

## Литература

1. Деменев М.Г. Разработка конструкций покрытий с применением мембранных панелей // Автореф. дис. канд. техн. наук.- М., 1990. -24 с.
2. Власов В.З. Тонкостенные упругие стержни.- М.,:Стройиздат, 1940.
3. Бычков Д.В. Расчет балочных и рамных систем из тонкостенных элементов. -М.,: Стройиздат, 1948. -208 с.

## РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО НАКЛОННОМУ СЕЧЕНИЮ НА ДЕЙСТВИЕ ПОПЕРЕЧНОЙ СИЛЫ С УЧЕТОМ НАГЕЛЬНОГО ЭФФЕКТА В АРМАТУРЕ

В. Н. Малиновский, К. А. Зинов

В изгибаемых элементах в наклонном сечении, проходящем по наклонной трещине и бетону над ее вершиной, в общем случае, действуют: продольная  $N_b$  и поперечная  $Q_b$  составляющая сил в бетоне, продольная  $Q_{sw}$  и поперечная в ортогональной  $Q_s^{sw}$  и наклонной  $Q_s^{s,inc}$  составляющие в поперечной арматуре (хомутах и отгибах), продольная  $N_s$  и поперечная  $Q_s^{long}$  составляющая сил в продольной арматуре. Учет всех факторов, влияющих на несущую способность по наклонному сечению, встречает трудности, поэтому для практических расчетов нормы [1] используют приближенные приемы и методы, учитывающие действие только трех составляющих  $Q_b$ ,  $Q_{sw}$ ,  $Q_s^{inc}$ . При этом, действительная несущая способность, зачастую, для балок с однозначной эпюрой моментов в зоне среза завышена, а с двухзначной - занижена.

Исследования последних лет, в том числе [2, 3], доказывают необходимость учета в работе на действие поперечных сил четвертого фактора - т.н. "нагельных сил в арматуре" ( $Q_s$ ). В работе, на основании проведенных исследований, предлагается методика учета нагельных сил  $Q_s$  в определении несущей способности по поперечной силе в балках с однозначной и двузначной эпюрами изгибающих моментов в зоне среза.

Исследования проводились на балках прямоугольного сечения, без поперечного армирования, но с наличием продольной ненапрягаемой рабочей арматуры, расположенной в верхней и нижней зонах (тип 1) и предварительно напряженных с прямолинейной и отогнутой арматурой (тип 2). Балки первого типа испытывались со знакопеременной (рис. 1а), а второго типа с однозначной (рис. 1б) эпюрами изгибающих моментов в зоне среза. Кроме того в экспериментах на балках первого типа [4] варьировались количество арматурных стержней при постоянном проценте армирования, а также соотношение опорного и пролетных моментов ( $M_{sup}/M_{sp}$ ) и величина относительного пролета среза ( $\alpha\sqrt{h_0}$ ).

Установлено, что для балок со знакопеременной эпюрой моментов при  $|M_{sup}/M_{sp}| > 0.25$  характерно неустойчивое развитие наклонных трещин (НТ) и сдвиговая форма перемещения частей балки, при которых НТ выходит своими вершинами на нижнюю и верхнюю грани балки,

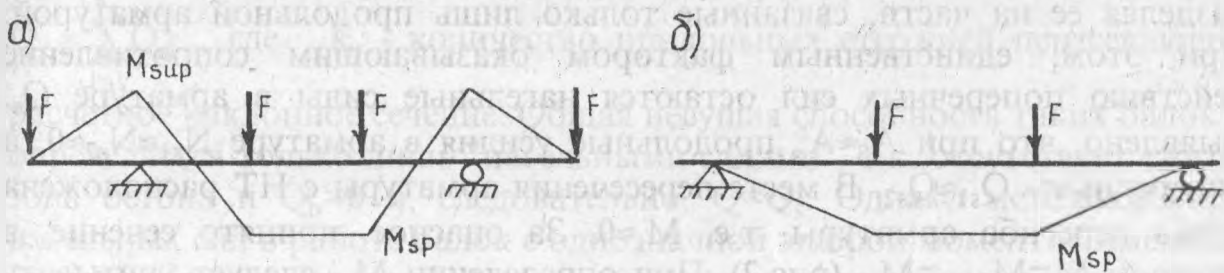


Рис.1. Расчетные схемы испытания балок:  
 а) со знакопеременной эпюрой изгибающих моментов,  
 б) с однозначной эпюрой изгибающих моментов.

