

6. Качурин В.К. Теория висячих систем. Статический расчёт / В.К. Качурин. – Ленинград – Москва.: ГСИ, 1962.
7. Vladimir G. Shuchov; 1853 -1935. Die Kunst der Sparsamen Konstruktion / Vladimir G. Shuchov - Deutsche Verlags – Anstalt, Stuttgart, 1990.

УДК 624.072.4

ПРОЧНОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СТЕРЖНЕЙ ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ ПРИ ДЕЙСТВИИ ПРОДОЛЬНЫХ СИЛ И КРУТЯЩИХ МОМЕНТОВ

Пигуль О.В., Душин В.В., Севидов Д.Ф.

Постановка проблемы в общем виде. Прочность железобетонных стержневых элементов, подверженных действию продольных сил и крутящих моментов, зависит от многочисленных факторов:

- параметров внешнего воздействия (соотношения силовых факторов, знака продольной силы, величины эксцентриситета, длительности действия сил и моментов);
- формы и параметров поперечного сечения;
- вида, количественных показателей и соотношения интенсивностей продольного и поперечного армирования;
- прочностных и деформативных характеристик материалов,
- гибкости стержней.

Соотношение действующих на элементы продольных сил и крутящих моментов можно охарактеризовать величиной коэффициента:

$$\chi = \pm \frac{N_{act} Z_s}{T_{act}}, \quad (2.1)$$

который может изменяться от $\chi \rightarrow 0$ при чистом кручении до $\chi \rightarrow \infty$ при чистом сжатии.

В строительной практике чаще реализуются конструкции, в элементах которых при комбинациях $N_{act} + T_{act}$ превалирует продольная сила. Реже встречаются элементы когда в паре $N_{act} + T_{act}$ превалирует крутящий момент.

Анализ последних исследований и публикаций. Анализ напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов в существующих исследованиях производился в основном с позиции теории упругости в стадиях их работы до момента образования трещин. Было выяснено, что значения моментов трещинообразования, вычисленных в представлении только об упругой работе материала, как правило, получались меньше опытных величин. Расхождение теоретических и опытных величин во многом зависело от формы поперечного сечения. Поэтому, для согласования опытных данных с вычисленными значениями в расчетные формулы были введены поправочные коэффициенты. Хотя с помощью их и была достигнута большая сходимость опытных и теоретических результатов, но физическая сущность явления осталась нераскрытой.

Результаты исследований таких нашли своё отражение в работах многих авторов как в нашей стране, так и за рубежом: В.Н. Байкова, П.М., А.А. Гвоздева, Э.Г. Елагина, Н.С. Жорняка, П. Зиа, Н.М. Лялина, Е. Мёрша, Р.А. Складневой и многих других.

Формулирование целей статьи. По названной причине оказалось целесообразным разработать расчетные модели оценки прочности железобетонных

стержней для случаев превалирования продольной силы (I^я схема) и крутящего момента (II^я схема).

Рассмотрены стержни прямоугольного (в частности квадратного) сечения как наиболее часто встречающиеся в строительной практике.

Настоящее исследование в значительной мере ориентированно, на плоские и пространственные системы, в элементах которых продольные силы действуют при малых расчетных или случайных эксцентриситетах. Кроме того, эти элементы обычно имеют малую гибкость (чаще $\lambda \leq 14$) поэтому могут рассматриваться как короткие.

Изложение основного материала.

Расчет прочности железобетонных элементов на сжатие с кручением при больших значениях χ

При сжатии с кручением железобетонный брус испытывает сложное пространственное напряженное состояние, обусловленное действием крутящих моментов. Действию продольной сжимающей силы соответствуют нормальные напряжения в сечениях бетона и арматуры с их неравномерностью при наличии эксцентриситета силы N .

Наличие крутящего момента вызывает дополнительное действие касательных напряжений в железобетонном элементе. В случае малых χ (при преобладающем влиянии продольных сжимающих сил) разрушение элемента, как показывают экспериментально-теоретические исследования происходит в результате разрушения бетона в зонах с различным напряженно-деформированным состоянием при соответствующих этому состоянию напряжениях в продольной и поперечной арматуре.

Ранее проведенные исследования показали, что действию крутящих моментов в железобетонном брусе активно сопротивляется приконтурная зона определенной толщины, параметры которой исследователи оценивают по разному, но толщину которой рекомендуют принимать с определенной надежностью равной двум толщинам защитного слоя ($\delta = 2a$).

