta_j} \right) - \varphi \sum_1^s \left(\frac{x_j}{\eta_j} \right); \\ M_b &= z_0 \sum_1^s \left(\frac{x_j}{\eta_j} \right) - \varphi \sum_1^s \left(\frac{x_j^2}{\eta_j} \right) \end{aligned} \quad (2)$$

Бетон замоноличивания понизу закреплен к дну стакана, но нижний торец колонны получил горизонтальное перемещение x_0 . Следовательно, произошли сдвиговые деформации бетона замоноличивания, и при этом появилась горизонтальная реакция H_b .

При сдвиге j -го столбика на величину x_0 появилась реакция H_{bj} , которую можно определить по формуле

$$H_{bj} = x_0 \frac{A_{bj} G_{bj}}{h_b}, \text{ где } G_{bj} \text{ — модуль сдвига бетона } j\text{-го}$$

столбика.

Складывая горизонтальные реакции по расположенным справа $s \leq m$ столбикам, получаем суммарную горизонталь-

$$\begin{aligned} R_{11} &= \sum_1^p \left(\frac{1}{\lambda_i} \right) + \sum_{p+1}^n \left(\frac{1}{\lambda_i} \right) + \sum_1^s \left(\frac{A_{bj} G_{bj}}{h_b} \right); & R_{12} &= 0; \\ R_{21} &= \sum_1^p \left(\frac{\pm \mu_i}{\lambda_i} \right) + \sum_{p+1}^n \left(\frac{\mu_i}{\lambda_i} \right); & R_{22} &= -\sum_1^s \left(\frac{1}{\eta_j} \right); \\ R_{31} &= \sum_1^p \left(\frac{z_i \mp \mu_i l_c}{\lambda_i} \right) + \sum_{p+1}^n \left(\frac{z_i + \mu_i l_c}{\lambda_i} \right); & R_{32} &= -\sum_1^s \left(\frac{x_j}{\eta_j} \right); \\ R_{33} &= \sum_1^p \left(\frac{z_i^2 \mp \mu_i z_i l_c}{\lambda_i} \right) + \sum_{p+1}^n \left(\frac{z_i^2 + \mu_i z_i l_c}{\lambda_i} \right) + \sum_1^s \left(\frac{x_j^2}{\eta_j} \right) \end{aligned} \quad (7)$$

ную реакцию по торцу колонны

$$H_b = x_0 \sum_1^s \left(\frac{A_{bj} G_{bj}}{h_b} \right) \quad (3)$$

Влиянием этой реакции на изгибающий момент относительно начала системы координат пренебрегаем из-за малости плеча x_0 .

Окончательно условия равновесия внешних сил и реакций от перемещений записываются в виде

$$\begin{aligned} H_G + H_s + H_b &= P; \\ V_g + V_s + V_b &= N; \end{aligned} \quad (4)$$

$$M_g + M_s + M_b = M + P h_{gl}.$$

После подстановки выражений для слагаемых окончательно получаем систему уравнений для нахождения неизвестных x_0, z_0 и φ

$$\begin{aligned} x_0 \left[\sum_1^p \left(\frac{1}{\lambda_i} \right) + \sum_{p+1}^n \left(\frac{1}{\lambda_i} \right) + \sum_1^s \left(\frac{A_{bj} G_{bj}}{h_b} \right) \right] + \\ + \varphi \left[\sum_1^p \left(\frac{z_i}{\lambda_i} \right) + \sum_{p+1}^n \left(\frac{z_i}{\lambda_i} \right) \right] &= P \\ x_0 \left[\sum_1^p \left(\frac{\pm \mu_i}{\lambda_i} \right) + \sum_{p+1}^n \left(\frac{\mu_i}{\lambda_i} \right) \right] - \\ - z_0 \sum_1^s \left(\frac{1}{\eta_j} \right) + \varphi \left[\sum_1^p \left(\frac{\pm \mu_i z_i}{\lambda_i} \right) + \sum_{p+1}^n \left(\frac{\mu_i z_i}{\lambda_i} \right) + \sum_1^s \left(\frac{x_j}{\eta_j} \right) \right] &= N \\ x_0 \left[\sum_1^p \left(\frac{z_i \mp \mu_i l_c}{\lambda_i} \right) + \sum_{p+1}^n \left(\frac{z_i + \mu_i l_c}{\lambda_i} \right) \right] - z_0 \sum_1^s \left(\frac{x_j}{\eta_j} \right) + \\ + \varphi \left[\sum_1^p \left(\frac{z_i^2 \mp \mu_i z_i l_c}{\lambda_i} \right) + \sum_{p+1}^n \left(\frac{z_i^2 + \mu_i z_i l_c}{\lambda_i} \right) + \sum_1^s \left(\frac{x_j^2}{\eta_j} \right) \right] &= (5) \\ &= M + P \cdot h_{gl} \end{aligned}$$

