

R_{bp} МПа	Допускаемые величины втягивания канатной арматуры $\varnothing 15K-7$, мм, при σ_{sp} , МПа							
	500	600	700	800	900	1000	1100	1200
15,5	1,00	1,30	1,70	2,10	2,35	—	—	—
19,0	0,90	1,15	1,70	1,85	2,25	2,40	2,50	—
23,0	0,80	1,05	1,35	1,65	2,00	2,35	2,45	2,55
26,0	0,75	1,00	1,25	1,55	1,85	2,20	2,30	2,40
30,5	0,70	0,90	1,15	1,40	1,70	2,10	2,15	2,25

продольных трещин на прочность и трещиностойкость преднапряженных конструкций. В образцах без косвенной арматуры наличие продольных трещин во всех случаях снижает несущую способность на 10...30%. В образцах с косвенным армированием не отмечено влияния продольных трещин ограниченного раскрытия на прочность наклонных сечений.

Выводы

В результате проведенных исследова-

ний разработана методика по расчету трещиностойкости и площади поперечного сечения косвенной арматуры концевых участков преднапряженных конструкций, армированных канатной арматурой.

Ее использование позволяет исключить образование продольных трещин уже на стадии проектирования, а в отдельных случаях дает возможность снизить расход стали на косвенную арматуру.

УДК 624.072.2:539.4

К. Г. АШКИНАДЗЕ, канд. техн. наук (ЦНИИПИ монолит)

Практический метод расчета прочности железобетонных стен и балок по наклонным сечениям

Разрушение железобетонных элементов по наклонным сечениям представляет собой сложное явление, и на характер его влияют разнообразные конструктивные факторы. Поэтому, несмотря на многочисленные исследования, удовлетворительной методики расчета по прочности пока не разработано. Способ расчета, заложенный в действующих нормах, основан на зависимостях, построенных по результатам испытаний балок [1]. Эмпирический характер этой методики затрудняет ее применение к другим конструкциям. Так, исследования [2] показали, что для стеновых элементов, подвергнутых действию внецентренного сжатия и среза, методика СНиП 2.03.01—84 дает завышение несущей способности по сравнению с опытом в среднем на 40%.

С конца 60-х годов ведутся работы по созданию физически обоснованной методики расчета железобетонных элементов на поперечную силу [3, 4], которые, однако, пока далеки от завершения. Предлагаемый метод расчета нельзя назвать физическим в полном смысле этого слова, поскольку он оперирует с некоторой идеализированной формой эпюр напряже-

ний в сжатой зоне и использует феноменологический критерий прочности бетона. В то же время он отражает структуру сопротивления срезу железобетонных элементов, а использование идеализации позволяет сделать расчетные зависимости простыми, пригодными для практики.

Рассмотрим железобетонную балку прямоугольного сечения без поперечной арматуры (рис. 1). После образования наклонных трещин балка превращается в бетонную арку, затянутую продольной арматурой. Ригель этой арки подвергается совместному действию сжатия и среза. Допустим, что в момент разрушения бетон ригеля переходит в пластическое состояние, подобно тому, как это предполагается при расчете нормальных сечений. Это позволяет считать, что эпюры нормальных и касательных напряжений в зоне над наклонной трещиной имеют прямоугольную форму с ординатами σ и τ (см. рис. 1). При этом σ и τ определяют из уравнений равновесия

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= \frac{M}{bxz}; \\ \tau &= \frac{Q}{bx} \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Рекомендации по проектированию косвенного армирования концевых участков преднапряженных конструкций со стержневой напрягаемой арматурой.— М.: НИИЖБ, 1989.— 63 с.
2. Гуменюк В. С. Анкерующие свойства трехрядных арматурных канатов КЗх19 // Применение витой проволоочной арматуры в предварительно напряженных железобетонных конструкциях.— М.: Стройиздат, 1973.— С. 101—113.
3. Емельянов М. П. Предложения по расчету косвенной арматуры в концевых участках железобетонных конструкций // Эффективные конструкции, материалы и методы производства строительных работ в условиях Западной Сибири.— Новосибирск, 1982.— 8 с.
4. Панюков Э. Ф., Редько Ю. М. Некоторые особенности сцепления витой проволоочной арматуры с высокопрочными бетонами // Тр. ин-та / НИИЖБ.— Новосибирск, 1970.— Вып. 116.— Строительные конструкции.— С. 50—61.

где z — плечо внутренней пары.

