

- на третьем этапе расчёта составляем уравнения равновесия изгибаемых моментов соответственно определённому ранее случаю НДС нормального сечения СЖБ элемента с бетонной верхней полкой и проверяем по зависимости (15) соблюдение условия его прочности.

Вывод: изложены основные положения методики расчёта несущей способности нормального приведенного сечения сплошных прямоугольных СЖБ элементов и СЖБ двутавровых элементов с бетонной верхней полкой в зависимости от НДС бетона и КПСДП. Предложенные зависимости позволят разграничить случаи расчёта несущей способности СЖБ изгибаемых элементов, которые имеют полное сцепление между бетоном и конструкционным стальным профилем, что, в свою очередь, даст возможность упростить и сам процесс их расчёта по деформационной модели.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. EN 1994-1-1:2004. Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN, European Committee for Standardisation, Brussels, 2004. – 118 p.
2. ТКП EN 1994-1-1-2009 (02250) Еврокод 4. Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий // Утвержден и введен в действие приказом Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь от 10 декабря 2009 г. № 404.- Минск: Минстройархитектуры, 2010.- 107 с.
3. ДБН В.2.6-160:2010 Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення: Затв. Міністерством України від 15.11.2010 р №447 та від 30.12.2010 р. №571, чинні з 01.09.2011 р.- К.: ДП Укрархбудінформ", 2010. - 81 с.
4. Johnson, R.P. Composite Structures of Steel and Concrete. Volume 1: Beams, Slabs, Columns and Frames for Buildings/ R.P. Johnson.- Oxford and Northampton: Alden Press Limited, 1994.- 188 p.
5. Галінська, Т.А. Методичні основи розрахунку міцності нормального перерізу сталебетонних балок із бетонним верхнім поясом і зовнішнім (винесеним) армуванням на основі розрахункової деформаційної моделі / Т.А. Галінська, В.В. Муравльов, М.О. Овсій // Ресурсоekonomні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП.- 2013. – Вип. 27. – С. 41-56.
6. Кушнір, Ю.О. Методичні основи розрахунку несучої здатності нормального прямокутного приведенного перерізу сталебетонних балок на основі розрахункової деформаційної моделі / Ю.О.Кушнір, В.Ф. Пенц, М.О. Овсій // Ресурсоekonomні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП.- 2012. – Вип. 24. – С. 167-179.
7. Овсій, М.О. Методичні основи розрахунку несучої здатності нормального перерізу сталебетонних двотаврових балок із бетонним верхнім поясом на основі розрахункової деформаційної моделі / М.О. Овсій, В.Ф. Пенц, Т.А. Галінська // Зб. наук. праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава: Полт.НТУ.- 2012. – Вип. 3 (33). – С. 152-161.

УДК 692.522.3

Гиль А.И., Гринёв В.Д.

К РАСЧЁТУ МНОГОПУСТОТНЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЯ НА МОНТАЖНЫЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

В настоящее время существует достаточное количество методов расчёта строительных конструкций на монтажные воздействия. Особый интерес вызывают расчёты для многопустотных плит перекрытий. Рассмотрим существующие методы расчёта таких конструкций в стадии монтажа.

Одним из основных расчётов можно считать расчёт монтажных петель. По данной методике [1, с. 86] вес конструкции (в качестве примера рассмотрена многопустотная плита с круглыми пустотами) при её подъёме может быть пе-

редан на три петли. Нагрузка на одну петлю с учётом максимально допустимого по нормам угла развода строп $90^0 (1/\sin 45^0 = 1/0,707 = 1,4)$ равна:

$$N = G \cdot 1,4 / 3. \quad (1)$$

Учитывая, что коэффициент динамичности при подъёме равен 1,4 и что усилия воспринимаются одной ветвью петли, сечение будет определяться по следующей формуле:

$$A_s = 1,4 \cdot N / R_s. \quad (2)$$

Существует методика расчёта монтажной петли при передаче веса конструкции на две петли. Согласно этому методу диаметр монтажных петель определяется предпологая, что при подъёме панели ее вес передается на 2 петли [2, с. 258]. Тогда усилие на одну петлю из арматуры класса S240 при длине панели l будет определяться по следующей формуле:

$$N = gl / 2. \quad (3)$$

Далее рассмотрим уточненные рекомендации по расчёту прочности анкеровки приспособлений для строповки элементов заводского изготовления, основанную на современных методах механики разрушения бетона [3, с. 13]. В них наряду с прочностью бетона учитывается крупность заполнителя, толщина изделия и расстояние до края изделия или проёма, а также особенности конструкции приспособлений для строповки [3, с. 119].

