УДК 624.073

ПРЕДЕЛЬНОЕ СОСТОЯНИЕ СТАЛЕБЕТОННЫХ КРУГЛЫХ ПЛИТ ПО НОРМАЛЬНОМУ СЕЧЕНИЮ

Ватуля Г.Л., Шевченко А.А.

Украинская государственная академия железнодорожного транспорта
г. Харьков, Украина

АНОТАЦІЯ: У статті наводяться результати теоретичних досліджень плит методом граничної рівноваги із зовнішнім армуванням листовою сталлю і з'єднаних з бетоном за допомогою анкерів. Розглядаються круглі сталебетонні плити, оберті по контуру. Метод дозволяє визначити не тільки граничні значення навантажень, але і граничні деформації.

АННОТАЦИЯ: В статье приводятся результаты теоретических исследований плит методом предельного равновесия с внешним армированием листовой сталью и соединенных с бетоном при помощи анкеров. Рассматриваются круглые сталебетонные плиты, опертые по контуру. Метод позволяет определить не только предельные значения нагрузок, но и предельные деформации.

ABSTRACT: The authors provide the theoretical investigations of steel concrete slabs by the method of limiting equilibrium. External steel sheet reinforcement is connected to concrete layer with anchors. Steel concrete slabs have the support contour. The method allows determining not only the limiting values of the loads, but the limit deformation.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: Сталебетонная плита, внешнее армирование, петлевые анкера, предельное состояние, нормальное сечение.

ВВЕДЕНИЕ

В настоящее время известно много способов достаточно точного расчета пластин из упругопластичных материалов, позволяющих моделировать поведение конструкции под нагрузкой с учетом перераспределения усилий вплоть до разрушения. Однако эти расчеты связаны со сложными и громоздкими вычислениями.

АНАЛИЗ ПОСЛЕДНИХ ИССЛЕДОВАНИЙ

Существуют и упрощенные методы, дающие приближенные решения, удобные для практических расчетов пространственных статически неопределимых конструкций. Решения эти привлекают своей простотой и универсальностью, которые сочетаются с достаточной для строительных конструкций точностью. Таким методом является разработанный Гвоздевым А.А. [1] метод предельного равновесия, нашедший широкое применение в расчетах несущей способности железобетонных конструкций, в том числе и плит [2, 3, 4, 5], а также в расчетах составных стержней и пластин с упругопластическими слоями и упругопластическими связями сдвига [6].

Рассматривая предельное состояние составных пластин, к разряду которых можно отнести сталебетонные плиты, необходимо иметь в виду, что оно обусловлено не только прочностными свойствами составляющих плиту компонентов, но также и свойствами средств, обеспечивающих совместную работу. Как показано в теории составных стержней и пластин, одной из вероятных форм разрушения сочлененных конструкций является потеря несущей способности вследствие недостаточной прочности связей сдвига. Метод позволяет определить не только предельные значения нагрузок, но и предельные деформации [7].

В имеющихся по сталебетонным плитам работах [8, 9] считается, что несущая способность по связям сдвига обеспечена, для чего рекомендуется назначать требуемую интенсивность анкеровки листовой арматуры с бетоном из условия равенства сдвигающих усилий, воспринимаемых анкерами, предельному усилию, воспринимаемому поперечным сечением стального листа. Такое условие справедливо только в тех случаях, когда обеспечена одинаковая работа связей-анкеров по площади контакта. Поэтому в [9] для предотвращения разрушения по невыгодной схеме излома (имеется в виду разрушение по контакту) считается необходимым вынесение объединительных средств за грань опирания плиты.

Целью и задачей данного исследования является определение предельных нагрузок на сталебетонные пластины круглого очертания и изучение предельного состояния.

В качестве критерия, определяющего характер разрушения по контакту или нормальному сечению, можно ввести понятие коэффициента интенсивности соединения стального листа с бетоном как отношения суммарного усилия, воспринимаемого связями сдвига к усилию, необходимому для доведения напряжений в стальном листе до предела текучести во взаимно перпендикулярных направлениях:

$$k = \frac{\sum_{i=1}^{n} Q_i}{\pi D A_s f_{yd}},$$

где Q_i – несущая способность i -той связи сдвига;

f_{yd}, A_s – предел текучести листовой арматуры при одноосном растяжении и площадь стального листа на единице длины сечения;

D – диаметр плиты.

Очевидно, когда $k_u \le 1{,}0$, предельное состояние сталебетонной плиты будет определяться прочностью объединительных средств, а механические свойства листовой арматуры будут использоваться не в полную меру, так как связи сдвига не могут обеспечить нагрузку на стальной лист до состояния текучести.