Выполненные автором исследования показали, что при сжатии с кручением в поперечном сечении можно выделить две зоны: центральную – бетонную, в которой действуют преимущественно сжимающие напряжения и приконтурную – железобетонную, находящуюся в сложном напряженном состоянии, обусловленную действием сжимающих и касательных напряжений.

При разработке расчетной модели для рассматриваемого случая силового воздействия на железобетонный стержень можно принять названное положение в виде рабочей гипотезы. Тогда можно записать расчетное условие равновесия для железобетонного элемента:

$$N_u = N_{b,r} + N_{b,p} \quad (2.2)$$

где: N_u - несущая способность элемента;

$N_{b,r}$ - продольная сила воспринимаемая центральным бетонным ядром;

$N_{b,p}$ - продольная сила, воспринимаемая приконтурной железобетонной зоной, работающей в условиях сложного напряженного состояния.

Как отмечалось выше, здесь исследуются случаи силового воздействия, когда продольная сила приложена со случайным эксцентриситетом e_a или при $e_a = 0$, в

частности, для поясов железобетонных ферм, рассматриваемых в данной работе, что может быть вполне обосновано.

Для бетонного ядра с размерами сечения $b_r \times h_r$ при наличии случайного эксцентриситета e_a , величину которого можно принимать по рекомендациям действующих норм, несущую способность следует определять по зависимости:

$$N_{b,r} = R_b A_{b,c} = R_b A_{br} \left(1 - \frac{2e_a}{h_r} \eta \right) \quad (2.3)$$

где: $A_{b,c}$ - площадь сжатой зоны сечения;

A_{br} - площадь центрального ядра;

η - коэффициент продольного изгиба.

Справедливость такого подхода подтверждается фактом разрушения в первую очередь приконтурной зоны из-за сложного напряженного состояния. В общем случае коэффициент η может быть вычислен по формуле действующих норм 19 [71] с определением критической силы по формуле 20 [71]. Следует заметить, что для рассматриваемых ферм гибкость панелей верхнего пояса чаще всего $l_0/i < 14$, поэтому в расчетах таких элементов можно принимать $\eta = 1$.

При наличии эксцентриситета e_a напряженное состояние активной приконтурной зоны характеризуется действием сжимающих напряжений $\sigma_{b,p}$, неравномерных по сечению (рис. 2.2) и касательных напряжений τ_b , вызванных наличием крутящих моментов T_{act} (рис. 2.1 г).

В расчетной модели можно учесть неравномерность $\sigma_{b,p}$, определяемых по формулам (рис. 2.2а);

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{b,p}^{\max} \\ \sigma_{b,p}^{\min} \end{array} \right\} = \frac{N_u - N_r}{A_{bp}^{red}/2} \pm \frac{(N_u - N_r)e_a}{W_{pl}^{red}/2} \quad (2.4)$$

где: W_{pl} - упругопластический момент сопротивления активной зоны сечения;

N_u - предельная сила, воспринимаемая всем сечением.

С допустимой степенью погрешности (в запас прочности) в расчет можно ввести средние продольные напряжения $\sigma_{b,p}^m$, определяемые по формуле:

$$\sigma_{b,p}^m = \frac{N_{b,p}}{A_{b,p}} = \frac{N_u - R_b A_{b,r} \left(1 - \frac{2e_a}{h_r} \eta \right)}{2(z_{sy} + z_{sx})\delta} \quad (2.5)$$

В приконтурной зоне от действия крутящего момента T_{act} действуют касательные напряжения $T_{b,s}$. Исследования показывают [81], что можно принять (рис. 2.1г):

$$T_{act} = T_y + T_x; \quad T_x = T_y = \frac{T_{act}}{2}. \quad (2.6)$$

Тогда для стадии разрушения при упругопластическом состоянии бетона распределение касательных напряжений в активной зоне следует принять по прямоугольной эпюре и принять одинаковыми по всей зоне:

$$\tau_{b,s} = \frac{T_{act}}{2z_{sy}z_{sx}\delta}. \quad (2.7)$$

Таким образом приконтурная железобетонная зона элемента находится в сложном напряженном состоянии, характеризуемым для каждого плоского элемента плоским напряженным состоянием $\sigma_{b,p}^m + \tau_{bs}$

Исчерпание несущей способности элементов приконтурной зоны (а также всей зоны) может быть оценено одним из известных критериев прочности железобетонного элемента при конкретном напряженном состоянии.