В расчёт деталей [3, с. 120] входит определение действующего нормативного усилия, подбор поперечного сечения деталей по прочности металла, определены глубины заделки и размеров концевой части деталей по прочности бетона. Прочность бетона проверяется для двух возможных видов разрушения: выкалывания и локального разрушения в месте расположения концевой части анкера. Расчёт по металлу выступающей из бетона части деталей выполняют в зависимости от типа деталей и способов захвата.

Расчёт монтажной петли ведется на действующее нормативное усилие N_n , по фактической прочности бетона на осевое сжатие в момент первого подъёма изделия. Нормативное усилие на одну петлю определяют путем деления нормативного веса изделия на число петель, одновременно работающих при подъёме. Число петель, принимаемых в расчёте, равно 2, а при наличии специальных самобалансирующихся траверс может быть и больше.

Диаметр d_s для арматуры строповочной петли или стержня с крюком назначают по таблицам [3, с. 120] в зависимости от нормативного усилия. Глубина заделки (анкеровки) петли для подъёма (мм) определяется возможным разрушением панели от выкалывания бетона:

$$l_{an} = [N_n \gamma_d / (1,25 \alpha h K_{lc} \eta)]^2, \quad (4)$$

где γ_d – коэффициент динамичности равный 1,5; α – коэффициент для строповочной петли с крюком на конце, $\alpha = 0,65$; h – толщина панели элемента; K_{lc} – расчётное значение критического коэффициента интенсивности напряжений, определяется по таблице 7.3 [3, с. 120]; η – коэффициент, учитывающий отношение расстояния между деталью и краем изделия b к глубине заделки детали l , определяется по таблице 7.4 [3, с. 121].

Глубина заделки l_{an} , вычисляемая по формуле (4), должна удовлетворять условию:

$$l_{an} \leq l_{max}, \quad (5)$$

где l_{max} – предельная величина глубины заделки, для строповочной петли с крюком на конце, определяемая по следующей формуле:

$$l_{\max} = \frac{\beta_1^2 \beta_3^2 d_{ef}}{d} \sqrt{D d_{ef}}, \quad (6)$$

где β_1 – коэффициент, принимаемый в зависимости от отношения h/d по таблице 7.5 [3, с. 121]; β_3 – коэффициент для стержней с крюком, равный 2,4; d – размер концевой зоны трещины, определяемый по таблице 7.5 [3, с. 121]; $d_{ef} = d_s + a/4$; a – максимальный размер заполнителя; D – диаметр крюка.

При проверочном расчёте (заданы глубина заделки и прочность бетона на сжатие на момент первого подъёма) за нормативное усилие N_n на монтажную петлю принимают минимальное значение из величин усилий, определенных из условий разрушения от выкалывания бетона N_{sh} и локального разрушения N_{loc} :

а) разрушение от выкалывания бетона:

$$N_{sh} = \frac{1,25\eta}{\gamma_d} \alpha K_{Ic} h \sqrt{l}, \quad (7)$$

б) локальное разрушение для строповочной петли с крюком на конце:

$$N_{loc} = 2 f_{ctd} h D^{1/4} d_{ef}^{3/4} \mu \beta_1 \frac{1}{\gamma_d}, \quad (8)$$

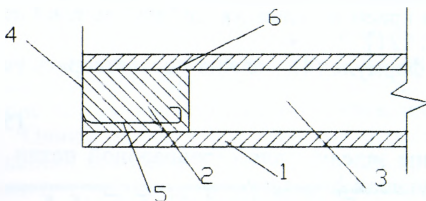
где $\mu=1$, для стержня с крюком; f_{ctd} – расчётное сопротивление бетона растяжению.

