

В.В. Габрусенко,
ведущий эксперт ООО «ТЭЗИС», г. Новосибирск

НЕКОТОРЫЕ ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО НОВЫМ НОРМАМ*

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

6. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ПРИ МЕСТНОМ ДЕЙСТВИИ НАГРУЗКИ

6.2. РАСЧЕТ НА ПРОДАВЛИВАНИЕ

Расчет на продавливание ранее относился к числу редко применяемых в массовой практике проектирования. Им пользовались, в основном, тогда, когда к перекрытиям прикладывалась большая нагрузка по небольшой площади, при проектировании свайных ростверков и еще реже – при проектировании стальных фундаментов под колонны (в большинстве случаев использовали типовые сборные фундаменты).

Положение резко изменилось в 1990-е годы, когда популярными стали так называемые безригельные перекрытия, т.е. плоские перекрытия не только без балок (ригелей), но и без капителей. Самой нагруженной частью таких перекрытий стал опорный участок, испытывающий одновременно максимальный изгибающий момент отрицательного знака и огромную продавливающую силу (опорную реакцию колонны от действия нагрузки на перекрытие).

Проблема надежности усугубилась насыщенностью таких опорных участков арматурой при не всегда должном (а порой и откровенно низком) качестве строительных работ, особенно в зимнее время.

Очевидно, этими причинами объясняется то, что расчету на продавливание в новых Нормах [1] и Своде правил [2] уделено более пристальное внимание, чем в старых Нормах [3].

Если в старых Нормах рассматривался только случай (условно назовем его первым) осевого приложения продавливающей силы, то в СП к нему добавился и случай внецентренного ее приложения, т.е. случай, когда вместе с продавливающей силой действует и момент, вызывающий неравномерные скалывающие (касательные) напряжения по поверхности пирамиды продавливания. Именно второй случай характерен для безригельных перекрытий рамных и рамно-связевых каркасов.

Расчет по 1-му случаю (при отсутствии изгибающего момента). Общий вид условия прочности остался без изменений:

$$F \leq F_u = F_{b,u} + F_{sw,u}$$

где F – продавливающая сила,
 F_u – несущая способность на продавливание,

$$F_{b,u} = R_{bt} A_b \text{ – предельное усилие в бетоне,}$$

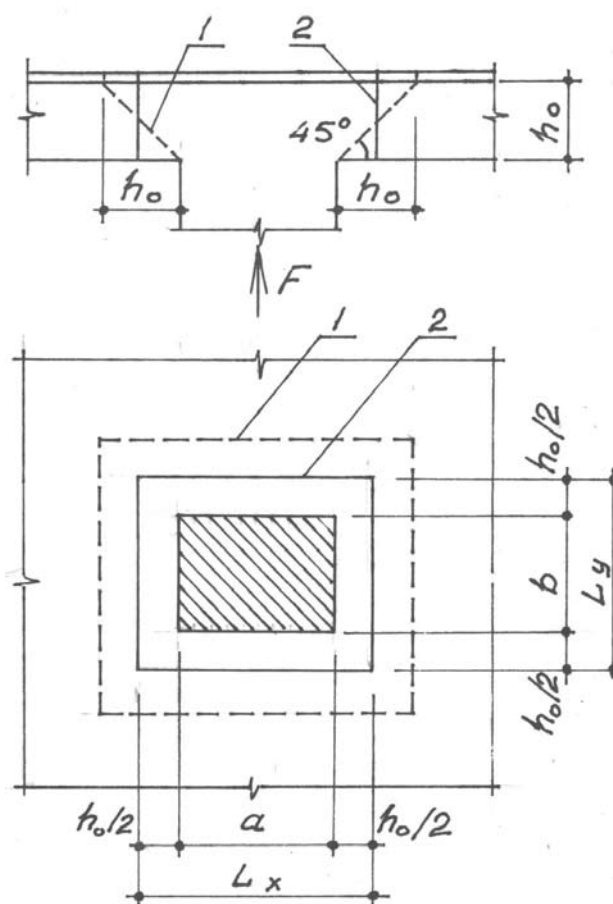


Рис. 6. Контуры продавливания:
1 – фактический, 2 – расчетный.

*Продолжение. Начало в №№ 4, 6, 2006 и 2/2007.



$F_{sw,u}$ – предельное усилие в поперечной арматуре.

Однако в понятие фигуры продавливания внесено изменение. Фактически эта фигура представляет собой четырехгранную усеченную пирамиду (при прямоугольной площадке приложения продавливающей силы) с наклонными боковыми гранями под углом 45°. Старые Нормы допускали вычислять площадь боковой поверхности пирамиды по упрощенной формуле:

$$A_b = U_m h_0$$

где U_m – среднеарифметическое значение периметров верхнего и нижнего оснований пирамиды продавливания,

h_0 – рабочая высота пирамиды.