В данном случае целесообразно использовать критерий прочности железобетона Гениева Г.А., записываемый в виде:

$$\sigma_{b,p}^m{}^2 - (R_b - R_{bt})\sigma_{b,p}^m + 3\tau_{bs}^2 + \mu_w R_{sw}\sigma_{b,p}^m - 2\mu_z R_s\sigma_{b,p}^m + \\ + R_s^2(\mu_z^2 + \mu_w^2 - \mu_z\mu_w) + (R_b - R_{bt})(\mu_z + \mu_w)R_s - R_b R_{bt} = 0 \quad (2.8)$$

Здесь: μ_z, μ_w соответственно коэффициенты продольного и поперечного армирования активной зоны, которые определяются по формулам:

$$\mu_z^x = \frac{\sum_x A_{s_1}}{b\delta}; \quad \mu_z^y = \frac{\sum_y A_{s_1}}{h\delta}; \quad \mu_{sw} = \frac{A_{sw_1}}{\delta s}, \quad (2.9)$$

где: A_{s_1} – площадь сечения одного продольного стержня;

$\sum_x; \sum_y$ – суммы всех продольных стержней соответственно у горизонтальных и вертикальных граней элемента;

A_{sw_1} – площадь одного хомута;

s – шаг замкнутых хомутов. После подстановки в условие прочности (2.8) значений напряжений $\sigma_{b,p}^m$ и $T_{b,s}$ по формулам (2.5) и (2.7) получаем условие с одним неизвестным - несущей способностью элемента N_u .

Решение уравнения дает расчетное значение продольной силы при принятых параметрах: геометрических, армировании, расчетных сопротивлениях арматуры и бетона, значении коэффициента χ . Учет влияния прогибов на величину эксцентриситета e_a для приконтурной зоны, работающей на Стадии разрушения совместно с бетонным ядром и испытывающей сложное напряженное состояние

вызывает значительные трудности. Для оценки такого эффекта требуются дополнительные исследования.

Заметим, что для рассматриваемых элементов конструкций при малой гибкости неучет влияния прогибов на прочность не приводит к ощутимым неточностям. Гибкость элементов при сжатии с кручением впрямь до специальных исследований следует определять традиционным способом как для сжатых элементов.

Расчет прочности железобетонных элементов на сжатие с кручением при малых значениях χ (преобладание крутящих моментов)

Разработанная в рамках настоящего исследования расчетная модель прочности элементов при действии продольной силы и крутящего момента базируется на ранее проведенных исследованиях прочности элементов при кручении с изгибом и чистом кручении.

При малых значениях продольной сжимающей силы, приложенной центрально или с эксцентриситетом, и крутящем моменте разрушение элемента происходит по пространственному сечению, параметры которого зависят от многочисленных факторов: вида силового воздействия, геометрических параметров, прочностных характеристик материалов с учетом уровня и длительности сложного напряженно-деформированного состояния элемента. Разрушение в данном случае обусловлено прочностью при сложном напряженном состоянии приконтурной активной зоны состоящей из спиральных полос армированного бетона с толщиной, равной расстоянию между трещинами и арматуры в трещинах, находящейся в сложном напряженном состоянии. При этом ядро сечения находится в слабо напряженном состоянии, и плохо сопротивляется крутящему моменту. Напряженное состояние арматуры в расчетном спиральном сечении (рис. 2.3д) может быть описано следующей зависимостью:

- от силы N с учетом армирования [81]:

$$\sigma_{sz}^n = \frac{N_{act}}{A_b \left(\mu + \frac{\nu}{\alpha} \right)} \quad (2.10)$$

где: $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$; ν - коэффициент упругости бетона;

- от действия крутящего момента:

$$\sigma_{sx}^t = \tau_{sx} = \frac{T_{act} K_x}{2z_{sx} A_{sx}}; \quad (2.11)$$

$$\sigma_{sy}^t = \tau_{sy} = \frac{T_{act} K_y}{2z_{sy} A_{sy}} \quad (2.12)$$

Обозначение физических величин см. рис. 2.3.

Тогда напряжения в продольной арматуре равны:

$$\sigma_{sz} = \sigma_{sz}^n + \sigma_{sx}^t + \sigma_{sy}^t; \quad (2.13)$$

Разрушение элемента в данном случае обусловлено предельным состоянием в арматуре и разрушением по направлению сжимающих усилий в полосах активных зон бетона между трещинами.