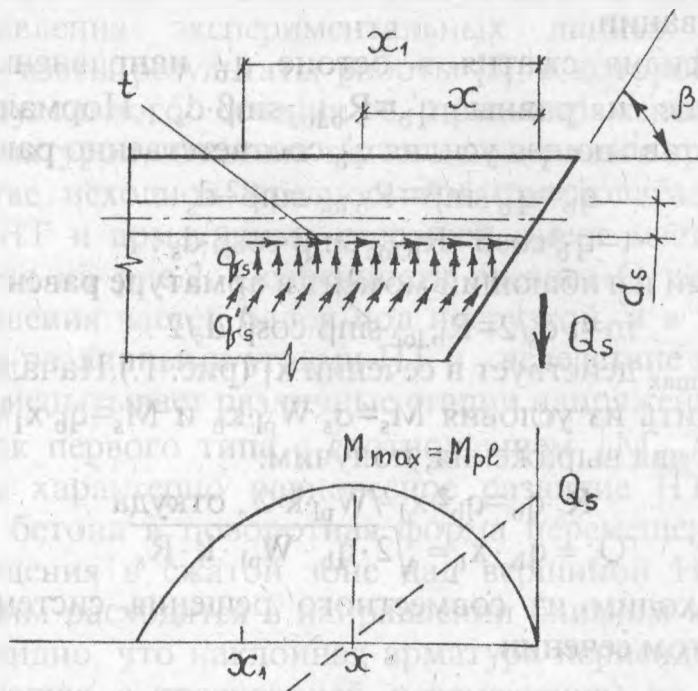


Рис.2. Расчетная схема для определения  $Q_s$

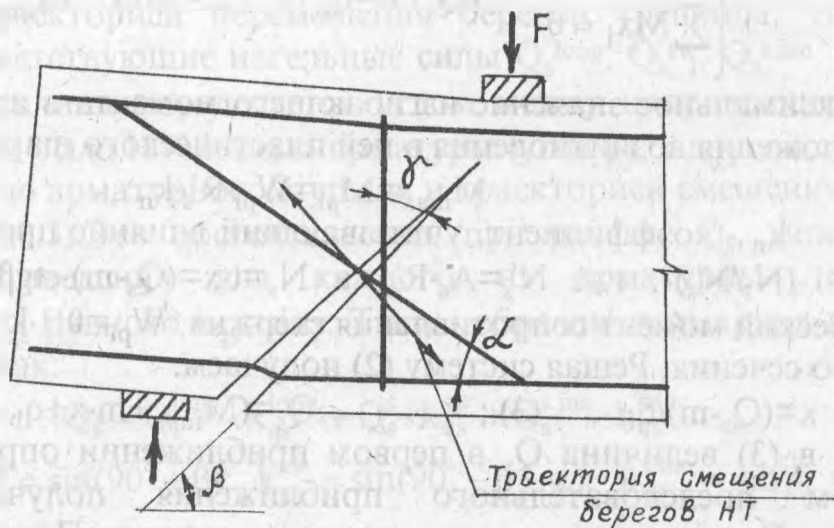


Рис.3. Расчетная схема к балкам второго типа.

разделяя ее на части, связанные только лишь продольной арматурой. При этом, единственным фактором оказывающим сопротивление действию поперечных сил остаются нагельные силы в арматуре  $Q_s$ . Выявлено, что при  $A_s \approx A'_s$  продольные усилия в арматуре  $N_{s1} \approx N_{s2} \approx 0$ , а поперечные -  $Q_{s1} \approx Q_{s2}$ . В месте пересечения арматуры с НТ расположена точка перегиба арматуры, т.е.  $M_s \approx 0$ . За опасное, принято сечение, в котором  $M = M_{\max} = M_{pl}$  (рис.2). При определении  $M_{pl}$  следует учитывать продольное усилие  $N_s$  и касательную составляющую  $t$  отпора бетона, которая создает распределенный изгибающий момент в арматуре  $m$ . Арматурный стержень рассматриваем, как упруго-пластическую балку на пластическом основании.

