

**Расчет монолитной железобетонной плиты перекрытия
на продавливание (местный срез)**

Боголейко А.В., Боголейко А.В.

(Научный руководитель – Босовец Ф.П.)

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

Проект православного приходского дома представляет собой комплекс сооружений, в центре которого расположен небольшой православный храм с размерами в плане $13,5 \times 13,5$ м с примыкающей с восточной стороны апсидой. Церковь сверху венчается многогранной колокольной с луковичным куполом. Общая высота храма 40 метров. По обе стороны от храма предусмотрено строительство многоэтажных корпусов административно-хозяйственного и духовно-просветительского назначения. Церковь выполнена в сборно-монолитном варианте с ограждающими конструкциями из керамического кирпича. Из кирпича выполнена и колокольня. Купол над колокольной высотой 7,5 м изготовлен из деревянных конструкций и обшит медным листом. В многоэтажных корпусах расположенных по обе стороны от Храма использована конструктивная схема, состоящая из рамно-связевого монолитного каркаса (монолитные железобетонные колонны и короткие диафрагмы жесткости, на которые опираются монолитные диски перекрытий толщиной 200 мм). Настоящая работа посвящена исследованию сопряжения дисков перекрытий с диафрагмами жесткости имеющих толщину в сечении 200 мм. Известно, что безбалочные плитные конструкции перекрытий при действии на них равномерно-распределенной нагрузки (постоянной и полезной) на ограниченной площади разрушаются от продавливания.

Теоретические расчеты показывают, что продавливание таких плит происходит по большему основанию пирамиды, боковые грани которой наклонены к основанию под углом $33,7^\circ$, а высота пирамиды равна рабочей высоте (толщине) плиты $d = 170$ мм. В нашем исследовании рассматривается опирание монолитной плиты на край диафрагмы (рис. 1). Грузовая площадь края диафрагмы создает нагрузку равную 240 кН.

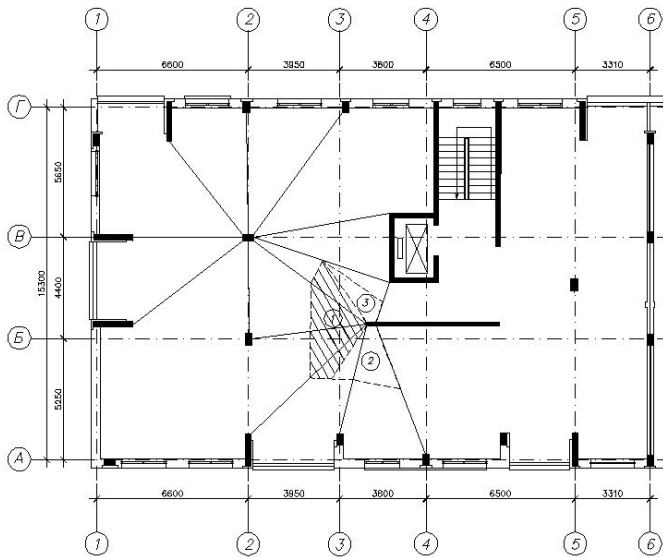


Рис. 1. Фрагмент плана 3-го этажа административно-хозяйственного здания

Эта нагрузка передается на боковые грани края диафрагмы на участках размером $200 \times 200 \times 200$ мм. При наличии в плите только горизонтальных сеток прочность плиты по наклонному сечению на действие поперечной силы и по наклонной сжатой полосе не обеспечена. Не обеспечена прочность плиты и на продавливание (на местный срез) при отсутствии вертикальной арматуры.

Поэтому с целью увеличения прочности на местный срез (продавливание) и на действие поперечной силы в зонах примыкания плиты к диафрагме были установлены веерообразно короткие арматурные каркасы (рис. 2–4). Поперечная арматура в каркасах была принята диаметром 10 мм класса S 500 $f_{ywd} = 348$ МПа с шагом 130 мм.

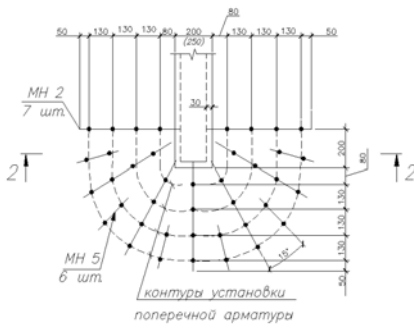


Рис. 2. Характер поперечного армирования плиты у торца диафрагмы

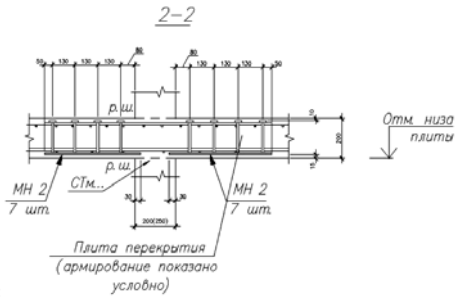


Рис. 3. Армирование плиты у диафрагмы

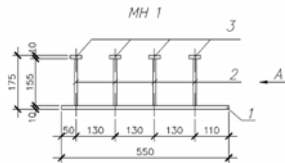


Рис. 4. Конструкция короткого каркаса

Каркасы устанавливались перпендикулярно к линии критического периметра “u”. Длина каркасов принята $l = 550$ мм. Ниже приведены формулы (1–5) для определения прочности плиты с поперечным армированием на местный срез (продавливание):

$$V_{sd} = \frac{\beta \cdot V_{sd}}{u}, \quad (1)$$

$$V_{sd} < \left[0,12 \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \rho_\ell \cdot f_{ck}} - 0,1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot d + \frac{\sum (A S_w \cdot f_y W_d \cdot \sin \alpha)}{u}, \quad (2)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \cdot d = 8 \text{ мм}, \quad (3)$$

$$\rho_\ell = \sqrt{\rho_{\ell x} \cdot \rho_{\ell y}} \leq 0,02, \quad (4)$$

где V_{sd} – результирующая поперечная сила, действующая по длине критического периметра;

β – коэффициент учитывающий влияние внецентренного приложения нагрузки $\beta = 1,15$ (для нашего случая).

$$\sigma_{cp} = \sigma_{cx} + \sigma_{cy}, \quad (5)$$

где σ_{cx} , σ_{cy} – нормальные напряжения в бетоне для расчетного сечения по направлению x и y.

ЛИТЕРАТУРА

1. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2003. – 140 с.