В случае, когда $k_u \ge 1{,}0$, возможно определение предельного состояния из условия прочности по нормальному сечению и по контакту стального листа с бетоном. Последнее может быть исключено при некотором расположении объединительных средств или равномерном распределении контактных усилий. Такой случай рассмотрен в работе [9], где приведена формула для определения усредненной величины изгибающего момента вдоль линии пластического шарнира при разрушении плиты по прочности нормальных сечений. Считая справедливым предпосылки метода предельного равновесия [1], обоснование которых применительно к сталебетонным плитам изложено в [9], можно предложить следующий способ определения несущей способности из условия прочности нормальных сечений.

Будем предполагать, что разрушение плиты произойдет по известной схеме пологой пирамиды с вершиной в точке приложения силы и при этом величина $\eta_i = \sigma_2 / \sigma_1 = const$ в стали и в бетоне постоянная или, по крайней мере, незначительно изменяется с появлением в конструкции деформаций нелинейного характера. Тогда величина η_i, найденная из упругого расчета, будет справедлива для точек плиты вдоль линии пластического шарнира в предельном состоянии. Напряженное состояние в сечении, перпендикулярном линиям пластического шарнира, принято в следующем виде (рис. 1).

Спроектируем все силы, действующие в сечении, на горизонталь:

$$\sum X = 0;\ f_{cd} X - \sigma_s A_s = 0,$$

откуда

$$X = \frac{\sigma_s A_s}{f_{cd}}. \qquad (1)$$

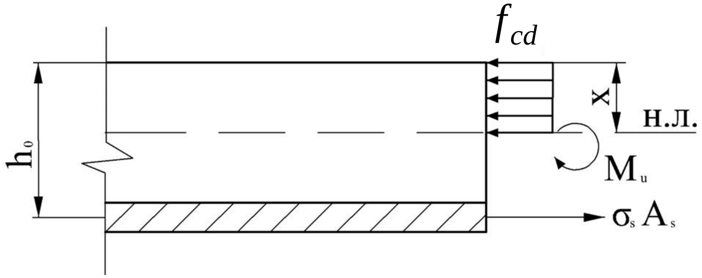

Рис. 1. Напряженное состояние плиты по линиям пластических шарниров

Составим уравнение моментов всех сил относительно нейтральной линии

$$f_{cd}\,\frac{x^2}{2}+\sigma_s A_s(h_0-x)=dM_u.$$

С учетом (1) после преобразований найдем предельный момент по линии пластических шарниров (рис. 1):

$$M_u=\int_0^{l_i} A_s\bar{\sigma}_{si}\left[h_0-0{,}5A_s\sigma_{si}/\bar{f}_{cdi}\right]\cdot dl\,, \qquad (2)$$

где l_i – длина некоторого i-того участка пластического шарнира;

$\bar{\sigma}_{si}, \bar{f}_{cdi}$ – предельные напряжения в стальном листе и бетоне в направлении, перпендикулярном к линии пластического шарнира с учетом двухосного напряженного состояния. Как показывают численные расчеты, увеличение прочности на 30%, соответствующее двухосному сжатию, мало сказывается на величине предельного момента. Поэтому для ориентировочного расчета по формуле (2) можно принять $\bar{f}_{cdi}=f_{cd}$, где f_{cd} – прочность бетона при одноосном сжатии;

h_0 – рабочая высота сечения;

– площадь листовой арматуры на единице ширины пластического шарнира.

Вследствие изотропного характера армирования сталебетонных плит, направление линии пластического шарнира можно считать перпендикулярным к направлению главных площадок. Следовательно, величина предельных напряжений, совершающих работу на виртуальных перемещениях, равна напряжениям на главной площадке. Тогда в соответствии с условием пластичности по энергетической теории Мизеса имеем:

$$\overline{\sigma}_{si} = f_y / \sqrt{1+\eta^2-\eta}\ , \qquad (3)$$

где f_y – физический предел текучести при однородном растяжении;

η – меняющаяся вдоль линии пластического шарнира величина соотношения напряжений на главных площадках.

Закономерность изменения величины $\eta = \sigma_2 / \sigma_1$ в явном виде очень сложна, поэтому вычисление предельного момента по формуле (2) производится численно. Для этого линия пластического шарнира разбивается на конечное число достаточно малых отрезков, в пределах которых можно сказать, что $\eta = const$. Будем предполагать, что в процессе нагружения с появлением в элементах конструкции деформаций нелинейного характера и перераспределение усилий с одного направления на другое незначительно. Тогда величина η, найденная из упругого расчета, будет справедлива для точек плиты вдоль линии пластического шарнира в предельном состоянии.

Объём эпюры прогибов (рис. 2.б) $V = \dfrac{Sw}{3}$.

