

Расчётные модели узлов стальных каркасов многоэтажных зданий

А.В. Голиков, Д.О. Кайдалов

Волгоградский государственный технический университет

Аннотация: В статье рассмотрен расчёт узла каркаса многоэтажного здания. Выполнен сравнительный анализ работы потенциально используемых материалов. Подобраны оптимальные сечения элементов двутавров, используемых в узле.

Ключевые слова: узел, каркас, многоэтажное здание, двутавр, расчёт, метод предельных состояний, расчётное сопротивление, нагрузка, сечение, материал.

Расчёт узлов в любом сооружении - неотъемлемая часть проектирования. Многоэтажные здания со стальным каркасом не являются исключением. Любое проектирование каркаса начинается с выбора рациональных конструктивных форм, которые позволяют одновременно добиться экономии металла, минимальной трудоёмкости и высокой скорости монтажа [1]. Эти факторы - залог успеха успешной постройки. При использовании традиционных схем каркаса, затраты на несущие конструкции здания в 60 этажей, по сравнению с 20 и этажным, возрастают на 75%. При оптимальных конструктивных схемах, то же увеличение стоимости будет всего 27% [2,3]. Оптимально подобранная модель узла даст возможность строго обосновать габаритные сечения конструкции, а также размер поперечных сечений элементов и их соединений, обеспечивающих нормальные условия эксплуатации в течении всего срока службы здания, с достаточной надёжностью и долговечностью, при минимальных затратах на материалы и труд на их создание и эксплуатацию [4].

Цель работы: Сделать расчёт узла по методу предельных состояний, согласно современной нормативно-правовой базе в сфере строительства, после чего выявить оптимальное сечение двутавров, необходимых для обеспечения надёжности каркаса и максимального ограничения перерасхода материала.

Задачи:

- Выполнить расчёт узла, аналогичного узлу верхних этажей многоэтажного здания со стальным каркасом.
- Рассмотреть аналогичный узел, с аналогичными нагрузками, но уже с использованием двутавров других типоразмеров;
- Найти оптимальный типоразмер двутавра, который понесёт минимальный перерасход материала и обеспечит надёжность каркаса.
- При необходимости самостоятельно подобрать элементы и составить сварной двутавр, который бы отвечал требованиям третьей задачи.

Объект исследования: Узел верхних этажей многоэтажного здания со стальным каркасом.

Предмет исследования: Работа узла по методу предельных состояний в зависимости от выбора сечения двутавра.

Методы исследования: В работе выполнен теоретический расчёт узла многоэтажного здания со стальным каркасом на основе актуальной на сегодняшний день нормативно-правовой базы в сфере строительства.

Для примера расчёта возьмём следующий узел (рис.1):

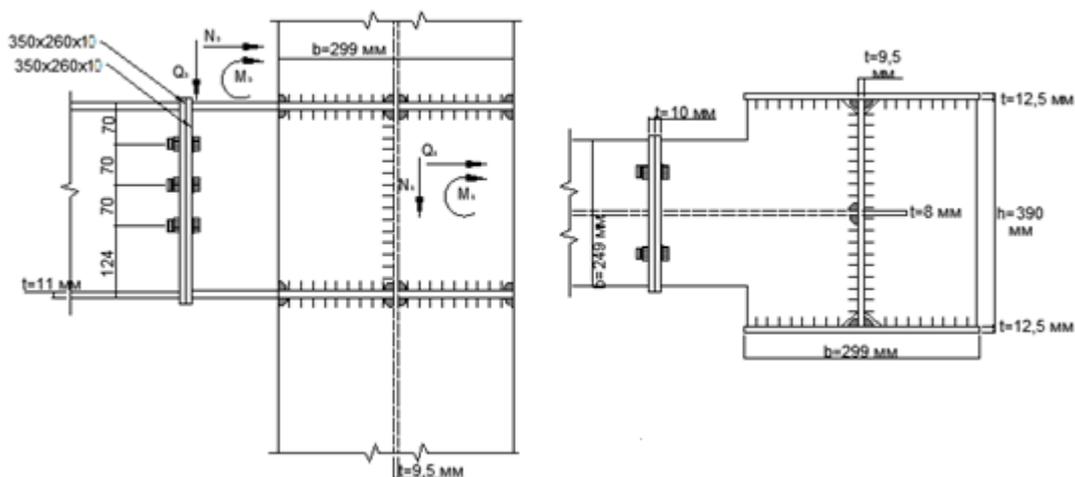


Рис.1. - Рассматриваемый узел

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ:

