

арматурную сталь (из классов, имеющих в регионе строительства), для которой отношение c_{sp} / R_{sp} имеет минимальное значение.

1. Трофимович В.В., Пермяков В.А. Проектирование предварительно напряженных вантовых систем. – К: Будівельник, 1970. – 140 с.

2. Шагин А.Л. Конструкции с локальным предварительным напряжением / Научно-практические проблемы современного железобетона. – К.: Техніка, 1996. – С. 193-196.

3. Салия Г.Ш. Экспериментальные исследования локально предварительно напряженных элементов с арматурой класса А-III // Науковий вісник будівництва: Зб. наук. праць. Вип.2. – Харків: ХДГУБА, ХОТВ АБУ, 1998. – С. 201-203.

Получено 20.05.2005

УДК 721.01 : 624.012 : 681.3.06

Д.А.ГОРОДЕЦКИЙ, канд. техн. наук

*Киевский государственный научно-исследовательский институт
автоматизированных систем в строительстве*

НЕКОТОРЫЕ ПРОБЛЕМЫ РАСЧЕТА ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЙ, УСИЛЕННЫХ БАЛКАМИ

Рассматриваются различные расчетные модели плиты перекрытия усиленной балками для общего случая с нерегулярным расположением балок и неоднозначными условиями взаимного опирания. Для каждой модели приводятся численные примеры расчета с последующим сравнением и анализом их применимости в компьютерных технологиях проектирования.

Усиление плит балками достаточно часто встречается в современном домостроении, хотя это и противоречит требованиям свободной планировки (потолки должны быть гладкими). Поэтому балки стремятся расположить в створе перегородок, наружных стен. В любом случае расположение балок, как правило, нерегулярное, нет четко выраженной системы главных и второстепенных балок, балки могут иметь небольшую высоту и здесь часто нагрузки передаются на опоры за счет работы собственно плиты, а балки играют несамостоятельную роль. В этом случае опыт расчета и проектирования ребристых перекрытий (эти примеры имеются в каждом учебнике по железобетонным конструкциям, где рекомендуется определять нагрузку от плиты на второстепенные балки, считая опирание плиты на них жестким, затем рассчитать второстепенные балки, считая их опирания на главные балки жестким и т.д.) малопригоден и может иметь разве что антикварную ценность.

С другой стороны, с точки зрения метода конечных элементов как будто бы не должно быть никаких проблем: вводится конечно-элементная сетка плиты с базовыми точками на линиях балок, нагрузка прикладывается по верху плиты и т.д. Но здесь возникает много

проблем, связанных со стыковкой в конечно-элементной модели элементов различной мерности. Главная проблема здесь – как назначить жесткость балки.

Если в конечно-элементную модель плиты, узлы сетки которой лежат на срединной поверхности, ввести стержни сечением $h_c \times b_c$, то будет рассчитана система со взаимным расположением плиты и балки, представленным на рис.1, б. Конечно, такая модель не выдерживает никакой критики. Можно ввести тавровое сечение балки. Взаимное расположение плиты и балки в этом случае представлено на рис.1, в. Но здесь возникает вопрос о том, как назначить ширину полки. Разные методические материалы дают различные рекомендации – от 6 до 15 толщин плиты. Кроме того, по этой схеме работа плиты учитывается дважды. Правда, это вполне допустимо, так как конечные элементы плиты моделируют изгибную группу усилий, а часть плиты в составе полки балки моделирует мембранную группу усилий.

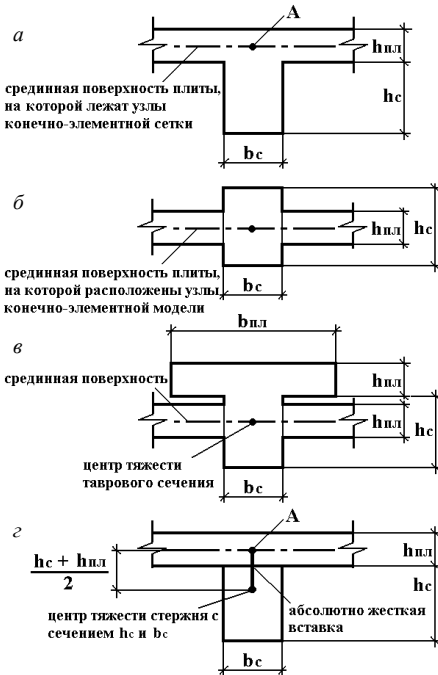


Рис.1

Достаточно адекватной является модель, предложенная в [1] (взаимодействие плиты и балки представлено на рис.1, з). В этом случае стержни сечением $h_c \times b_c$ подвешиваются с помощью абсолютно жестких вставок к узлам конечно-элементной модели плиты, лежащими в ее срединной поверхности. Здесь (в отличие от моделей рис.1, б и рис.1, в, где в конечных элементах плиты и стержней возникает только изгибная группа усилий, а каждый узел конечно-элементной схемы имеет три степени свободы – вертикальное перемещение и два угла поворота) каждый узел конечно-элементной схемы имеет пять степеней

