

РАСЧЕТ КАРКАСОВ ПЕРЕМЕННОГО СЕЧЕНИЯ С ГИБКОЙ СТЕНКОЙ

Вячеслав Шебанин, Владимир Богза, Сергей Богданов, Иван Хилько
Николаевский национальный аграрный университет
Ул. Парижской коммуны 9, Николаев, Украина

Viacheslav Shebanin, Vladymyr Bogza, Sergei Bogdanov, Ivan Hilko
Mykovaliv National Agrarian University
St. Paryzka Komuna, 9, Mykovaliv, Ukraine

Аннотация. В работе показаны основные подходы к методике расчетов прочности, надежности и устойчивости элементов стального каркаса металлических конструкций. Работа гибкой стенки характеризуется практическим отсутствием стадии докритического сопротивления. В реальных конструкциях деформация стенки от начала нагрузки возникает не по плоскостной схеме, а за счет перераспределения изгибов, изменение их значений и направления. Процесс перераспределения обусловлен как характером исходных изгибов, так и переменной гибкостью стенки, что приводит к неопределенному его развитию до такого состояния, когда под действием преобладающего усилия характер деформаций составляет соответственно сжатие или сдвигу. В зависимости от соответствия какого-либо участка или сечения для предельного состояния каркаса в целом может приниматься своя величина с целью обеспечения требуемого уровня надежности конструкции. Окончательное корректирование размеров должно учитывать конструктивные требования, предъявляемые к каркасу здания (наклон покрытия, методы крепления ограждающих конструкций и т.п.), что приводит к отступлению от условия равнопрочности и тем более к равнопредельности всех сечений, но обеспечивает наиболее рациональное к ним приближение.

Ключевые слова: Гибкая стенка, стальной каркас, площадь сечения каркаса, длина сечения каркаса, запас прочности, надежность стальной конструкции, устойчивость металлического каркаса.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМЫ

Результаты испытаний, разработанного стального каркаса с гибкой стенкой и поясами из холоднотянутых профилей приведены в [1]. В этой работе рассмотрены основные подходы к расчетной оценке прочности и устойчивости элементов стального каркаса.

АНАЛИЗ ПОСЛЕДНИХ ИССЛЕДОВАНИЙ И ПУБЛИКАЦИЙ

В [2] регламентирован расчет только разрезных балок с гибкой стенкой и плоскими листовыми поясами. Теоретическая основа этих регламентаций приведена в работах Б.М.Броуде, А.А.Евстратова, В.В.Бирюлева и других. Принципиальные подходы и

рекомендации этих работ использовались при разработке рассматриваемого стального каркаса и первичной оценки его несущей способности. Однако вследствие конструктивных особенностей каркаса основным критерием для разработки расчетных положений являются результаты натурных испытаний рамы прогибом 30 м, составленной из универсальных элементов длиной 3 м.

ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ

Испытания показали [1], что основные усилия сжатия N и изгиб M , воспринимаются поясами элементов с примыкающей к ним части стенки сечения. Работа гибкой стенки характеризуется практическим отсутствием стадии докритического сопротивления. В реальных конструкциях при толщине стенки $t_m \leq 4$ мм глубина изгибов сопоставима с толщиной и достигает $4t_m$, вследствие чего деформация стенки от начала нагрузки возникает не по плоскостной схеме, а за счет перераспределения изгибов, изменение их значений и направления. Процесс перераспределения обусловлен как характером исходных изгибов, так и переменной гибкостью стенки, что приводит к неопределенному его развитию до такого состояния, когда под действием преобладающего усилия характер деформаций составляет соответственно сжатие или сдвигу. Поставим задачу: на элементы конструкции каркаса действует нагрузка, которая представляет собой случайную функцию времени, вероятностные характеристики которой известны. Требуется определить размеры поперечного сечения конструкции исходя из заданной надежности. А так же необходимо рассчитать значение коэффициента запаса прочности k при постоянных сечениях поясов, значение коэффициента K необходимого для определения размеров поперечного сечения стального каркаса и выдать рекомендации для определения надежности стальной конструкции в целом. Под мерой надежности H будем понимать вероятность того, что не разу за срок службы T максимальное напряжение S не превысит несущей способности стальной конструкции R .