При такой идеализации несколько занижаются максимальные нормальные напряжения в бетоне, но этот фактор не вносит существенной погрешности в результаты расчета.

Высоту зоны над наклонной трещиной x определяют из уравнения равновесия нормальных сил

$$\sigma_b x - \sigma_s A_s = 0 \quad (2)$$

и условия совместности деформаций при взаимном повороте крайнего и среднего блоков балки вокруг вершины наклонной трещины (см. рис. 1)

$$\frac{\epsilon_b}{\epsilon_s} = \frac{x}{h_0 - x} \quad (3)$$

Принятие такого деформационного условия равносильно предположению о том, что затяжка арки по всей длине лишена сцепления с бетоном. Такое допущение близко к действительности (см. рис. 1).

Отсюда с учетом закона Гука для бетона и арматуры находим высоту зоны бетона над наклонной трещиной.

$$\frac{x}{h_0} = \frac{1}{2} (-k + \sqrt{k^2 + 4k}), \quad (4)$$

где

$$k = n\mu_s; \quad n = \frac{E_s}{\lambda_s E_b}; \quad \mu_s = \frac{A_s}{bh_0}.$$

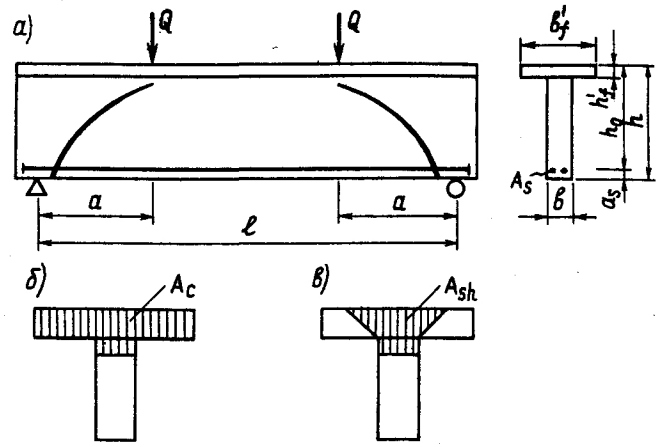
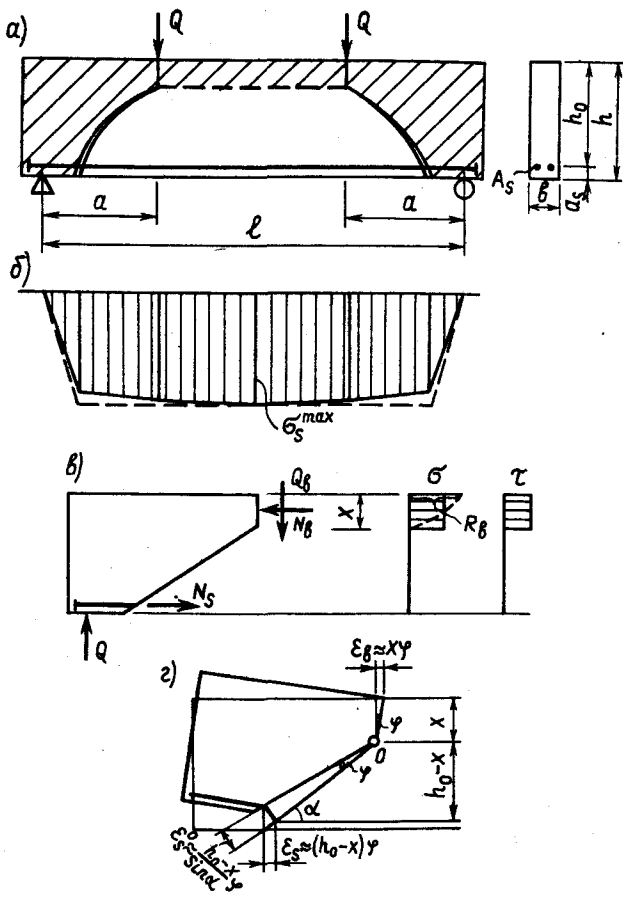


Рис. 2. Расчет элементов таврового сечения
 а — балка при действии поперечных сил; б — зона восприятия нормальных напряжений; в — то же срез

Рис. 1. Расчет балочных элементов
 а — прямоугольного сечения на действие поперечных сил; б — схема изменения напряжений в арматуре по длине пролета и ее идеализация; в — схема усилий в сечении и расчетные эпюры σ и τ ; г — вывод условия совместности деформаций

Присоединяя к уравнениям (1) условие равновесия внешних сил $M = Qa$, получим систему из трех уравнений с четырьмя неизвестными M, Q, σ и τ . Замыкающим для этой системы является уравнение прочности сжатой зоны, связывающее σ и τ в предельном состоянии.