Также стоит обратить внимание на то, что подбор диаметра стержня монтажной петли можно осуществлять табличным методом. Диаметр стержня петли d в соответствии с приходящимся на петлю нормативным усилием от собственного веса сборного элемента [4, с. 52] и другие данные, необходимые для конструирования строповочных петель, можно принимать по таблице 12 [4, с. 53]. В таблице приведено нормативное усилие, воспринимаемое одной петлёй, и соответствующий этому значению диаметр стержня, класс арматуры, выступающая над бетоном часть петли (т.е. высота) и внутренний радиус закругления.

Нормативную нагрузку от собственной массы сборного элемента, поднимаемого за четыре петли, следует при подборе диаметра стержня считать распределённой только на три петли.

В ходе анализа рассмотренных методик расчёта монтажных петель был отмечен тот факт, что усилия от веса плиты воспринимаются только одной ветвью петли, однако большинство монтажных петель на сегодняшний день состоят из двух ветвей. Если условно принять, что в зоне контакта монтажной петли и подъёмного крюка от стропы, металл работает совместно и разрыв петли может произойти по одной из ветвей, очевидно, что необходимы дополнительные исследования по теории расчёта монтажных петель, с учётом деформирования петель и их работы на изгиб и внецентренное растяжение.

Для примера расчётов по подбору диаметра монтажной петли и определения глубины заделки петли произведём расчёт для плиты безопалубочного формирования с монтажными петлями на торцах изделий, согласно патенту № 8821 [5] (рис. 1).



1 – бетон плиты перекрытия; 2 – бетонный вкладыш; 3 – пустота (канал); 4 – торец плиты перекрытия; 5 – монтажная петля; 6 – слой раствора или клея

Рисунок 1 – Разрез плиты безопалубочного формирования с монтажными петлями на торцах изделия

Подбор диаметра стержня петли выполняется по методике, описанной в [1, с. 86], используя формулы (1–2). Для примера взята плита длиной 7,2 м, вес плиты длиной равен 2640 кг (26,4 кН), следовательно нагрузка на одну петлю составит:

$$N = 26400 \cdot 1.4 / 3 = 123.2H. \quad (9)$$

Сечение стержня петли составит:

$$A_s = 1.4 \cdot 123.2 / 218 = 0.79 \text{ см}^2. \quad (10)$$

Диаметр стержня петли подбираем 12 мм, арматура класса S240 ($A_s = 1,131 \text{ см}^2$).

Определение длины анкеровки монтажной петли будем производить на основе методов механики разрушения бетона [3, с. 13].

Используя формулу (4), определяем длину анкеровки петли:

$$l_{ан} = ((0.0088 \cdot 1.5) / (1.25 \cdot 0.92 \cdot 0.22 \cdot 0.4 \cdot 1))^2 = 0.0169 \text{ м}, \quad (11)$$

где N_n – нормативное усилие на деталь, равное $N_n = 26.4 / 3 = 8.8 \text{ кН} = 0,0088 \text{ МН}$.

Принимаем длину заделки петли 250 мм, т.к. длина анкеровки должна быть не менее $15d$, и не менее 250 мм [4, с. 54].

Используя полученные результаты расчётов, определим несущую способность монтажного узла. Определение прочности строповочного узла будем производить по методике, использованной Белевичем В.Н. в 2009 году для расчёта строповочного узла с пространственными петлями для плит, изготовленных на линии «Weiler Italia» [5, с. 115]. Монтажные усилия, действующие на петлю в узле со стороны плиты при полном отсутствии поперечной арматуры (в плитах безопалубочного формования предусмотрена только продольная преднапряжённая арматура), воспринимается только одним бетоном межпустотных ребер, работающими на растяжение [5, с.113]. Для заделки монтажных петель внутри пустотных каналов первоначально примем такой же бетон что и для плит С25/30. Функция бетона заделки следующая: удержание монтажных петель от разгибания и проскальзывания при действии монтажных нагрузок [5, с. 114].