В матричном виде эту систему можно записать в виде

$$\begin{Bmatrix} P \\ N \\ M + P \cdot h_{gl} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} R_{11} & R_{12} & R_{13} \\ R_{21} & R_{22} & R_{23} \\ R_{31} & R_{32} & R_{33} \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} x_0 \\ z_0 \\ \varphi \end{Bmatrix}, \quad (6)$$

где слева вектор-столбец внешних сил, справа — матрица жесткости и вектор-столбец деформаций, а x_0, z_0 — переме-

шения базовой точки, φ — угол поворота оси колонны относительно оси стакана.

Элементы матрицы жесткости рассматриваются как некоторые переменные жесткостные характеристики стаканного стыка, формула (7).

ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОСТЬ РАСЧЕТА

Систему (6) при заданных внешних силах и принятых параметрах стаканного стыка относительно вектора деформаций решают итерационным способом по следующему алгоритму.

1. По формулам (7) вычисляют элементы матрицы жесткости, принимая в первом приближении упругую работу материалов всех элементов стыка, т.е. принимаем все величины секущих модулей деформаций равными начальным значениям. Кроме того, не учитываем силы трения.
2. Решают систему уравнений (6) с постоянными коэффициентами, относительно x_0 , z_0 и φ .
3. При полученных при расчете величинах x_0 , z_0 и φ определяют величины перемещений каждого из горизонтальных слоев и вертикальных столбиков. Уточняют границы области контакта левой и правой плоскостей колонны и ее нижнего торца с бетоном замоноличивания. Кроме того, определяют направления вертикальных перемещений левой и правой боковых плоскостей колонны, а также направление действия сил трения по этим плоскостям.
4. По численным или аналитическим зависимостям, связывающим перемещения с усилиями, для каждого из элементов, учитываемых при численном интегрировании, устанавливают новые значения обобщенных коэффициентов податливости горизонтальных слоев, коэффициентов трения, коэффициентов податливости вертикальных столбиков и модулей сдвига бетона замоноличивания. При достижении бетоном замоноличивания или бетоном стенок стакана предельных деформаций растяжения в уравнениях, которые используются для расчета коэффициента податливости, принимают площадь этого бетона равной нулю.
5. По формулам (7) уточняют элементы матрицы жесткости стыка, учитывая при этом силы трения. При этом в случае, если величина горизонтальной реакции H_{bj} в вертикальном столбике превышает величину вертикальной реакции V_{bj} , умноженную на коэффициент трения μ_j , то величину горизонтальной реакции в этом столбике ограничивают путем соответствующей корректировки модуля сдвига G_{bj} .
6. Повторяют решение системы уравнений (6), добиваясь заданной сходимости принятых при назначении жесткостных параметров стыка величин неизвестных и величин неизвестных, полученных после решения системы уравнений при назначенных жесткостных параметрах.

Описанная выше деформационная расчетная модель стыка железобетонной колонны с фундаментом стаканного типа реализована в виде программы SCB (Socket Column Base), написанной на алгоритмическом языке FORTRAN, по которой просчитаны деформации испытанных стыков и произведено их сравнение с опытными величинами.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Разработана деформационная расчетная модель стыка железобетонной колонны с фундаментом стаканного типа, учитывающая прочностные и деформативные свойства материалов стыка, силы трения по боковым поверхностям и под торцом колонны, а также образование и раскрытие трещин в стенках стакана.

Разработанная модель позволяет рассчитать напряженно-деформированное состояние стаканного стыка на любых ста-