свободы – три линейных перемещения и два угла поворота, а конечные элементы плиты испытывают кроме изгибной также мембранную

группу усилий*, а в стержневом элементе, кроме изгибающего момента (M_c) и поперечной силы, возникает еще и нормальная сила (N_c).

Хотя последняя модель наиболее полно отображает действительную работу конструкции и снимает вопрос о назначении ширины полки в тавровой балке, вместе с тем возникают трудности на последних этапах проектирования балки. Конечно, можно просто рассчитать сечение стержня $h_c \times b_c$ на полученные в нем усилия M_c и N_c . Однако, как правило, значение N_c велико, и он будет законструирован как внецентренно растянутый элемент и подобранная арматура в нем будет распределена по всему периметру, в то время как по правилам конструирования балочных ростверков арматура должна быть расположена у нижней и верхней граней. Таким образом, для конструирования желательнее рассматривать тавровое сечение балки, подверженное изгибу, однако не ясно, какой изгибающий момент действует на балку и какое сечение балки надо рассчитывать.

В этом случае можно рассматривать следующий инженерный подход, основанный на гипотезе о том, что равнодействующая мембранных сил плиты, уравнивающая нормальную силу в подвешенном стержне (N_c), приложена в центре плиты (точка А на рис.2). Тогда можно считать, что изгибающий момент, действующий на балку таврового сечения, равен $M_\sigma = M_c + N_c \times 0,5(h_c + h_n)$. Остается только определить ширину полки тавровой балки. Здесь можно с некоторой натяжкой использовать вышепринятую гипотезу: если центр тяжести мембранных сил приложен в центре плитной части (точка А), то полка должна быть равномерно сжата. Так как арматура будет рассчитываться в рамках предположений о предельном состоянии сечения, то напряжение в полке будет R_σ . Поэтому ширина полки $b_n = N_c / (h_n \times R_\sigma)$.

Поперечная сила в балке определяется как первая производная (при численных расчетах используется конечноразностный подход) от моментов $M_\sigma(x)$. Так как эпюры M_c и N_c в стержне имеют ступенчатый вид (рис.5, з), т.е. в каждом сечении имеется два значения момента и нормальной силы, то их следует либо усреднить, либо брать их значения в серединах отрезков. Конечно, предположения о том, что

* Хотя эти элементы и плоские, но они моделируют как изгибающую, так и мембранную группу усилий, т.е. набор усилий характерный для оболочек.

напряжения в полке для определения M_{δ} приняты постоянными, а при определении b_n равны R_{δ} , в ряде случаев могут оказаться недостаточно удачными, поэтому ниже приводится несколько другой подход, основанный на гипотезе плоских сечений (рис.2). Деформация сечения определяется на основе эпюры напряжений в сечении стержня:

$$\sigma_{\max} = +N_c/F_c + M_c/W_c; \quad \sigma_{\min} = +N_c/F_c - M_c/W_c;$$

$$F_c = h_c \times b_c; \quad W_c = b_c \cdot h_c^2/6.$$

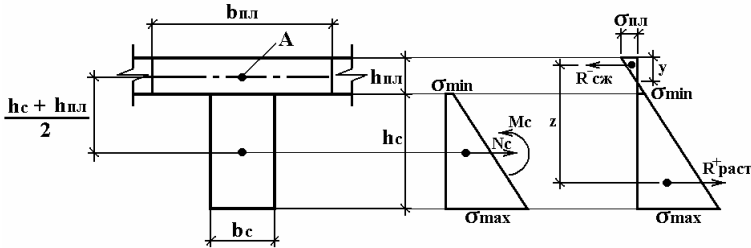


Рис.2

Далее наклон сечения продлевается в область плиты и из геометрических соотношений определяется σ_n , y , z , $R_{сж} = R_{раст}$.