ИЗЛОЖЕНИЕ ОСНОВНОГО МАТЕРИАЛА

На участках каркаса, где имеет место довольно большая поперечная сила Q , независимо от величин

N и M , деформирование стенки происходит под влиянием сдвига с образованием упругих диагональных складок. Такой тип смещенной деформации вызывает у стенки дополнительные нормальные растягивающие напряжения [4]:

$$s_a = 2Q / t_w h_w \sin 2a, \quad (1)$$

где: a – угол наклона диагональной складки к плоскости, которая воспринимает поперечную нагрузку. В этих условиях определение до критической составляющей поперечной силы, которая обусловлена соотношением, $t \leq t_{cr}$, а также определение критических t_{cr} и Q_{cr} не имеет смысла. Наиболее напряженной, что подтверждают измерения при испытании, есть часть стенки, которая примыкает к поясам. Она получает влияние трех составляющих мембранных напряжений, S_N, S_M, S_Q и касательного t . Прочность этих участков предлагается проверять на уровне примыкания поясов условием:

$$s_{прив} = \sqrt{s_{N+M}^2 + s_Q^2 - s_{N+M} + 3t^2} \leq R_{yn}. \quad (2)$$

При определении, S_N и S_M в геометрических характеристиках каждого сечения должны учитываться своя редуцированная высота стенки согласно рекомендациям [2], а при определении S_Q и t должна учитываться полная высота стенки.

Уравнение:

$$s_{прив} = R_{yn}. \quad (3)$$

Предлагается рассматривать как предельное состояние соответствующего сечения элемента каркаса. Меньшее из нагрузок, при которых достигается условие (3) в одном из сечений, предлагается считать предельным по прочности нагрузкой для каркаса в целом. Одновременно должна быть проверена прочность поясов как самостоятельных элементов. Пояса работают как внецентрово сжатые или растянутые стержни под действием продольной силы:

$$N_f = 0.5N \pm M / (h_0 - v_f), \quad (4)$$

и местного изгибающего момента:

$$M_f = N_f v_f. \quad (5)$$

Который возникает вследствие прогиба (сближения) поясов при вспучивании стенки. Величину v_f предлагается определять как смещение опоры балки прогибом, который равен высоте сечения h в середине сечения, ось которого изогнута по синусоиде (сечение через две складки сдвига) с амплитудой $4t_w$.

Расчетная длина пояса в плоскости стенки:

$$l_{ef} = 0.7l_x, \quad (6)$$

где: l_x длина сечения, расстояние между элементами жесткости, которые создают опоры поясам. При проверке поясов на срез следует учитывать прирост Q_f за счет проекции усилия N_f в направлении Q_f . Проверка устойчивости сжатого пояса в обеих плоскостях выполняется с учетом деформированной схемы по предельному условию взаимодействия:

$$[N / N_u + M / M_u (1 - N / N_{cr})] \leq 1, \quad (7)$$

где: $N = N_f$ и $M = M_f$ – наибольшие расчетные усилия в поясе проверяемого сечения элемента каркаса:

$$N_u = R_{ywf} A_f, \quad (8)$$

$$M_u = R_{ywf} W_{fpt}, \quad (9)$$

где: A_f – площадь сжатого пояса с частью стенки, которая равна $0.5h_{wred}$; где W_{fpt} – пластический момент инерции этой плоскости; $N_{cr} = N_{fcr}$ – наименьшая для сечения пояса критическая эйлерова сила центрального сжатия. Рассмотрим элементы стальной конструкции, максимальное напряжение S в которых линейно зависят от нагрузки q :

$$S = Kq, \quad (10)$$

где: коэффициент K связан простыми зависимостями с размерами поперечных сечений элемента стальной конструкции. Предположим, что характер действия нагрузки $q(t)$, которая представляет собой случайную функцию, таков, что силами инерции при определении напряжений можно пренебречь. Подставив в уравнение:

$$H = P_0 = \exp\left[-\int_0^T S f(R, S/t) dS dt\right], \quad (11)$$

уравнение (10), получим выражение для определения коэффициента K . Зная его значение легко найти размеры, поперечного сечения каркаса.

Если $S(t)$ – нормальный стационарный процесс, для $V(R/T)$ имеем:

$$V(R/T) = \frac{T s_s}{2p \sqrt{s_s^2 + s_R^2}} \exp\left[-\frac{(m_R - m_s)^2}{2(s_s^2 + s_R^2)}\right]. \quad (12)$$

Отсюда для надежности получим:

$$H = \exp\left\{\frac{T s_s}{2p \sqrt{s_s^2 + s_R^2}} \exp\left[-\frac{(m_R - m_s)^2}{2(s_s^2 + s_R^2)}\right]\right\}, \quad (13)$$

где: s_s^2 – дисперсия напряжений в каркасе переменного сечения; s_R^2 – дисперсия несущей способности стальной конструкции; m_s – математическое ожидание напряжений; m_R – математическое ожидание несущей способности стальной конструкции; T – срок службы стальной конструкции.