диях его нагружения, включая стадию образования трещин в стенках стакана и стадию разрушения стыка.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Коровин Н.Н. Экспериментальные исследования анкеровки арматуры колонн в стаканном фундаменте // Совершенствование железобетонных конструкций: Сб. ст. — М.: Стройиздат, 1978. — С. 129-143 с.
2. Королев Л.В. Экспериментальное исследование стаканых фундаментов для сборных колонн. Вопросы расчета и конструирования стенок железобетонного стакана: Автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / НИИЖБ. — М., 1964. — 16 с.
3. Голосов В.Н. Расчет стаканых сопряжений круглых железобетонных колонн с ростверком // Расчет и конструирование железобетонных конструкций: Тр. / НИИЖБ. — М., 1977. — Вып. 37. — С. 75-81.
4. Коровин Н.Н., Ступкин А.В. Исследование прочности стаканых фундаментов // Промышленное строительство. — 1974. — № 2. — С. 37-39.
5. Артемчук А.А., Коровин Н.Н. Исследование работы стыка железобетонной колонны со сборно-монолитным фундаментом // Совершенствование железобетонных конструкций одноэтажных и многоэтажных зданий: Сб. ст. — М.: НИИЖБ, 1992. — С. 10-20.
6. Пособие по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений (к СНиП 2.03.01-84 и СНиП 2.02.01-83) / Ленпроектстройпроект.— М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. — 112 с.
7. Михельсон Е.Э. Опоры электрических воздушных линий из центрифугированного бетона. — Тбилиси: ТНИСГЭИ, 1949. — 225 с.
8. Мойжес Л.Б. О работе стыков стаканного типа под внецентренной нагрузкой // Бетон и железобетон. — 1959. — № 8. — С. 373-375.
9. Рак Н.А., Пецольд Т.М. К образованию трещин в нормальных сечениях кольцевых колонн в зоне их примыкания к фундаменту // Рациональные строительные конструкции зданий и сооружений: Сб. ст.— Мн.: ИСиА, 1985. — С. 19-26.
10. Рак Н.А., Пецольд Т.М. Напряженное состояние центрифугированных колонн кольцевого сечения в зоне заземления в фундамент // Строительные конструкции: Сб. ст. — Мн.: ИСиА, 1983.— С. 44-51.
11. Аль-Шари Х.А. Напряженно-деформированное состояние узла сопряжения центрифугированных колонн кольцевого сечения с фундаментом стаканного типа: Дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. — Минск, 1993. — 143 с.
12. Рак Н.А. Влияние деформативности узла сопряжения колонны с фундаментом стаканного типа на напряженно-деформированное состояние рам каркасных зданий // Вестник БГТУ. Строительство и архитектура. — 2001. — № 1(7) — С. 99-105.
13. Клевцов В.А., Садовский Ю.И. Деформативность податливых стыков колонн с фундаментами в зданиях с диафрагмами жесткости // Эффективные строительные конструкции зданий и сооружений: Сб. ст. — Мн.: БелНИИС, 1995. — С. 46-51.
14. Кудрявцев А.А. Несущая способность опорных конструкций контактной сети. — М.: Транспорт, 1988. — 160 с.
15. Васюков Г.В. К расчету стаканного стыка сборной железобетонной колонны с фундаментом // Бетон и железобетон. — 1969. — № 1.— С. 42-44.
16. Абдуллин Н.Б., Назаров А.Д. Исследование узлов сопряжения колонны со свай-оболочкой при внецентренном сжатии // Строительные материалы и конструкции: Сб. ст. — Уфа, 1986. — С. 49-66.

17. Технология и индустриализация армирования железобетонных конструкций. Конструирование // ЕКБ-ФИП. Информационный бюллетень № 87. — М., НИИЖБ Госстроя СССР.
18. DIN 1045-1. Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion.
19. Eurocode 2. Design of Concrete Structures. Part 1: General Rules and Rules for Buildings. EN 1992-1 (final draft). — CEN, October 2001. — 222 pp.
20. Osanai Y., Watanabe F., Okamoto S. Stress Transfer Mechanism of Socket Base Connections with Precast Concrete Columns // ACI Structural Journal. — 1996. — V. 93, № 3. — P. 266–276.
21. Коровин Н.Н., Голосов В.Н. Экспериментальное определение коэффициента трения на контакте сборного и монолитного бетона // Совершенствование стыков железобетонных конструкций: Сб. ст. — М.: НИИЖБ, 1987. — С. 30–36.
22. Тиммуск Я.М., Эйн Э.Э. Исследование совместной работы стакана фундамента с колонной // Исследования по строительству. Напряжения в бетоне. Испытание конструкций: Сб. ст. — Таллин: Валгус, 1978. — С. 92–103.

УДК 624.012.44

Рак Н.А., Аль-Арики Н.