После этого определение M_{δ} и b_n представляется делом техники:

$$M_{\delta} = R_{раст} \times z; \quad b_{\delta} = R_{сж}/(0,5 \sigma_n \times y).$$

Для иллюстрации вышеприведенных рассуждений приведем численный пример (рис.3). Рассчитывается плита пролетом 6м, шарнирно опертая по двум сторонам (длиной 5 м). В середине плита подперта балкой 40х30 см. Нагрузка на плиту составляет 1,5 т/м². На рис.4 приведены результаты расчета этой плиты по схеме, аналогичной приведенной на рис.1, в, т.е. конечно-элементная модель представляет собой набор плитных элементов совместно с изгибным стержнем таврового сечения, имеющим ширину полки 1,5 м, т.е. свесы приняты по $3 \times \delta = 0,6$ м.

На рис.4, а приведены изополя перемещений, на рис.4, б – изополя M_x и на рис.4, в – эпюры моментов в балке таврового сечения. На рис.5 приведены результаты расчета по схеме, аналогичной рис.1, г. Здесь плита моделируется конечными элементами оболочечного типа, а стержневой элемент размерами 40х30см подвешивается к узлам рас-

четной схемы на абсолютно жестких вставках длиной $0,5 \times (40 \times 20) = 30$ см.

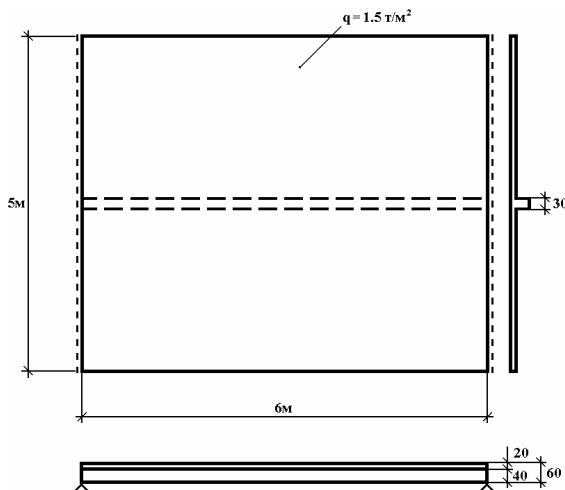


Рис.3

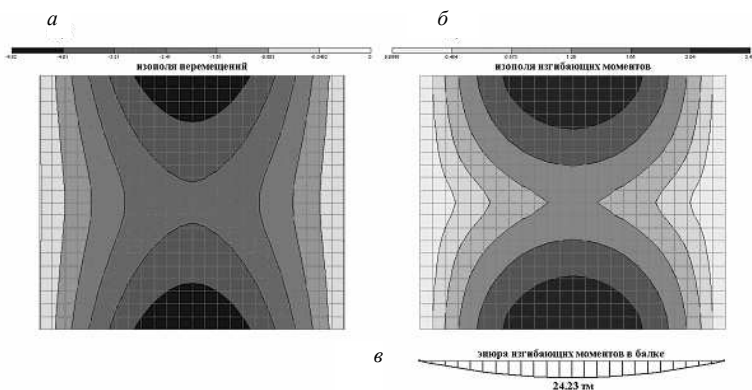


Рис.4

На рис.5, *a* приведены изополя перемещений, на рис.5, *б* – изополя M_x в плите, на рис.5, *в* – изополя N_x в плите, на рис.5, *г* – эпюры моментов в стержневом элементе, а на рис.5, *д* – эпюры нормальных сил в стержневом элементе.