Иными словами, вместо пирамиды в расчетных формулах присутствовала призма (рис. 6)

В СП о пирамиде вообще не упоминается, а говорится лишь о «расчетном сечении, расположенном на расстоянии $0,5h_0$ от границы приложения сосредоточенной силы F ». Расчетная площадь A_b при этом не меняется, однако такая формулировка отдаляет пользователя от понимания физической сути работы на продавливание. Очевидно, при чтении курса «Железобетонные конструкции» эту суть студентам следует разъяснять, независимо от того, на какие нормативные документы ориентировано преподавание курса.

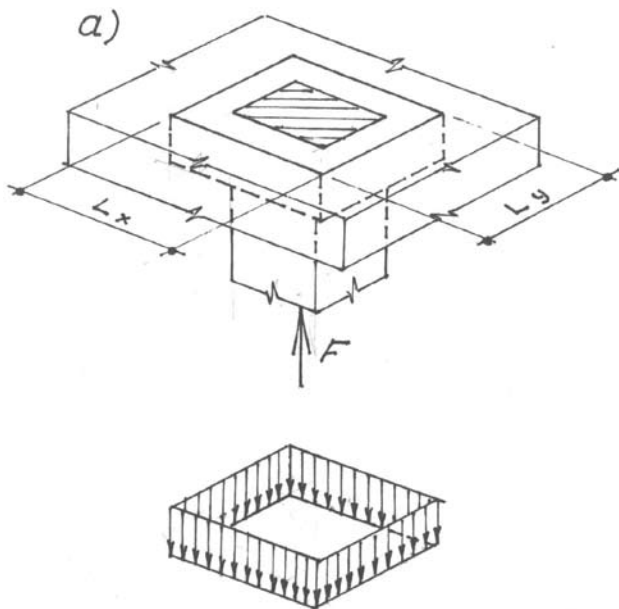


Рис. 7а. Эпюры касательных напряжений в бетоне по расчетному контуру продавливания при действии силы F

Недоумение вызывает и то, что в расчете на продавливание отсутствует само понятие «продавливающая сила». Сила F в СП называется «сосредоточенной силой», и рисунки 6.13 и 6.14, иллюстрирующие расчетные схемы, никакой ясности не вносят. Это очевидное упущение (если не сказать, брак) составителей СП приведет к тому, что начинающий конструктор попросту не сможет правильно определить величину F . Поэтому мы вынуждены внести некоторые разъяснения. При расчете на продавливание междуэтажных перекрытий продавливающая сила направлена снизу вверх (рис. 7а), а ее величиной будет разность

продольных усилий в колоннах смежных этажей в сечениях, примыкающим к перекрытию сверху и снизу, иными словами – нагрузка от перекрытия, передающаяся на колонну. Что касается остальных случаев, когда продавливающая сила направлена сверху вниз (продавливание фундаментов, продавливание плит в пролете от местной нагрузки), то достаточно понятные разъяснения даны в старых Нормах, пособиях и справочниках.

Поскольку понятие «пирамида продавливания» из СП исчезло, изменилось и второе слагаемое в условии прочности. Если раньше предельное усилие в поперечной арматуре определялось по формуле:

$$F_{sw} = 0,8 \sum R_{sw} A_{sw}$$

(где $\sum R_{sw} A_{sw}$ – сумма всех поперечных усилий, которые воспринимаются поперечными стержнями, пересекающими боковые грани пирамиды продавливания), то теперь по формуле:

$$F_{sw} = 0,8 q_{sw} U,$$

где $q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / s_w$,

U – периметр контура расчетного поперечного сечения (линия 2 на рис. 6),

s_w – шаг поперечных стержней.

Не существенное на вид изменение формулы привело к существенному изменению результатов расчета. Теперь стала учитываться только та поперечная арматура, которая находится внутри расчетного контура, а такой арматуры оказывается вдвое меньше. Это отразилось и на соответствующем конструктивном ограничении: если раньше в пределах большего основания пирамиды продавливания требовалось ставить арматуру с суммарной несущей способностью не менее $0,5F_b$, то теперь, в пределах расчетного контура, – не менее $0,25F_b$ (при меньшей несущей способности поперечная арматура в расчете не учитывается).

Указанное ужесточение привело, при прочих равных условиях, к уменьшению расчетной несущей способности, однако введено и некоторое послабление. Если раньше поперечная арматура, независимо от класса, вводилась с расчетным сопротивлением 170 МПа (как для класса А-I), то теперь это ограничение отсутствует.

Стоит попутно заметить, что формула F_{sw} по версии СП лишена физического смысла, если за ней не видеть все ту же пирамиду продавливания, о которой в СП нет ни слова. В самом деле, как можно учитывать арматуру, которая не пересекает расчетное сечение?

Расчет по 2-му случаю (при наличии момента). Условие прочности, без учета поперечной арматуры, в СП представлено в виде

$$F/F_{b,u} + M/M_{b,u} \geq 1,$$

где $M_{b,u} = R_{bt} W_b h_0$ – предельный изгибающий момент,

W_b – момент сопротивления расчетного контура поперечного сечения.

Выражение $M_{b,u}$ способно повергнуть в шок не только инженера, но и студента-второкурсника, знающего, что момент M это произведение силы на расстояние, если, конечно, момент сопротивления это единица длины в кубе. Здесь же получается, что $M_{b,u}$ – это произведение силы на



квадрат расстояния (такая размерность свойственна жесткости сечений).