Как показано выше продольная и поперечная арматура в трещинах находится в сложном напряженном состоянии. Условие прочности продольной арматуры с учетом

влияния на неё поперечной арматуры может быть записано в соответствии с критерием Мизеса-Губера-Генки в виде:

$$\sigma_{sz}^2 = 3\tau_{sx}^2 + 3\tau_{sy}^2 = \sigma_{sy}^2 \quad (2.14)$$

Для конкретных условий выразим напряжение σ_{sx}^t по формуле:

$$\sigma_{sx}^t = \frac{\sigma_{sy}}{\sqrt{\eta^2 + 3(1 + D^2)}} = \frac{\sigma_{sy}}{K} \quad (2.15)$$

$$\text{где: } \eta = 1 + D - \frac{\chi}{\left(1 + \frac{v}{\mu\alpha}\right)K_x} \quad (2.15)'$$

В формуле (2.15):

$$D = \frac{Z_{sy}}{Z_{sx}} \frac{A_{sx}}{A_{sy}} \frac{\psi_s}{\psi_w} \operatorname{tg} \beta - \text{мультипликатор}; \quad (2.15)''$$

K_x – коэффициент, зачитывающий влияние хомутов.

Тогда прочность элемента, полагая, что плечи внутренних пар усилий равны: $z_{by} = z_{sy}$; $z_{bx} = z_{sx}$ (что в данном случае вполне обоснованно) можно получить из зависимостей:

- при отказе (текучести, а в расчетах при достижении $\sigma_s = R_s$) продольной арматуры:

$$T_s^u = \frac{2\sigma_{sy} z_{sy} A_{sx}}{K \cdot K_x}; \quad (2.16)$$

- при отказе поперечной арматуры:

$$T_w^u = \frac{\sigma_{sw} A_{sw_1} z_{sy} z_{sx}}{(1 - K_x)S} \quad (2.17)$$

При расчетах проектируемых конструкций в (2.16) и (2.17) принимается $\sigma_{sy} = R_s$; $\sigma_{sw} = R_{sw}$ где, как показано в [81]:

$$K_x = \frac{1}{1 + \frac{A_{w_1}}{A_{sx}} \frac{\psi_s}{\psi_w} \operatorname{tg} \beta}; \quad K_y = \frac{1}{1 + \frac{A_{w_1}}{A_{sy}} \frac{\psi_s}{\psi_w} \operatorname{tg} \beta} \quad (2.17)'$$

При продольной силе, действующей с эксцентриситетом e_0 или e_a в сечении следует дополнительно учитывать изгибающий момент M_{act} . В данном случае напряжения в продольной арматуре σ_{sz} определяется по формуле:

$$\sigma_{sz} = \sigma_{sz}^N + \sigma_{sz}^M + \sigma_{sx}^T + \sigma_{sy}^T = \frac{N_{act}}{A_b \left(\mu + \frac{v}{\alpha} \right)} + \frac{T_{act}}{2z_{sy} z_{sx}} (K_x + K_y) + \frac{M_{act}}{A_s z_{sy}} \quad (2.18)$$

Разрушение элемента при действии $N_{act} + T_{act}$ может происходить по одному из случаев:

- при отказе продольной и поперечной арматуры одновременно, или в результате перераспределения усилий в сечении (2.16);
- при отказе только продольной, либо только поперечной арматуры (перearмирование в одном из направлений) (2.16), (2.17);
- при разрушении бетона по наклонным полосам бетона без достижения предельных напряжений во всей арматуре (2.10).

Учет перераспределения усилий в пространственном сечении можно выполнить, используя исследования [81].

После получения окончательного значения T_u по зависимостям (2.16) или (2.17) значение продольной силы получаем по формуле:

$$N_u = \frac{T_u \chi}{z_{sy}} \quad (2.19)$$

При определении коэффициентов K_x ; K_y для случаев $e_0 = 0$; $e_a = 0$ углы наклона трещин на гранях стержня принимаем равным 45° . При $e_0 \neq 0$; $e_a \neq 0$ предварительно принимаем $\beta = 45^\circ$. После вычисления напряжений в бетоне σ_{bt} и τ_b следует уточнить угол наклона трещин по формуле:

$$\operatorname{tg} 2\beta_l = \frac{2\tau_b}{\sigma_{bt}} \quad (2.20)$$

с последующим уточнением несущей способности стержня. Окончательные значения N_u , T_{act} и M_u определяются на основе итерационного процесса.