Рассмотрим теперь балку таврового сечения (рис. 2). Для построения расчетных формул необходимо знание того, как разрушается полка при сдвиге. По данным источника [3] при большой ширине свесов полка разрушается происходит локально в форме продавливания полки выступающим углом стенки. Проекция области разрушения на расчетное сечение имеет вид трапеции, ширина нижнего основания которой равна толщине стенки, а боковые грани наклонены к основанию под углом 45° (см. рис. 2). Нормальные напряжения при этом распределяются равномерно по всей площади сжатой зоны (см. рис. 2).

Уравнения (1) в этом случае примут вид

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= \frac{M}{A_{cz}}; \\ \tau &= \frac{Q}{A_{sh}}. \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

а уравнение (4) —

$$\frac{x}{h_0} = \frac{1}{2} [-(\mu_f + k) + \sqrt{(\mu_f + k)^2 + 4k}], \quad (6)$$

где

$$\mu_f = \frac{(b_f - b)h_f^2}{bh_0}$$

Применимость предлагаемого метода расчета проверяли в результате сравнения с известными данными испытаний балок таврового сечения. При этом испробовали критерий главных напряжений СНиП 2.03.01—84, критерий с усреднением нормальных напряжений по сжатой зоне и условие критической интенсивности касательных напряжений. Наилучшие результаты получены при использовании последнего условия для сжатия со сдвигом

$$\sigma^2 + 3\tau^2 - (R_b - R_{bt})\sigma - R_b R_{bt} = 0. \quad (7)$$

Предельная несущая способность при этом

$$Q_{ult} = \frac{5}{3+p^2} R_{bt} A_{sh} \times (\rho + \sqrt{1+p^2}), \quad (8)$$

где

$$p = \frac{a}{z} \frac{A_{sh}}{A_c}; \frac{R_b}{R_{bt}} = 10.$$

Формула (8) выражает сопротивление сжатой зоны бетона. Для балок без поперечной арматуры к нему необходимо добавить усилие зацепления берегов наклонной трещины

$$Q_{ag} = k_{ag} R_{bt} b (h_0 - x), \quad (9)$$

где $k_{ag} = 0.4 \dots 0.6$ по данным разных исследователей.

При проверке предложенной методики рассчитали 24 балки из опытов разных авторов. В результате установлено, что в большинстве случаев теоретические значения предельной нагрузки Q_{ult} хорошо совпадают с экспериментальными — для 17 образцов отклонение составило $< 15\%$.

Стены по сравнению с балками обладают особенностями, которые следует учитывать при построении расчетного метода. Кроме поперечной на них действует значительная нормальная нагрузка. Пролет среза при схеме нагружения, характерной для стен, условен, и расчет их на сдвиг, как правило, производят при фиксированном моменте. В стенах, особенно при знакопеременном нагружении, силы зацепления обычно невелики, а из-за малой толщины полок вершины наклонных трещин чаще все-

го располагаются в стенке.

Уравнения (5) с учетом этого

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= \frac{M_s}{bh_0^2 \left[\mu_f + \xi \left(1 - \frac{\xi}{2} \right) \right]} \\ \tau &= \frac{M_s}{bh_0 (x_f + \xi)} \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

где M_s — момент всех внешних сил относительно растянутой арматуры; $\xi = x/h_0$; $x_f = (h_f)^2/bh_0$.

Решая уравнение равновесия нормальных сил и совместности деформаций вместе с уравнением (10), получим кубическое уравнение для определения высоты зоны бетона над наклонной трещиной

$$\frac{s}{2} \xi^3 + (1-s) \xi^2 + [\mu_f \times \times (1-s) + k] \xi - k = 0, \quad (11)$$

где $s = \frac{Nh_0}{M_s}$.

Для расчета балок $s=0$, откуда для ξ получаем формулу (6). Если балка прямоугольного сечения, то $\mu_f=0$ и имеем выражение (4). Для расчета неармированных стен в уравнении (1) надо принять $k=0$.