Расчётное сопротивление стали	R_y	Временное R_u	Срезу R_s
$\frac{kH}{cm^2}$	24	36	13,92

РАЗМЕРЫ СЕЧЕНИЙ	Ширина пояса	Высота	Толщина пояса	Толщина стенки	Эффективная высота
Колонна (см)	$b_{f.k}$ 29,9	h_k 38,3	$t_{f.k}$ 1,25	$t_{w.k}$ 0,95	$h_{ef.k}$ 37
Балка (см)	$b_{f.b}$ 24,9	h_b 33,4	$t_{f.b}$ 1,1	$t_{w.b}$ 0,8	$h_{ef.b}$ 32,3

Нагрузки	Продольная сила	Поперечная сила	Момент в заделке
Колонна	N_k 700 кН	Q_k 50 кН	M_k 180 кН * м
Балка	N_b 35 кН	Q_b 300 кН	M_b 115 кН * м

Коэффициенты	Условий работы γ_c	Надёжности по материалу γ_m
	1,0	1,050

Выполняем проверку напряжений в заделке балки:

Проверка нормальных напряжений (Сталь С245):

$$\sigma_b = \frac{M_b * 100}{W_b} = 11.7 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}, \quad R_y * \gamma_c = 24 * 1.0 = 24 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

$$W_b = \frac{2 * I_b}{h_b} = \frac{32860}{33,4} = 983,933 \text{ см}^3$$

$$I_b = I_{w.b} + 2 * I_{f.b} = 16430 \text{ см}^4$$

$$I_{w.b} = t_{w.b} \frac{h_{w.b}^3}{12} = 2144 \text{ см}^4$$

$$I_{f.b} = b_{f.b} * t_{f.b} * (0.5 * h_{ef.b})^2 = 7144 \text{ см}^4$$

$$h_{ef.b} = h_b - t_{f.b} = 32,3 \text{ см}$$

$$\sigma_b \leq R_y * \gamma_c = 11.7 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \leq 24 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \text{ Условие выполнено.}$$

Проверка касательных напряжений:

$$\tau_{xy.b} = \frac{Q_b * S_{x.b}}{I_b * t_{w.b}} = \frac{300 * 551,689}{16430 * 0,8} = 12.59 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

$$S_{x.b} = b_{f.b} * t_{f.b} \frac{h_{w.b} + t_{f.b}}{2} + \frac{t_{w.b} * h_{w.b}^2}{8} = 551,689 \text{ см}^3$$

$$R_s = 0,58 * R_y = 13,92 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

$$\tau_{xy.b} \leq R_s * \gamma_c = 12.59 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \leq 13,92 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \text{ Условие выполнено.}$$

Определяем приведенные напряжения в точке стенки у сварного шва:

$$y = \frac{h_b}{2} - t_{f.b} - k_{f.b} = 15 \text{ см}; \quad \sigma_{b.1} = \frac{M_b * 100}{I_b} * y = 10.5 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Определяем статический момент сопротивления пояса:

$$S_{f.b} = t_{f.b} * b_{f.b} \left(\frac{h_b}{2} - \frac{t_{f.b}}{2} \right) = 442,348 \text{ см}^3$$

Касательные напряжения в вышеуказанной точке:

$$\tau_{b.1} = \frac{Q_b \cdot S_{f.b}}{I_b \cdot t_{w.b}} = \frac{300 * 442,348}{16430 * 0,8} = 10,09 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

Тогда приведенные напряжения составят:

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_{b.1}^2 + 3 \cdot \tau_{b.1}^2} = \sqrt{10,5^2 + 3 \cdot 10,09^2} = 20,39 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

$$1,15 \cdot R_y \cdot \gamma_c = 27,6 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

$$\sigma_{red} \leq 1,15 \cdot 24 \cdot 1; 20,39 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \leq 27,6 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \text{ Условие выполнено.}$$

Прочность шва обеспечена.