Для многих реальных физических процессов корреляционная функция нагрузки может быть аппроксимирована формулой:

$$K_q(t) = s^2 e^{-a|t|} (\cos bt + \frac{a}{b} \sin b |t|). \quad (14)$$

Константы a и b подбираются так, что бы экспериментальная кривая $K_q(t)$ совпадала с теоретической кривой, построенной по формуле 14. Для этого случая имеем:

$$s_s^2 = K_s(0) = -\frac{d^2}{dt^2} K_s(t)|_t = s_s^2(a^2 + b^2). \quad (15)$$

С учетом этого запишем выражение для надежности:

$$H = \exp \left\{ -\frac{T\sqrt{a^2 + b^2} K s_q}{2p\sqrt{K^2 s_q^2 + s_R^2}} \exp \left[-\frac{(m_R - K m_q)^2}{2(K^2 s_q^2 + s_R^2)} \right] \right\}, \quad (16)$$

из которого можно определить искомый коэффициент K , необходимый для определения размеров поперечного сечения стального каркаса.

В общем случае уравнение (16) удобно решать графически, для чего перепишем его в виде:

$$-\frac{(m_R - K m_q)^2}{2(K^2 s_q^2 + s_R^2)} = -\ln \frac{2p\sqrt{K^2 s_q^2 + s_R^2}}{T\sqrt{a^2 + b^2} K s_q}. \quad (17)$$

Для случая $s_R = 0$, выбросы, за которые запрещены уравнение (15) удается разрешить относительно K :

$$K = \frac{m_R}{m_q + s_q \sqrt{2A}}, \quad (18)$$

где:

$$A = -\ln \frac{2p(-\ln H)}{T\sqrt{a^2 + b^2}}. \quad (19)$$

В том случае, когда уровень выбросы за который запрещены, является случайным с законом распределения Релея, по этому для $V(R/T)$ имеем:

$$V(R/T) = \frac{T}{2p} \frac{s_x a}{s_x^2 + a^2}, \quad (20)$$

отсюда по уравнению (11) определим надежность стальной конструкции:

$$H = \exp \left\{ -\frac{T}{2p} \frac{s_s a}{s_s^2 + a^2} \right\}. \quad (21)$$

$$\text{Подставим: } s_s = K s_q; \quad s_s = K s_q \sqrt{a^2 + b^2}, \quad (22)$$

тогда:

$$H = \exp \left\{ -\frac{TK s_q \sqrt{a^2 + b^2}}{2p(K^2 s_q^2 + a^2)} \right\}. \quad (23)$$

Решая относительно K , получим:

$$K^2 - \frac{a\sqrt{a^2 + b^2}}{2ps_q(-\ln H)} K + \frac{a^2}{s_q^2} = 0. \quad (24)$$

Обозначив: $\frac{T\sqrt{a^2 + b^2}}{2p(-\ln H)} = B$, получим окончательно значение коэффициента K :

$$K_{1,2} = \frac{a}{s_q} \left(\frac{B}{2} \pm \sqrt{\frac{B^2}{4} - 1} \right). \quad (25)$$

Согласно разработанных в этих нормах рекомендаций, в условиях (7) следует принимать: N и M – расчетные усилия в каждом сечении проверяемого элемента; N_{cr} – эйлерова сила центрального сжатия для элементов постоянной длины и сечения, наименьшего в данном элементе, с учетом геометрических характеристик сечения в плоскости изгиба от M ; N_u – предельная сила центрального сжатия для такого стержня; M_u – предельный изгибающий момент для балки приведенной длины постоянного сечения, наибольшего у проверяемого элемента. Коэффициенты приведенной длины являются статическими величинами, определенными численно и эмпирически как зависимости от угла сужения элементов, плоскости его изгиба, типа усилий и вида потери устойчивости – упруго или упруго-пластического. Так для элемента переменного сечения относительно главной оси ее сечения коэффициент определится:

$$g_{pi} = 1 / (1.85J_d + 1), \quad (10)$$

где:

$$J_d \arctg[(h_{\max} - h_{\min}) / 2L](180/p). \quad (11)$$

При необходимости обеспечения пространственной устойчивости $N_u = N_{cr \min}$ и $M_u = M_{cr}$ критическому изгибно-крутящему моменту. Однако у большинства каркасов зданий пространственные потери устойчивости исключены конструктивно, то есть $l \leq l_{cr}$ В этом случае:

$$N_u = R_{yf} A_{red}, \quad (12)$$

а

$$M_u 2l_{red} (R_{yn} - N / A_{red}) / h. \quad (13)$$

Согласно [4] имеем:

$$l_{cr} = (60 - 40m) i_{\min} n (235 / R_{yf}) \text{ при } -1 < m < 0,5$$

$$\text{и } l_{cr} = 40 i_{\min} n (235 / R_{yf}) \text{ при } m > 0.5, \quad (14)$$

где: $m = M_{\min} / M_{\max}$ на закрепленном сечении; i_{\min} – радиус инерции относительно оси наименьшей жесткости сечения, который имеет наиболее полную плоскость.