ВЛИЯНИЕ УСЛОВИЙ ПРИЛОЖЕНИЯ НАГРУЗКИ НА ПРОЧНОСТЬ ТЯЖЕЛОГО ВЫСОКОПРОЧНОГО БЕТОНА ПРИ МЕСТНОМ СЖАТИИ

ВВЕДЕНИЕ

Анализ выполненных в различных странах исследований прочности бетона на местное сжатие показал, что в большинстве из них изучались бетоны с кубиковой прочностью на сжатие до 60 МПа. Имеются лишь очень немногочисленные данные для бетонов с более высокой прочностью. В связи с этим нормативные и другие зависимости для расчета прочности бетона при местном сжатии обеспечивают надежность расчета только для бетонов с кубиковой прочностью не выше 60 МПа. Для обоснования их применимости при бетонах более высокой прочности необходимо было выполнить специальные исследования.

При анализе результатов проведенных ранее исследований прочности бетона при местном сжатии было выявлено, что наблюдается систематическое занижение расчетом несущей способности бетонных элементов из тяжелого бетона при размере площадки приложения нагрузки менее 30 мм. Причем с уменьшением размера до 10 мм занижение достигает более 40 %. К сожалению, число имеющихся данных по прочности бетона на местное сжатие при малых размерах площадки приложения нагрузки очень невелико, что не давало достаточных оснований для учета влияния размера площадки нагружения при расчете.

Приложение местной сжимающей нагрузки к бетонным и железобетонным элементам может осуществляться как непосредственно на бетон, так и через стальные пластины. Очевидно, что при действии местной нагрузки через стальные пластины бетон находится в более благоприятном напряженно-деформированном состоянии, чем при действии этой нагрузки непосредственно на бетон. Однако в связи с небольшим количеством экспериментальных данных при расчете элементов при местном сжатии до сих пор не учитывается влияние условий приложения нагрузки.

Для решения перечисленных выше вопросов на кафедре «Железобетонных и каменных конструкций» Белорусской государственной политехнической академии были проведены экспериментальные исследования прочности при местном сжатии бетонов с кубиковой прочностью 90 МПа (I и III серии) и 60 МПа (II серия).

МЕТОДИКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

Исследования производились на бетонных призмах размерами 100x100x400 мм и 150x150x600 мм, изготовленных в

НИЛ промышленного и гражданского строительства БГПА. Состав бетонной смеси подбирался по «Рекомендациям по подбору составов высокопрочного бетона», разработанным в БелНИИС под руководством проф. Н.П. Блещика.

При изготовлении призм использовался портландцемент ПЦ 500-Д20 ОАО «Красносельскцемент» с активностью $R_{II} = 52,3$ МПа. Крупный заполнитель — щебень гранитный Михашевичского камнеобрабатывающего завода с предельной крупностью 20 мм и маркой по дробимости М1400. В качестве мелкого заполнителя использовался кварцевый песок ДСЗ «Волма», соответствующий группе песков I класса средней крупности по ГОСТ 8736-93. Для повышения удобоукладываемости бетонной смеси вводился суперпластификатор С-3 Мозырского завода СЖБ №12.

Для контроля физико-механических характеристик бетона были изготовлены контрольные образцы — неармированные бетонные призмы соответствующего размера и кубы размером 100x100x100 мм. Кубиковая прочность бетона I и III серий составила 83,5–96,5 МПа, а II серии — 62,0–72,0 МПа.

Испытания призм производились в испытательном цехе Отраслевой НИЛ строительных конструкций БГПА на прессе мощностью 5000 кН.

При испытании образцов I и II серий нагрузка на образцы прикладывалась на бетон через штампы, имеющие размеры 10x10, 20x20, 40x40, 60x60 мм для призм размерами 100x100x400 мм, а также 15x15, 30x30, 60x60, 90x90 мм для призм 150x150x600 мм. Отношение площади призмы к площади приложения нагрузки изменялось для каждого размера призм в широком диапазоне (от 2,777 до 100).

При испытании образцов III серии нагрузка на образцы прикладывалась через штампы, опирающиеся на стальные пластины толщиной 6 и 12 мм. При этом штампы имели размеры 40x40, 60x60 мм для призм размерами 100x100x400 мм, а также 60x60, 90x90 мм для призм 150x150x600 мм. Таким образом, отношение площади призмы к площади приложения нагрузки на пластину принято на двух уровнях — 2,777 и 6,25.

При испытании с помощью индикаторов часового типа с ценой деления 0,01 мм измерялись перемещения штампа относительно нагружаемой поверхности, а также условной равномерно деформируемой плоскости образца, расположенной от нагружаемого торца на расстоянии, равном поперечному размеру призмы. С помощью индикаторов часового типа с ценой деления 0,001 мм измерялись продольные деформации

Аль-Арики Набиль. Аспирант каф. железобетонных и каменных конструкций Белорусского национального технического университета.

Беларусь, БНТУ, г. Минск, пр. Ф. Скорины, 65.