Проверка прочности стенки колонны по приведенным напряжениям

Нормальные напряжения в стенке колонны

$$A_k = 2 * b_{f.k} * t_{f.k} + t_{w.k} * h_{w.k} = 113,3 \text{ см}^2$$

$$I_k = I_{wk} + 2 * I_{fk} = 29280 \text{ см}^4$$

$$I_{wk} = t_{wk} * \frac{h_{wk}^3}{12} = 3632 \text{ см}^4$$

$$I_{fk} = b_{f.k} * t_{f.k} * (0,5 * h_{ef.k})^2 = 12830 \text{ см}^4$$

$$h_{ef.k} = h_k - t_{f.k} = 37 \text{ см}$$

$$\sigma_{w.k} = \frac{M_k * h_{w.k}}{2 * I_k} + \frac{N_k}{A_k} = 17,44 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Касательные напряжения в стенке колонны

$$\tau_{w.k} = \frac{Q_k + 0,5 * N_b + H_{f.b}}{t_{w.k} * h_{w.k}} = 12,4 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Приведенные напряжения в стенке колонны

$$\sigma_{red.w.k} = \sqrt{\sigma_{w.k}^2 + 3 * \tau_{w.k}^2} = 27,46 \frac{kH}{cm^2}$$

$$\sigma_{red.w.k} \leq 1.15 * R_y * \gamma_c ; 1.15 * R_y * \gamma_c = 27,6 \frac{kH}{cm^2}$$

$$27,46 \frac{kH}{cm^2} \leq 27,6 \frac{kH}{cm^2} \text{ Условие выполнено}$$

Данный узел был рассмотрен с использованием широкополочного двутавра. Теперь рассмотрим аналогичный узел, с аналогичными нагрузками, но уже с использованием двутавров размеров других типов, чтобы выяснить какой размер сечения и тип двутавра имеет схожую выдержку по методу предельных состояний. После проведения новых расчётов составим таблицу основных нагрузок:

Типоразмер Двутавра	Напряжения в заделке балки			Напряжения в стенке колонны		
	$\frac{kH}{cm^2}$			$\frac{kH}{cm^2}$		
	Норма льные	Касате льные	Привед ённые	Норма льные	Касател ьные	Приведё нные
Двутавр широкополочный (35Ш1, 40Ш1)	11,688	12,591	20,395	17,483	12,109	27,275
Горячекатанный стальной двутавр (36,45)	13.932	9.292	21.287	22.374	9.356	27.604
Двутавр нормальный (40Б1,50Б1)	10.688	9.273	19.293	19.895	11.009	27.558

Колонный двутавр (30К1,35К2)	8.007	10.694	20.197	11.222	12.11	23.789
------------------------------------	-------	--------	--------	--------	-------	--------

После оформим таблицу в диаграммы нагрузок:

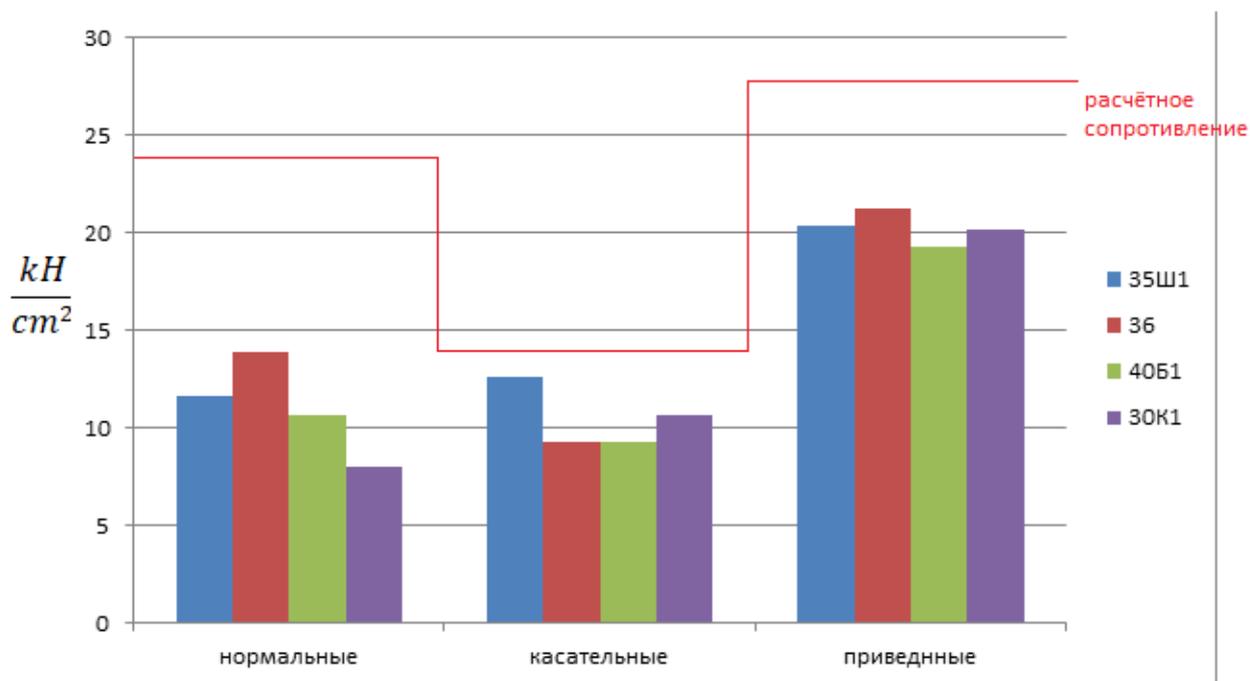


Рис.2. – Диаграмма нагрузок для балок

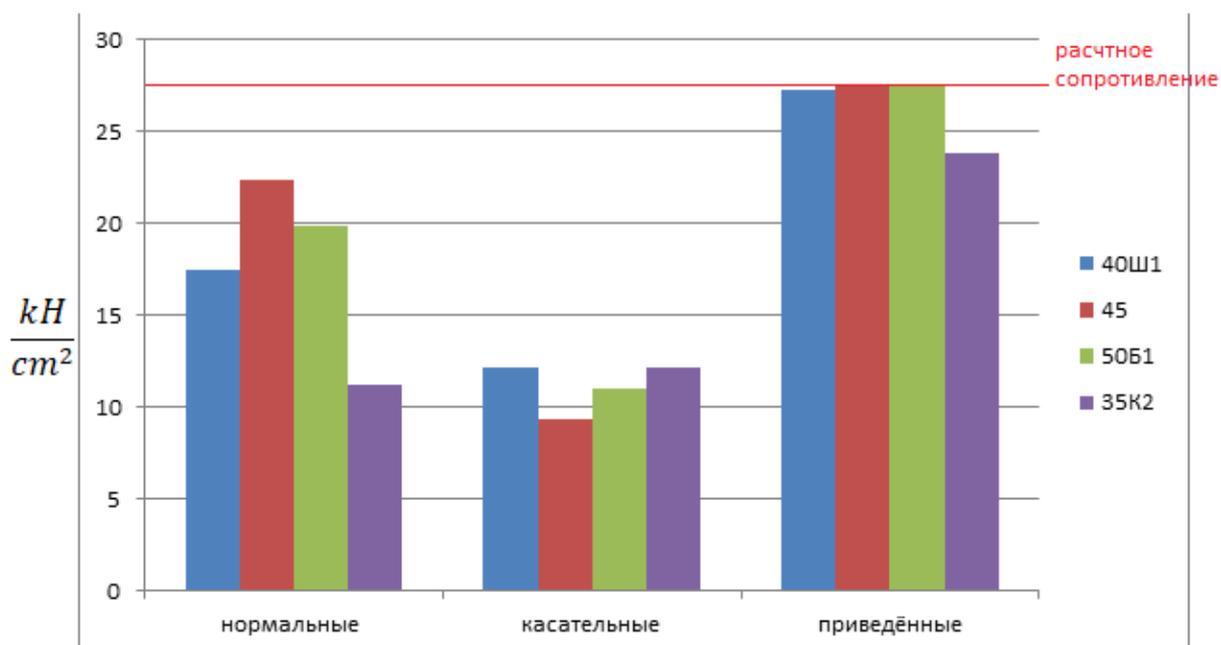


Рис.3. – Диаграмма нагрузок для балок

Из диаграммы (для колонн), можно сделать вывод о том, что колонный двутавр в целом лучше остальных подходит для восприятия нагрузки в многоэтажном здании.

Из диаграммы (для балок) видно, что нет определённого типа двутавра, который бы лучше или хуже воспринимал все виды нагрузок. Но если обратить внимание на расчёты нашего узла, то можно увидеть, что самое близкое значение нагрузки к расчётному сопротивлению - это касательные напряжения в заделке балки. Поэтому, если выбирать из представленных типов двутавров оптимальный вариант, то больше всего подойдёт нормальный двутавр 40Б1.

Но рассматриваемые значения не критичны, поэтому можно попробовать подобрать минимальные сечения элементов, которые позволят не только удовлетворить требования метода предельных состояний, но и позволят вложить в материал минимальные затраты. Воспринимаемая двутавром величина нагрузки зависит от определённого элемента (высоты, ширины, толщины стенки или полки), а у разных типов двутавров пропорции элементов совершенно разные. Оптимизация элементов по их соотношению размеров и форме сечения позволит подобрать нужные размеры составных частей балки, что позволит снизить расход стали [5]. Т.к. в рассматриваемом узле самое близкое значение - это касательные напряжения в заделке балки, то для уменьшения сечения нужно выбрать ту составную часть, которая меньше всего влияет на этот тип нагрузки. Этой частью является ширина балки. Уменьшим её до 8 см и сделаем новый расчёт:

$$\sigma_b = \frac{M_b * 100}{W_b} = 23,3 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}. \quad R_y * \gamma_c = 24 * 1.0 = 24 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

$$W_b = \frac{2 * I_b}{h_b} = \frac{19548}{39,6} = 493,61 \text{ см}^3$$

$$I_b = I_{w.b} + 2 * I_{f.b} = 9774 \text{ см}^4$$

$$I_{w.b} = t_{w.b} \frac{h_{w.b}^3}{12} = 3252 \text{ см}^4$$

$$I_{f.b} = b_{f.b} * t_{f.b} * (0.5 * h_{ef.b})^2 = 3261 \text{ см}^4$$

$$h_{ef.b} = h_b - t_{f.b} = 38,5 \text{ см}$$

$$\sigma_b \leq R_y * \gamma_c = 23,3 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \leq 24 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \text{ Условие выполнено.}$$

Проверка касательных напряжений:

$$\tau_{xy.b} = \frac{Q_b * S_{x.b}}{I_b * t_{w.b}} = \frac{300 * 551,689}{16430 * 0,8} = 13,18 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

$$S_{x.b} = b_{f.b} * t_{f.b} \frac{h_{w.b} + t_{f.b}}{2} + \frac{t_{w.b} * h_{w.b}^2}{8} = 300,6 \text{ см}^3$$

$$R_s = 0,58 * R_y = 13,92 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

$$\tau_{xy.b} \leq R_s * \gamma_c = 13,18 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \leq 13,92 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \text{ Условие выполнено.}$$