Значения σ_{bt} и τ_b вычисляются по формулам:

$$\sigma_{bt} = \frac{-N_{act} + A_s \sigma_s^*}{A_b}; \quad (2.21)$$

$$\tau_b = \frac{T_{act}}{2z_{sy} \delta z_{sx}}, \quad (2.22)$$

$$\text{где: } \sigma_s^* = \frac{\sigma_{sy}}{K} \eta \quad (2.22)'$$

Выводы.

1. Разработанная методика расчета прочности железобетонных стержней распространяется на элементы прямоугольного сечения с малой гибкостью загруженными продольной силой центрально или со случайным эксцентриситетом.

2. Выявлены две характерные формы разрушения и напряженно-деформированного состояния призматических стержней отвечающих превалированию в комбинации воздействий или продольной силы или крутящего момента. При превалировании действия продольной силы прочность элемента обеспечивается центральной бетонной зоной, на сопротивление которого оказывает влияние наличие эксцентриситета силы, и приконтурной железобетонной зоной толщиной $\delta = 2a_i$

находящийся в сложном напряженном состоянии, разрушающийся при $\sigma_b < R_b$.

3. При превалировании крутящего момента в комбинации $(N^I + T^n)$ разрушение элемента происходит по пространственному сечению, аналогично разрушению при чистом кручении, но при более высокой несущей способности, обусловленной влиянием сжатия.

4. Границу между двумя формами разрушения следует устанавливать по комбинациям воздействий, отвечающим моменту образования трещин в приконтурной зоне элемента, методика определения которого предложена в настоящей главе.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ржаницын Л.Р. Строительная механика: учеб. [пособие для вузов] / Л.Р. Ржаницын. - М.: Высш. школа, 1982. - 400 с.
2. Лукаш П.А. Основы нелинейной строительной механики / П.А. Лукаш. - М.: Стройиздат, 1987. - 204 с.
3. Ильин О.Ф. К оценке прочности железобетонных элементов по наклонным сечениям: [сборник трудов. / Под ред. Л.С. Залесова и др.] - М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1989. - 199с.
4. Елагин Е.Г. Сопротивление раскрытию трещин железобетонных стержней произвольного сечения при сложном деформировании, включающем кручение / Е.Г. Елагин – Известия ВУЗов. Строительство и архитектура.-1998. №6.-С. 8-9.
5. Городецкий А.С. Приложение метода конечных элементов к физически нелинейным задачам строительной механики / А.С. Городецкий: Автореф. дис. ... докт. техн. наук: 05.23.17. - Киев, 1978. - 34 с.
6. Руководство к практическим занятиям по курсу строительной механики (статику стержневых систем): учеб. пособие для студентов вузов / [Г.К. Клейн, Н.И. Леонтьев, М.Г. Ванющенко и др.] ; под ред. Г.К. Клейна. – [4-е изд., перераб. и доп.]. - М.: Высш.школа, 1980. - 384 с.

УДК 624.012

ВРАХУВАННЯ ВПЛИВУ ЗАЦЕМЛЕННЯ ПЛИТ ПЕРЕКРИТТЯ В КЛАДКУ СТІН ПРИ ЇХ РОЗРАХУНКУ

Савченко О.С., Савченко Л.Г., Телухін О.В.

Постановка проблеми в загальному вигляді. В сучасних умовах розвитку будівельної індустрії одним із основних напрямків розвитку є економія матеріальних і трудових ресурсів при проектуванні та зведенні будівель і споруд. Однак, надмірна економія іноді призводить до несподіваних результатів. Так, наприклад, у відповідності до норм СНиП, плити перекриття розглядаються як шарнірно оперта балка, завантажена рівномірно розподіленим навантаженням. Однак, при спиранні плит на цегляну кладку виникає ефект часткового зацмлення, що зменшує згинальний момент в прольоті, але викликає згинальний момент на опорі, що може призвести до виникнення тріщин.

При використанні плит у перекриттях будинків з обпиранням на кладку несучих стін із цегли, керамічних або бетонних дрібних блоків, а також при великоблочних і панельних стінах із платформними вузлами обпирання перекриттів варто зробити додаткові розрахункові перевірки на тріщиностійкість нормальних перерізів по гранях опор і похилих перерізів у кінцях плит.

У кінцях плит, заведених у кладку стін або затиснутих у платформних вузлах панельних стін, від навантажень понад їхню власну вагу виникають опорні (від'ємні) згинальні моменти, які повинні сприйматися неармованим бетонним перерізом плит (на довжині прослизання арматури й на початку зони заанкерування). Величини моментів