Обращаемся за разъяснениями к только что появившемуся «Пособию...» [4]. Там момент – это действительно произведение силы на расстояние, а вот момент сопротивления это, оказывается, единица длины в квадрате: $W_b = (a + h_0) [(a+h_0)/3 + b + h_0]$, или $W_b = L_x(L_x/3 + L_y)$.

Короче – что ни запись, то «новое слово» в теории расчета.

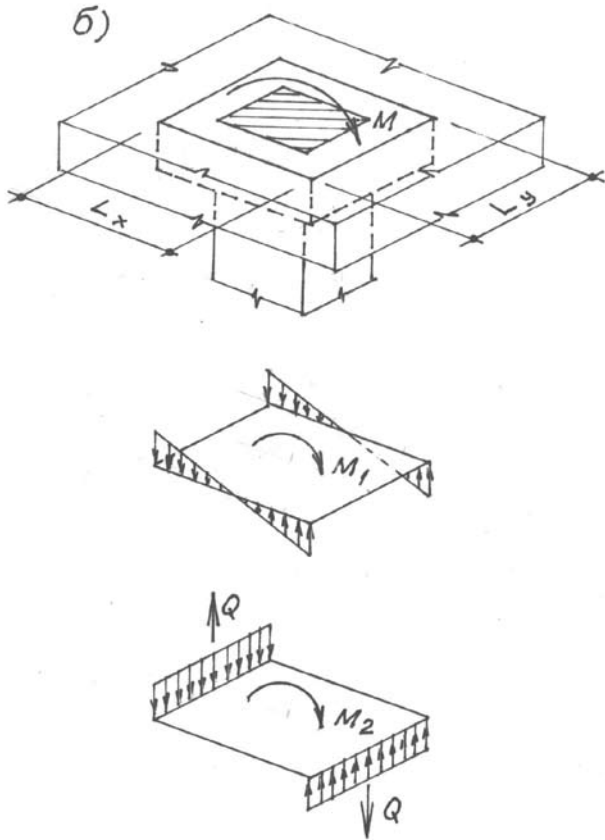


Рис. 76. Эпюры касательных напряжений в бетоне по расчетному контуру продавливания при действии момента M .

Попытаемся разобраться, что из себя в действительности представляет момент сопротивления объемного сечения, каковым является сечение по прямоугольному контуру продавливания (рис. 7,б).

Сопротивление одной части внешнего момента (M_1) оказывают боковые грани фигуры продавливания, момент сопротивления которых равен $W_{b1} = 2(h_0 L_x^2/6) = h_0 L_x^2/3$. Следовательно, несущая способность этих граней определяется из выражения $M_{u1} = R_{bt} (h_0 L_x^2/3)$.

Сопротивление же другой части момента (M_2) оказывают торцевые грани той же фигуры, площадь каждой из которых равна $A_{b2} = h_0 L_y$. Момент M_2 действует на торцевые грани в виде перерезывающих сил $Q = M_2/L_x$, а несущая способность этих граней составляет $Q_u = R_{bt} A_{b2}$, или $M_{u2} = Q_u L_x = R_{bt} (h_0 L_y) L_x$. Отсюда общая несущая способность:

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} = R_{bt} [h_0 (L_x^2/3 + L_x L_y)],$$

где $h_0 (L_x^2/3 + L_x L_y) = h_0 L_x (L_x/3 + L_y)$ и есть момент сопротивления W_b , выражающийся в кубических

единицах длины, как и положено моментам сопротивления.

Если бы составители СП включили в выражение W_b рабочую высоту сечения h_0 , то они оказали бы большую услугу инженерам, освободив их от решения ненужных ребусов.

Не углубляясь в дальнейшие детали расчета и конструирования, можно сделать основные выводы.

Впервые представлена методика расчета на продавливание с учетом действия моментов, что является своевременным откликом на потребности проектирования каркасных зданий с безригельными перекрытиями.

Изложение этой методики в СП [2] и Пособии [4] выполнено крайне небрежно в текстологическом и смысловом отношениях. В частности, отсутствуют такие ключевые понятия как «пирамида продавливания» и «продавливающая сила». Допущены грубые извращения введенных еще в XIX веке и принятых мировой инженерной практикой физических величин (момента сопротивления и момента инерции).

Поскольку другие методики расчета на продавливание с учетом моментов пока отсутствуют, проектировщикам придется пользоваться тем, что представлено в СП. Однако при проектировании внецентренно нагруженных фундаментов можно применять куда более простой метод расчета, изложенный, например, в Справочнике проектировщика [5].

Библиографический список:

- СНиП 52-01-2003. *Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения.*
- СП 52-101-2003. *Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры.*
- СНиП 2.03.01-84*. *Бетонные и железобетонные конструкции (с изменениями 1988 г.).*
- *Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003).*
- *Справочник проектировщика. Основания, фундаменты и подземные сооружения.* – М., 1985.

(Продолжение в одном из ближайших номеров)