Определяем приведенные напряжения в точке стенки у сварного шва

$$y = \frac{h_b}{2} - t_{f.b} - k_{f.b} = 18,1 \text{ см}; \quad \sigma_{b.1} = \frac{M_b * 100}{I_b} * y = 21,3 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Определяем статический момент сопротивления пояса:

$$S_{f.b} = t_{f.b} * b_{f.b} \left(\frac{h_b}{2} - \frac{t_{f.b}}{2} \right) = 169,4 \text{ см}^3$$

Касательные напряжения в указанной выше точке:

$$\tau_{b.1} = \frac{Q_b * S_{f.b}}{I_b * t_{w.b}} = \frac{300 * 442,348}{16430 * 0,8} = 7,43 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

Тогда приведенные напряжения составят:

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_{b.1}^2 + 3 \cdot \tau_{b.1}^2} = \sqrt{21,3^2 + 3 \cdot 7,43^2} = 24,88 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

$$1.15 \cdot R_y \cdot \gamma_c = 27,6 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

$$\sigma_{red} \leq 1.15 \cdot 24 \cdot 1; 24,88 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \leq 27,6 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \text{ Условие выполнено.}$$

Уменьшив сечение полки двутавра, мы всё равно добились выполнения условий метода предельных состояний. Для наглядности составим таблицу размеров сечений элементов рассмотренных типов двутавров, и добавим туда новый рассмотренный тип - сварной двутавр.

Типоразмер двутавра	Толщина пояса (мм)	Толщина стенки (мм)	Ширина (мм)	Высота (мм)
Двутавр широкополочный (35Ш1)	11	8	249	334
Горячекатанный стальной двутавр (36)	12,3	7,5	145	360
Двутавр нормальный (40Б1)	11	7	199	396
Колонный двутавр (30К1)	14	9	299	298
Сварной двутавр	11	7	80	396

Теперь для наглядности составим ещё одну диаграмму с добавлением сварного двутавра:

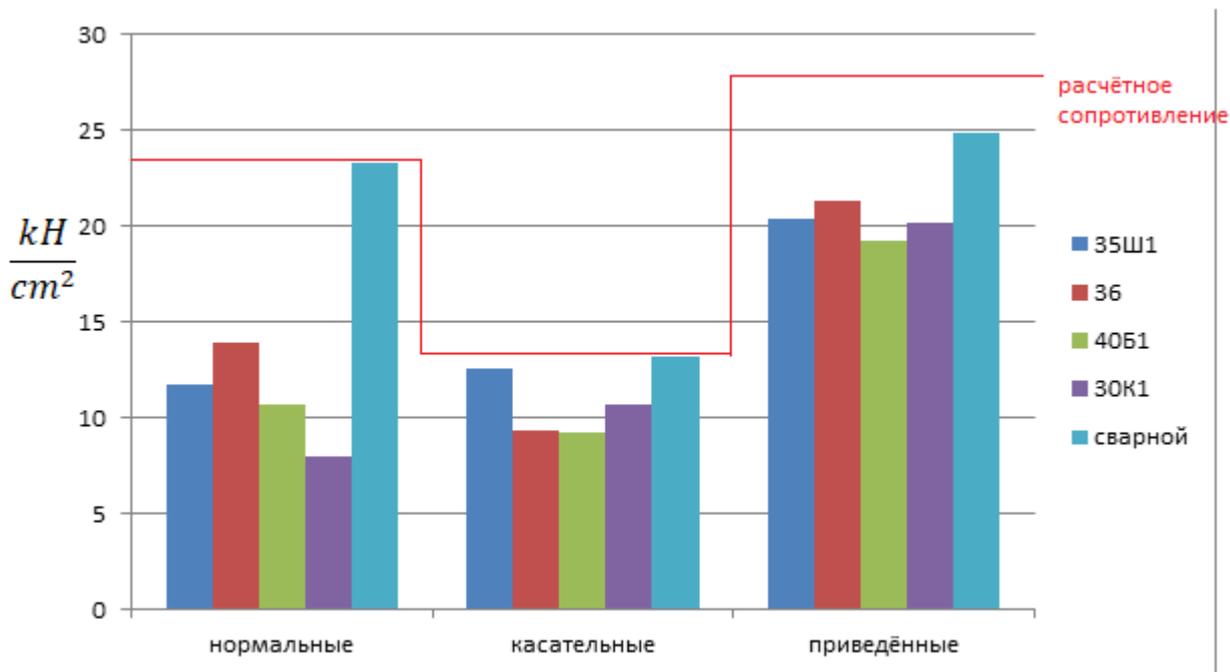


Рис.4. – Диаграмма нагрузок для балок

Каждое напряжение возросло в связи с уменьшением сечения несущего элемента, но ни в одном из случаев нагрузка не превысила и даже не сравнялась с расчётным сопротивлением.

Вывод: современная нормативно-правовая база в сфере строительства позволяет сделать расчёты узлов и каркаса в целом, учитывая все возможные нагрузки, которым может подвергнуться сооружение. Так же за счёт различных коэффициентов и деления расчётного сопротивления стали на постоянное и временное, можно вести расчеты, не используя запас несущей способности элементов каркаса [6]. Подтверждение этому также можно найти в зарубежных источниках [7] [8].

Т.к. сортамент у двутавров имеет свои заводские сечения, то невозможно подобрать оптимальный размер элементов двутавра каркаса, который бы удовлетворял методу предельных состояний по всем нагрузкам,

и в то же время не нёс бы в себе большой перерасход. Стоимость стального каркаса в зданиях с высотой 30-50 этажей составляет около 16-24% от общей стоимости здания. А с увеличением количества этажей от 40 до 80, стоимость каркаса увеличивается примерно на 50-70% [9], что является существенным показателем того, что правильный расчёт позволит сэкономить значительную часть средств, вложенных в строительство здания. С помощью таких расчётов мы выявили минимальное сечение двутавра, позволяющее выдержать метод предельных состояний и минимизировать расход материалов. Эти два фактора отличают квалифицированный расчёт от некомпетентного, где, как правило, берут огромный запас прочности, не полагаясь на многолетний опыт по расчётам и проектированию сооружений. За этим следуют дополнительные расходы, а внутреннее пространство здания «съедается» за счёт увеличенного сечения элементов [10].

В данной статье на примере узла многоэтажного здания со стальным каркасом был подобран тип двутавра, который, так же как и другие заводские типы, удовлетворил требованиям метода предельных состояний, но имел меньшие сечения элементов по сравнению со своими «конкурентами». Так же было доказано, что даже несмотря на критичность одного из напряжений, для уменьшения сечения можно подобрать элемент, который меньше всего повлияет на критичную нагрузку, но в то же время снизит расход материала.

Литература

1. Мандриков А.П. Примеры расчёта металлических конструкций: Учеб. пособие для техникумов. – 2-е изд., перераб. и доп. - М.: Стройиздат, 1991. С. 5.
2. Горев В.В., Уваров Б.Ю., Филиппов В.В., Белый Б.И. Металлические конструкции. В 3 т. Т.2. Конструкции зданий: Учебник для строительных вузов. 3-е изд./ Под ред. Горева В.В.: Высш. шк. 2004. С.220.