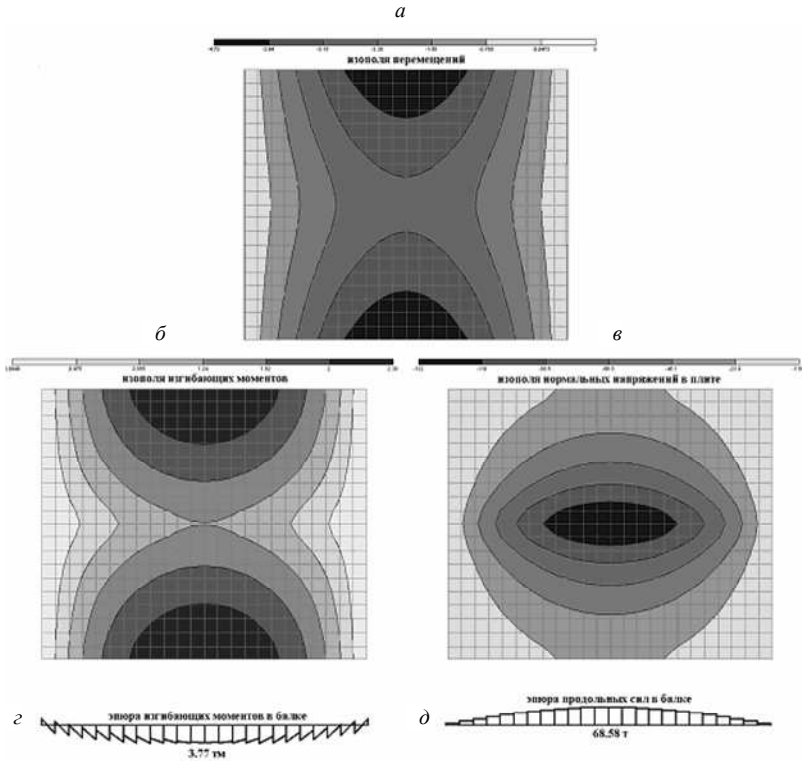


Рис.5

Сравнивая результаты обоих расчетов, видно, что они примерно одинаковые, практически совпадают перемещения, моменты в плите и моменты в балке. Момент в балке по первой схеме в середине пролета равен 24,23 тм, а в гипотетической второй балке $M=3,77+68,58 \times 0,3=24,34$ тм, где 3,77 и 68,58 – момент и нормальная сила в подвешенных стержнях; 0,3 – величина абсолютно жесткой вставки.

Таким образом, подход с непосредственным введением в расчет тавровых балок (рис.1, в, рис.4) более легок в реализации и удобен для последующего конструирования балок. Опасения, что в этом случае плита учитывается дважды, не имеют особых оснований, так как здесь просто отдельно учитывается мембранная и изгибная группы возникающих в плите усилий. Конечно, возникает вопрос о том, какую ширину полки тавровой балки принять. Методика, представленная на

рис.2, очень громоздка и требует предварительного расчета по уточненной конечно-элементной схеме (рис.1, з). В приведенном численном примере свесы полков были приняты $3h_n$ (т.е. вся ширина полки составляет $3 \times 0,2 + 0,3 + 3 \times 0,2 = 1,5$ м), что оказалось удачным. Можно рекомендовать размеры свесов $2h_n \div 4h_n$, хотя эта рекомендация очень приближительна, и в каждом отдельном случае специалист сам должен принять решение

1.Федоровский В.Г., Безволев С.Г. Прогноз осадок фундаментов мелкого заложения и выбор модели основания для расчета плит // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2000. – № 4. – С.10-18.

Получено 23.05.2005

УДК 624.046 : 691.327 : 666.973.6

И.М.ПОСТЕРНАК

Одесская государственная академия строительства и архитектуры

ВЛИЯНИЕ НАПОЛНИТЕЛЯ НА КОЭФФИЦИЕНТ α ДЛЯ РАСЧЕТА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СТЕНОВЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ КОНСТРУКЦИОННО-ТЕПЛОИЗОЛЯЦИОННОГО НЕАВТОКЛАВНОГО ПЕНОБЕТОНА

Приводятся результаты экспериментальных исследований влияния количества и качества минерального наполнителя на структурный коэффициент α для расчета несущей способности стеновых элементов из конструкционно-теплоизоляционного неавтоклавного пенобетона.

Изделия и конструкции из конструкционно-теплоизоляционного неавтоклавного пенобетона (КТНПБ) являются высокоэффективными и имеют ряд преимуществ перед традиционными, поэтому исследование несущей способности, в частности коэффициента α (учет влияния вида и структуры ячеистого бетона) является актуальной задачей [1].

Основная цель статьи заключается в оценке влияния количества и качества наполнителя на структурный коэффициент α для расчета стеновых элементов из КТ НПБ.

Методика проведения эксперимента, состав смеси, характеристики используемых материалов, технология приготовления смеси, размеры образцов и их количество приведены в работе [2].

Коэффициент α в экспериментальных исследованиях подразделяется в зависимости от вида конструктивного армирования на α_A (Вр-1 Ø4 мм при $\mu_s=0,14$) и α_B (А240С Ø6 мм при $\mu_s=0,30$).

Величина коэффициента α_A в зависимости от количества и качества наполнителя изменяется от 0,804 до 0,943 (на 14,7%) и представ-