Монтажная петля, размещенная в бетонном массиве внутри пустотного канала, представляет собой несущий элемент. При подъеме плиты и действии монтажных нагрузок на петлю, бетонный массив заделки, упираясь в свод и днище пустотного канала, вовлекает в работу на растяжение окружающий бетон межпустотных ребер плиты на достаточно большой площади, определяемой исходя из длины анкеровки петли. В бетоне межпустотных ребер при подъеме плиты за монтажные петли возникают растягивающие напряжения σ_{ct} . В бетоне верхней полки над сводом пустотного канала также возникают напряжения растяжения. Если условно обозначить пирамиду отрыва бетона, исходя из длины проекции монтажной петли и размеров межпустотных ребер, то минимальная несущая способность строповочного узла, может быть определена по прочности бетона двух ближайших к петле межпустотных ребер на осевое растяжение из условия:

$$F = A_{c,eff} \cdot f_{ct}, \quad (12)$$

где F – усилие, приходящееся на строповочный узел изделия; $A_{c,eff}$ – площадь сечения бетона межпустотных ребер плиты на участке монтажных петель; f_{ct} – сопротивление бетона осевому растяжению, равное 1,8 МПа.

Расчетная эффективная площадь бетона межпустотных ребер плиты условно равна:

$$A_{c,eff} = 2b_r l_s, \quad (13)$$

где b_r – ширина межпустотного ребра, равная 41 мм; l_s – длина проекции монтажной петли, по выполненным расчётам равная 250 мм.

Таким образом, минимальная несущая способность узла будет равна:

$$F = 2 \cdot 41 \cdot 250 \cdot 1.8 = 36.9 \text{ кН}. \quad (14)$$

Учитывая, что усилие от плиты передаётся на три петли, и соответственно на три строповочных узла, полная несущая способность монтажных приспособлений плиты при её подъёме будет равна 110,7 кН. Полученной прочности достаточно, следовательно, результаты теоретических исследований можно использовать при натурных испытаниях плит безопалубочного формования с монтажными петлями на тросах изделий.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Пособие по проектированию жилых зданий. – М.: ЦНИИЭП жилища Госкомархитектуры, 1989. – Вып. 3: Конструкции зданий (к СНиП 2.08-85).
2. Лысенко, Е.Ф. Железобетонные конструкции. Примеры расчёта / Е.Ф. Лысенко. – Киев: Издательское объединение «Вища школа», 1975. – С. 258.
3. Зайцев, Ю.В. Строительные конструкции заводского изготовления: учебн. для вузов по спец. «Пр-во стрит. изделий и конструкций» / Ю.В. Зайцев. – М.: Высш. шк., 1987. – С. 13–121.
4. Руководство по конструированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения) ГПИ Ленингр. Промстройпроект Госстроя СССР, ЦНИИпромзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1978. – С. 52–53.
5. Белевич, В.Н. Прочность строповочных узлов плит безопалубочного формования с монтажными петлями / В.Н. Белевич // Проблемы современного бетона и железобетона: сб. тр.: в 2 ч. / Редкол.: М.Ф. Марковский (гл. ред.) [и др.] – Минск: Минсктиппроект, 2009. – Ч. 1: Бетонные и железобетонные конструкции. – С. 112–126.

УДК 624.01

Давыдюк А.И.

ОПТИМАЛЬНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ БЕЗБАЛОЧНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ С УЧЕТОМ ВЕРОЯТНОСТИ ОТКАЗА

В соответствии с СТБ ISO 2394 [1] целью проектирования считается минимизация стоимости конструкций на протяжении всего срока службы. То есть при проектировании необходимо учитывать не только стоимость строительства и эксплуатации конструкций, но и затраты, связанные с ликвидацией последствий их возможного отказа.

Вероятность появления отказа несущих конструкций невелика. Для жилых многоэтажных зданий (класс надежности RC2 по СТБ EN 1990 [2]) она составляет 10^{-4} , что соответствует индексу надежности 3.8. Однако ущерб, нанесенный таким отказом, не ограничивается стоимостью возведения аналогичной конструкции, так как может повлечь за собой человеческие жизни. Поэтому в развитых странах существует тенденция увеличивать надежность строительных конструкций, невзирая на затраты, связанные с их возведением.

Оправдано ли увеличение надежности жилых зданий в социально-экономических условиях Республики Беларусь? Так как приоритетным направлением научных исследований в нашей стране является строительство зданий из монолитного железобетона (п. 17 [3]), проверим это на примере безбалочных монолитных перекрытий многоэтажного каркасного жилого дома. Разработаем методику оптимального проектирования этих конструкций, учитывающую вероятность их отказа. В качестве модели для решения задачи оптимального проектирования примем многоэтажную раму, вырезанную в пределах отдельной ячейки перекрытия по линии нулевых поперечных сил (рис. 1).