Реактивные усилия сжатия в бетоне  $q'_b$  направлены параллельно наклонной трещине и равны  $q'_b = R_{b,loc} \cdot \sin\beta \cdot d_s$ . Нормальная ( $q_b$ ) и, касательная ( $t$ ), составляющая усилия  $q'_b$  соответственно равны:

$$q_b = q'_b \cdot \sin\beta = R_{b,loc} \cdot \sin^2\beta \cdot d_s$$

$$t = q'_b \cdot \cos\beta = R_{b,loc} \cdot \sin\beta \cdot \cos\beta \cdot d_s .$$

Распределенный изгибающий момент в арматуре равен:

$$m = t \cdot d_s / 2 = R_{b,loc} \cdot \sin\beta \cdot \cos\beta \cdot d_s^2 / 2 .$$

Без учета  $m$   $M_{\max}$  действует в сечении  $x_1$  (рис. 1.). Начальное значение  $Q'_s$  можно определить из условия  $M_s = \sigma_s \cdot W_{pl} \cdot k_n$  и  $M_s = q_b \cdot x_1^2 / 2$ . Полагая  $\sigma_s = R'_s$ , и, приравняв два выражения, получим:

$$R'_s \cdot q_b = q_b^2 \cdot x_1^2 / W_{pl} \cdot k \cdot 2 , \text{ откуда}$$

$$Q'_s = q_b \cdot x_1 = \sqrt{2 \cdot q_b \cdot W_{pl} \cdot k \cdot R'_s} . \quad (1)$$

Сечение  $x$  находим из совместного решения системы уравнений равновесия сил в этом сечении.

$$\begin{cases} \sum_i^n x_i = 0 \\ \sum_i^n Mx_i = 0 \end{cases} \begin{cases} q_b \cdot x + m - Q_s = 0 \\ Q_s \cdot x - q_b \cdot x^2 / 2 - m \cdot x - M_{\max} = 0 \end{cases} \quad (2)$$

Максимальное значение изгибающего момента в арматуре находим из предложения возникновения в ней пластического шарнира:

$$M_{\max} = M_{pl} = W_{pl} \cdot R'_s \cdot k_n ,$$

где  $k_n$  - коэффициент, учитывающий влияние продольного усилия  $N_s$ ,  $k_n = 1 - (N_s / N'_s)^2$ , где  $N'_s = A_s \cdot R'_s$ , а  $N_s = t \cdot x = (Q_s - m) \cdot \text{ctg}\beta$ ;  $W_{pl}$  - упруго-пластический момент сопротивления стержня,  $W_{pl} = 0.1 \cdot k \cdot d_s^2$ , где  $k = 2.0$  для круглого сечения. Решая систему (2) получаем:

$$x = (Q_s - m) / q_b , \quad (3) ; \quad Q_s = (M_{\max} + m \cdot x + q_b \cdot x^2 / 2) / x , \quad (4)$$

где в (3) величина  $Q_s$  в первом приближении определяется по (1). Методом последовательного приближения получаем предельное значение  $Q_{si}$  для  $i$  - го арматурного стержня. Предельное значение нагельной силы для изгибаемого элемента определится как сумма

$Q_s = \sum_{i=1}^{k_s} Q_{si}$ , где  $k_s$  - количество продольных стержней пересекающих

расчетное наклонное сечение. Общая несущая способность таких балок  $Q$  определяется только лишь "нагельными силами", т.к. отсутствует сжатая зона бетона и  $Q_b=0$  и, следовательно,  $Q=Q_s$ . Однако методика учета нагельных сил в работе балок с однозначной эпюрой моментов имеющих продольную, поперечную ортогональную и отогнутую арматуру пока оставалась неопробованной автором работы [4].

В порядке дальнейшего развития идей, в настоящей статье предлагается возможный подход к учету "нагельных сил" в этих балках. Для сопоставления экспериментальных данных и теоретических предпосылок, взяты результаты работы [5], в которой автор исследовал балки прямоугольного сечения с преднапряженной продольной и отогнутой арматурой, имевших также и поперечное армирование.

В качестве исходной предпосылки предполагается, что в местах пересечения НТ и арматурных стержней имеет место расчетная схема представленная на рис.2. Особенность расчета  $Q_s$  заключается в иной схеме перемещения частей балок под нагрузкой, и в том, что арматура, пересекая под различными углами НТ и , вследствие различной ширины ее раскрытия испытывает различные стадии напряженного состояния.