3. Умаров А.Г., Умаров Р.Г., Блягоз А.М. Особенности высотного строительства в современном мегаполисе // Инженерный вестник Дона, 2020, №5. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n5y2020/6491
4. Кудишин Ю.И., Беленя Е.И., Игнатъева В.С., Пуховский А.Б., Ведеников Г.С., Уваров Б.Ю. Металлические конструкции: учебник для студ. высш. учеб. заведений. Издание 13-е. / Под ред. Кудишина Ю.И. 2011. С.59
5. Беленя Е.И., Стрелецкий Н.Н., Ведеников Г.С., Клепиков Л.В., Морачевский Т.Н. Металлические конструкции, спец. курс, издание 3-е, переработанное и дополненное / Под ред. Беленя Е.И. 1991. С.403.
6. Стрелецкий Н.С., Гениев А.Н. Основы металлических конструкций / Под ред. Шебуева Б.А. 1935. С.116.
7. Шпете Герахрд. Надёжность несущих строительных конструкций / Пер. с нем. Андреева О.О. / Под ред. Лебедевой Г.А. - М. Стройиздат, 1994. С.6-8.
8. Аугустин Я., Шледзевский Е. Аварии стальных конструкций / Пер. с польского Попова Д.Д., М. Стройиздат, 1978. С. 9-11.
9. Беленя Е.И., Стрелецкий Н.Н., Ведеников Г.С., Клепиков Л.В., Морачевский Т.Н. Металлические конструкции, спец. курс, издание 2-е, переработанное и дополненное / Под ред. Беленя Е.И. 1982. С.268.
10. Лилеева Л.Р., Таутиев В.В., Плугова Д.С. Оценка последствий при отклонении от нормативных требований и затрат в строительстве. Инженерный вестник Дона, 2018, №2. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n2y2018/4964

References

1. Mandrikov A.P. Primery` raschyota metallicheskih konstrukcij: Ucheb. posobie dlya texnikumov. [Examples of calculation of metal structures: Textbook for technical schools]. 2e izd., pererab. i dop. M.: Strojizdat, 1991. p. 5.
 2. Gorev V.V., Uvarov B.Yu., Filippov V.V., Bely`j B.I. Metallicheskie konstrukcii [Metal construction]. V 3 t. T.2. Konstrukcii zdaniy: Uchebnik dlya stroitel`ny`x vuzov. 3e izd. Pod red. Goreva V.V.: Vy`ssh. shk. 2004. p. 220.
 3. Umarov A.G., Umarov R.G., Blyagoz A.M. Inzhenernyj vestnik Dona, 2020, №5. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n5y2020/6491
 4. Kudishin Yu.I., Belenya E.I., Ignat`eva V.S., Puxovskij A.B., Vedenikov G.S., Uvarov B.Yu. Metallicheskie konstrukcii: uchebnik dlya stud. vy`ssh. ucheb. Zavedenij [Metal structures: a textbook for students. higher. studies'. institutions']. Izdanie 13e Pod red. Kudishina Yu.I. 2011, p. 59.
 5. Belenya E.I., Streleczkij N.N., Vedenikov G.S., Klepikov L.V., Morachevskij T.N. Metallicheskie konstrukcii, specz. Kurs [Metal structures, special course, 3rd edition, revised and expanded], izdanie 3e, pererabotannoe i dopolnennoe Pod red. Belenya E.I. 1991, p. 403.
 6. Streleczkij N.S., Geniev A.N. Osnovy` metallicheskih konstrukcij [Basics of metal structures]. Pod red. Shebueva B.A. 1935, p. 116.
 7. Shpete Geraxrd. Nadyozhnost` nesushhix stroitel`ny`x konstrukcij [Reliability of load bearing building structures] Per. s nem. Andreeva O.O. Pod red. Lebedevoy G.A. M. Strojizdat, 1994, pp. 6- 8.
 8. Augustin Ya., Shledzevskij E. Avarii stal`ny`x konstrukcij [Steel structure accidents] Per. s pol`skogo Popova D.D., M. Strojizdat, 1978, pp. 9- 11.
 9. Belenya E.I., Streleczkij N.N., Vedenikov G.S., Klepikov L.V., Morachevskij T.N. Metallicheskie konstrukcii, specz. kurs, izdanie 2e, pererabotannoe i dopolnennoe [Metal structures, special course, 2nd edition, revised and expanded] Pod red. Belenya E.I., 1982, p. 268.
-



10. Lileeva L.R., Tautiev V.V., Plugova D.S. Inzhenernyj vestnik Dona, №2
2018. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n2y2018/4964