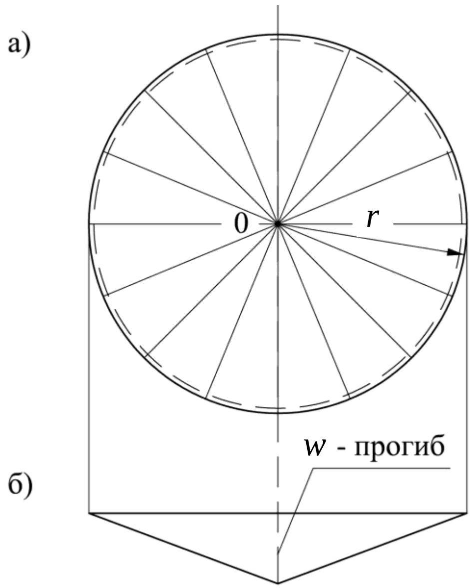

Рис. 2. Схема излома плиты:
а) схема излома плиты; б) эпюра прогибов в состоянии предельного равновесия

Площадь основания $S = \pi r^2$.

Работа внешних сил при равномерно распределенной нагрузке

$$W_q = qV = \frac{\pi r^2 wq}{3}.$$

Работа внешних сил при центрально приложенной продольной силе F

$$W_F = Fw.$$

Работа внутренних сил $A = -M_u 2\pi w$.

Приравняв между собой работу внешних и внутренних сил, получим выражения для определения предельной нагрузки при разрушении плиты по нормальному сечению

$$q_d = \frac{6M_u}{r^2}. \tag{4}$$

При нагрузке центрально приложенной силы

$$F_d = M_u 2\pi. \tag{5}$$

Если пластинка заделана по контуру, то в формулу работы внутренних сил следует добавить работу сил в шарнирах, расположенных по контуру. Следуя [5], получим выражения для распределенной и сосредоточенной нагрузки:

$$q_d = \frac{6\left(M_u + M_u'\right)}{r^2}, \tag{6}$$

$$F_d = \left(M_u + M_u'\right)2\pi, \tag{7}$$

где M_u' – продольный момент при изгибе пластинки выпуклостью вверх

$$M_u' = \int_0^{l_i} A_s \bar{\sigma}_{sl}\left[h_0 - \frac{0{,}5 A_s \bar{\sigma}_{sl}}{f_{cd}}\right]. \tag{8}$$

ВЫВОДЫ

Изложенные в данной статье теоретические исследования позволяют сделать ряд обобщающих заключений. Как показано в теории составных стержней и пластин, одной из вероятных форм разрушения сочлененных конструкций является потеря несущей способности вследствие недостаточной прочности связей сдвига. Метод позволяет определить не только предельные значения нагрузок, но и предельные деформации.

ЛИТЕРАТУРА

1. Гвоздев А.А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия / Гвоздев А.А. – М.: Стройиздат, 1949. – 280 с.
2. Дубинский А.М. Расчет несущей способности железобетонных плит / Дубинский А.М. – Киев: Госстройиздат, 1964. – 182 с.
3. Крылов С.М. Перераспределение усилий в статически неопределимых железобетонных конструкциях / Крылов С.М. – М.: Госстройиздат, 1964. – 168 с.
4. Ржаницын А.Р. Предельное равновесие пластинок и оболочек / Ржаницин А.Р. – М.: Наука, 1983. – 288 с.
5. Ржаницын А.Р. Расчет сооружений с учетом пластических свойств материалов / Ржаницин А.Р. − [2-е изд.]. – М.: Стойиздат, 1954. – 288 с.
6. Ржаницын А.Р. Составные стержни и пластинки / Ржаницин А.Р. – М.: Стойиздат, 1986. – 316 с.
7. Королев А.Н. Способ расчета прогибов железобетонных плит опертых по контуру и безбалочных перекрытий при действии кратковременной нагрузки / А.Н. Королев, С.М. Крылов // Исследование прочности, жесткости и трещиностойкости железобетонных конструкций: труды ин-та НИИЖБ, 1962. – Вып. 26. – С. 59–199.
8. Бочагов В.П. Несущая способность и деформативность опертых по контуру плит из конструктивно-теплоизоляционного керамзитобетона с внешним листовым армированием : автореф. дис. на соискание ученой степени канд. техн. наук : спец. 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» / В.П. Бочагов. – Свердловск, 1982.– 18 с.
9. Скоробагатов С.М. О применении метода предельного равновесия к расчету несущей способности опертых по контуру плит с внешним листовым армированием / С.М. Скоробагатов, В.П. Бочагов // Строительство и архитектура. – 1985. – № 4. – С. 1–5.

Статья поступила в редакцию 01.03.2013 г.