Для балок первого типа с соотношением  $|M_{sup}/M_{sp}| \leq 0.25$  и балок второго типа характерно равновесное развитие НТ с выходом их в сжатую зону бетона и поворотная форма перемещения частей балки с центром вращения в сжатой зоне над вершиной НТ. В этом случае, берега трещины расходятся в направлении близком к перпендикуляру к оси НТ. Очевидно, что наклонная арматура перпендикулярна к оси НТ (т.е. совпадающая с траекторией перемещения) не будет испытывать "нагельного эффекта" и  $Q_s=0$ . Но, так как оси продольной и поперечной арматуры, а в общем случае и отогнутой (наклонной) арматуры, не совпадают с траекторией перемещения берегов трещины, то в них возникают соответствующие нагельные силы  $Q_s^{long}$ ,  $Q_s^{sw}$ ,  $Q_s^{s.inc}$ . С одной стороны, их величина определяется углом между направлением  $\sigma_{m.com}$  (или практически осью НТ) и осью арматуры (угол  $\beta$ ), с другой стороны - углом между осью арматурного стержня и траекторией смещения берегов НТ (угол  $\gamma$ ) (рис.3). Это обстоятельство, при расчете  $Q_s$ , может быть учтено путем введения для каждого из арматурных стержней коэффициента  $k_{qs}$  равного  $k_{qs} = \sin\gamma$ . Таким образом суммарная величина  $Q_s$  определится как:

$$Q_s = Q_s^{long} \cdot k_{qs}^{long} + Q_s^s \cdot k_{qs}^{sw} + Q_s^{s.inc} \cdot k_{qs}^{s.inc},$$

где  $k_{qs}^{long} = \sin(90^\circ - \beta)$ ;  $k_{qs}^{sw} = \sin(90^\circ - \beta - \alpha)$ ;  $k_{qs}^{s.inc} = \sin\beta$ ;  $\alpha$  - угол наклона отогнутой арматуры.

Для практических расчетов угол  $\beta$  может быть определен из тангенса отношения рабочей высоты  $h_0$  к длине проекции наклонной трещины  $c_0$ , определяемой по СНиП 2.03.01-84.

Нами был произведен расчет по предлагаемой методике балок, испытанных с однозначной и двузначной эпюрой изгибающих моментов (табл.1).

Таблица 1

Марка балки	Тип балки	Q по нормам СНиП	$Q_s$	$Q_{fail}$	Q/ $Q_{fail}$ по СНиП	Q/ $Q_{fail}$ с учетом $Q_s$
КД-5	1	119.7	91.0	101.2	1.18	0.93
КД-7	1	96.7	73.9	80.6	1.20	0.94
КД-15	1	123.7	91.9	99.8	1.24	0.94
БОУ	2	146.6	46.4	160.0	0.91	1.20
БП-111	2	92.9	45.3	130.0	0.71	1.06

Как видно из таблицы 1, расчет с учетом "нагельных сил"  $Q_s$ , возникающих в арматуре, дает результат в целом более согласующийся с экспериментом. Некоторое превышение расчетной несущей способности балки БОУ по сравнению с фактической можно объяснить невозможностью достаточно точного определения угла наклона НТ в связи с наличием множества нормальных и наклонных трещин в нижней части зоны среза.

#### Литература

1. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции.
2. Яромич Н.Н., Зинов К.А. Об особенностях работы изгибаемых элементов с двузначной эпюрой моментов // Тезисы докладов XII конференции молодых ученых и специалистов Прибалтики и Белорусии по проблемам строительных материалов и конструкций. 31 января - 2 февраля 1984 г. / РПИ. - Рига, 1984. - с. 71-72.
3. Залесов А.С., Зиганшин Х.А. исследование прочности по наклонным сечениям элементов с двузначной эпюрой изгибающих моментов // Поведение бетонов и элементов железобетонных конструкций при воздействии нагрузки различной длительности: Сборник научных трудов / НИИЖБ Госстроя СССР. - М., 1980. - с. 55-65.
4. Зинов К.А. Прочность железобетонных балок без поперечного армирования с двузначной эпюрой изгибающих моментов / Автореферат дис. ...к.т.н. / ЛПИ. - Л. - 1988. 24с.
5. Малиновский В.И. Сопротивление предварительно напряженных железобетонных балок из высокопрочного бетона с отогнутой стержневой арматурой при изгибе с поперечной силой.