ВЫВОДЫ

Для создания экономичного каркаса необходимо стремиться к равнопрочности его сечений. Если задаться значением коэффициента запаса прочности k и выразить l_{red} через h_w (при постоянных сечениях поясов), то возможно определить по (13) необходимую высоту h_w в

сечениях с $Q = 0$ при $M_u = kM$. При $Q_u = kQ$ и $S_a = R_{yn}$ (1) может быть определена h_w в сечениях с $M = 0$. Промежуточные сечения, как показали расчеты, автоматически не обеспечивают тот же запас прочности и могут вообще не удовлетворять условиям предельного состояния. Поэтому они должны проверяться по (2) и (7), высота сечения должна корректироваться только в сторону увеличения. В зависимости от соответствия какого-либо участка или сечения для предельного состояние каркаса в целом может приниматься своя величина k с целью обеспечения требуемого уровня надежности конструкции. Окончательное корректирование размеров должно учитывать конструктивные требования, предъявляемые к каркасу здания (наклон покрытия, методы крепления ограждающих конструкций и т.п.), что приводит к отступлению от условия равнопрочности и тем более к равнопредельности всех сечений, но обеспечивает наиболее рациональное к ним приближение. Значение коэффициента необходимого для определения размеров поперечного сечения каркаса (25) является также основным условием обеспечения устойчивости колонн и ригелей каркаса, как сжатых изогнутых элементов переменного сечения.

Отечественные нормативные документы не дают рекомендаций по расчету устойчивости таких элементов. За рубежом этому вопросу посвящено много работ, результаты которых изложены в их нормативных документах.

БИБЛЕОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Натурні випробування сталеві рами прогином 30 м.
2. ДБН В.2.6-163:2010. Сталеві конструкції. Основи проектування.
3. Commission of the European Communities. Industrial process building and civil engineering Eurocod N3. Common unified rules for steel structures. – Brussels – Luxemburg, 1984.
4. Bakiev M. 1978. К вопросу о нагрузках, действующих на конструкции покрытия. / М. Bakiev, I. Kuznezov, R. Safin. Mezhevuzovskij sbomik. Vyp. 2, Kazan. — 28- 31.
5. Baranenko V, 2002. Genetichni algoritmi v optimalnomu proektuvanni konstrukcij. Ogljad. / V.O. Baranenko. // Pridniprovska DABIA Visnik akademii, — № 10. - 4-9.
6. Bogza V. 1998. Principy sozdaniya konstruktivnyh form stalnyh karkasov oblegchennogo tipa iz universalnyh elementov. /V. G. Bogza // Metallicheskie konstrukcii,- №1. — 61-64
7. Bogza V. 2005. Novi tipi silskogospodarskih sporud / V. Bogza, S. Bogdanov Sovremennye stroitelnye konstrukcii iz metalla i drevesiny: Sbornik nauch. tr. - Odessa, ООО «Vneshreklamaservis». - 4.2. — 4-8.
8. Vinogradov A. 1973. Problema optimalnogo proektirovaniya v stroitelnoj mehanike. /A. I. Vinogradov. Harkov, — 167.
9. Gemmerling A. 1974. Optimalnoe proektirovanie metalo konstrukcij. / A. Gemmerling // Stroifelnaja mehanika i raschet sooruzhenij, — №4. — 10-13
10. Gnitko O. 1976. Rozrahnok nadijnosti stalevih statichno nevznachenih konstrukcij. Zbirnik naukovih prac (galuzeve mashi- nobuduvannja, budivnictvo) / O. Gnitko; Vip. 1 Polt. derzh.tehn. un-t im. Jurija Kondratjuka; - Poltava.: PDTU im. Jurija Kondratjuka, 1998.
11. Goldenshtejn Ju. B. Racionalnoe ochertanie arochnyh konstrukcij pri podvizhnoj nagruzke. / J. Goldenshtejn, M. Solomeshh // Izvestie vuzov, — №6. — 44-50.
12. Zaripov I. 2005. Legkie metallicheskie konstrukcii angarov iz gnutyh profilej prokata. / I. Zaripov Sovremennye problem sovershenstvovaniya i razvitija metallicheskih, derevjannyh, plastmassovyh konstrukcij v stroitelstve i na transporter Sbornik nauchnyh trudov. - Samara.: ООО «SamLJuKS», — 370.
13. Kunickij L. 1965. Zakonomernosti vesa i optimalnaja komponovka sploshnyh izgi- baemyh metallicheskih jelementov. / L. Kunickij // Izvestija vuzov. Stroitelstvo i arhitektura — №5. — 33-45.
14. Legkie metallicheskie konstrukcii odno- jetazhnyh proizvodstvennyh zdaniy. - Sprav. posobie pod. red. I. I. Ishhenko. - M.: Stro- izdat, 1979. — 200.
15. Lukjanenko // Sovremennye problemy stroitelstva. - Doneck: ООО «Lebed», 2002 — 80- 86.
16. Nabokov I. 2002. Raschet i osobennosti konstruirovaniya stvolov dvutavrovych balok sostavnogo sechenija s maksimalnymi gabaritami / I. Nabokov, E. Lukjanenko // Sovremennye problemy stroitelstva. - Doneck: ООО «Lebed», — 80-86.
17. Panovko J. 1984. K voprosu o vybore podema svodov. / J. Panovko. - Sbornik trudov MADI, — 129-133.
18. Patent Rossijskoj federacii № 20676 96 ot 10.10.96. 6A 16 B 7/20. Razyemnoe soedinenie. / Bogza V.
19. Perelmutter A. 1995. Ob ocenke zhivuchesti nesushhij konstrukcij. Metallicheskie konstrukcii. Raboty shkoly professora N. Streleckogo / A. Perelmutter. — M.: MGSU.
20. Permjakov V. 2004. Stijkist ram iz vikoristannjam dvotavriv zi zmnim pererizom / V. Permjakov, S. Bilik Sb. dokl. VIII Ukr. Nauchno-tehn. konf. — 41. K. : «Stal», - 498- 503.
21. Permjakov V. 2005. Sovershenstvovanie rascheta na ustojchivost i prochnost dvutavrov s peremnoj vysotoj stenki kak jelementov stalnyh karkasov zdaniy universalnogo naznachenija / V. Permjakov, S. Bilyk. Sovremennye problemy sovershenstvovaniya i razvitija metallicheskih, derevjannyh, plastmassovyh konstrukcij v stroitelstve i na transporte: Sbornik nauchnyh trudov. - Samara: ООО « SamLJuKS», — 370.
22. Pichugin S. 1997. Ocinka nadijnosti statichno nevznachenih konstrukcij/ S. Pichugin, O. Gnitko // Problemi teorii i praktiki zalizobetonu. — Poltava.
23. Pichugin S. 1994. Metod rascheta nadezhnosti metallicheskih konstrukcij. XL Konferencija Naukova Komitetu Inzynierii Ladoveh I Wodneh Pan I Komitetu Nauki PZITB. — Warszawa: Rzeszow Krynica.

24. Rudnev V. 1990. O racionalnoj forme sploshnoj uprugoj arki v svjazi s sovremennymi metodami vozvedenija. / V. Rudnev. — Trudy MIITa Vyp. 15. -M.

25. Filin A. 1973. Ob otyskanii optimalnoj osi trehshamimoj sistemy pri rabote ee na neskolkih variantah nagruzki. / A. P. Filin, E. S. Filalaeva. - Kazan.: Izd. KGU, — 210-219.

26. Viacheslav Shebanin, Vladimir Bogza, Sergei Bogdanov, Ivan Hilko 2013. Chislovoj metod opredeleniya napryazhonnogo-deformirovannogo sostoyaniya i kriticheskikh nagruzok poteri ustojchivosti arok. / MOTROL Vol 15, No 2 / Lublin - Rzeszow 2013. 129-132.

Summary. The paper shows the main approaches to the calculation methods for durability, reliability and stability of the elements of the steel frame of metal structures. Work flexible wall characterized by practical absence of the subcritical stage of resistance. In real structures deformation of the wall from the beginning of the load does not occur on the planar circuit, but at the expense of redistribution of bends, changing their values and direction. The process of redistribution is due to both the nature of the original curves and variable flexible v.all. which leads to uncertainty in its development to the point when under the influence of the dominant forces of the nature of the deformation, respectively compression or shear. Depending upon the compliance of a section or sections for the limiting condition of the frame in its whole can be taken to ensure that the magnitude of the required level of reliability of the design. The final adjustment must take into account the size of the design requirements for the frame of the building (the slope of the coating methods of fastening enclosing constructions, etc.) which leads to a deviation from the conditions of equal strength and especially to ravnopredelnosti all sections, but provides the most rational approach to them.