После определения высоты сжатой зоны по формуле (10) вычисляются нормальные напряжения σ , затем из уравнения прочности (7) $\tau_{max} = R_{sh}$. Выражение для R_{sh} при $R_b/R_{bt}=10$ можно записать более просто

$$R_{sh} = 1,826 R_{bt} \times \sqrt{1 + 9 \frac{\sigma}{R_b} - 10 \left(\frac{\sigma}{R_b} \right)^2}. \quad (12)$$

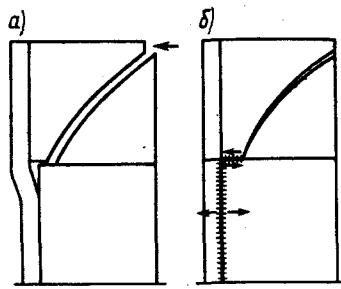


Рис. 3. Отслаивание полки от стенки в элементах стен

а — механизм явления; б — расчетное сечение

Наконец, по формуле (10) находят разрушающую поперечную нагрузку Q_{ult} .

Для тавровых элементов стен, особенно панельных зданий, при сдвиге происходит отслаивание полки от стенки, когда верхний блок стенки, скользя по нижнему, увлекает за собой полку, отрывая ее от стенки по всей высоте стыка (рис. 3). При этом полка оказывается в состоянии сильного изгиба и не может воспринимать сдвигающих усилий. Расчет в этом случае производят для ступенчатого сечения (см. рис. 3). Сечение вышерасположенного этажа рассчитывают, как рассмотрено ранее, и находят сдвигающее усилие в стенке Q_w . К нему добавляют усилие поперечного разрыва стыка Q_{sep} , которое принимают равным большому из усилия разрыва перекрытия и предельного усилия, воспринимаемого связями в шве по высоте расчетного сечения

$$Q_{sep} = \max [R_{bt, fl} (b_f - b) t_{fl}; R_{sw} \mu_{sw} b H_{st}], \quad (13)$$

где $R_{bt, fl}$ — сопротивление перекрытия разрыву или выдергиванию из полки; t_{fl} — толщина перекрытия; μ_{sw} — коэффициент армирования стыка; H_{st} — высота этажа.

По данной методике рассчитали 19 образцов стен прямоугольного и двутаврового сечения из тяжелых разными авторами на действие внецентренного сжатия со сдвигом. В результате получено хорошее совпадение с опытными данными по разрушающей нагрузке — 10 образцов показали отклонение < 15 %.

После составления номограммы для решения уравнения (14) предложенный метод можно рекомендовать для практических расчетов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Боришанский М. С. Расчет отогнутых стержней и хомутов по стадии разрушения. — М.—Л.: Стройиздат, 1946.— 80 с.
2. Бориев В. С.—Г. Прочность плоскостных стеновых конструкций бескаркасных жилых зданий при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил: Автореф. дис. ... канд. техн. наук.— М., 1987.— 19 с.
3. Чупак И. М., Залесов А. С., Корейба С. А. Сопротивление железобетонных элементов действию поперечных сил.— Кишинев: Штинница, 1981.— 132.
4. Лишак В. И., Розенберг М. Я. Прочность стен из монолитного бетона при совместном действии сжатия и сдвига // Повышение эффективности и качества монолитного домостроения: Тез. сообщ. Всесоюз. совещ. (Пятигорск, 19—21 окт. 1983 г.).— М., 1983.— С. 32—36.

УДК 693.54.002

В. С. ФЕДУЛОВ, инж. (Гипростроммаш)

Типовое проектирование бетоносмесительных цехов и складов цемента

Большое число бетоносмесительных цехов и складов цемента, эксплуатируемых 10, 20 и более лет, с физически и морально изношенным оборудованием не отвечает современным требованиям по технологии, санитарии и охране окружающей среды. Модернизацией действующих предприятий, проектированием и возведением новых занимается много организаций.

Типовые проекты помогут осуществить эти работы на высоком техническом уровне, в короткие сроки, с меньшими затратами на проектирование.

Гипростроммашем ведется работа по нескольким направлениям, взаимно дополняющим друг друга. Первое — это создание производств, быстромонтируемых из комплектных блоков-модулей, высокой

степени заводской готовности с использованием новейшего оборудования.

Второе направление — участие в разработке новых бетоносмесителей, тензометрических дозаторов с микропроцессорной системой управления с комплектом периферийной измерительно-сигнализирующей аппаратуры, автоматической коррекцией рецептов бе-

