



МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ
РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

Белорусский национальный
технический университет

СТРОИТЕЛЬНЫЙ
ФАКУЛЬТЕТ

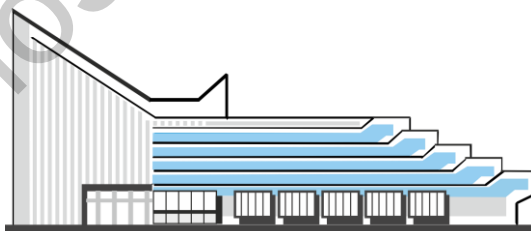


Строительный факультет

СОВРЕМЕННЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТОВ И ОБСЛЕДОВАНИЙ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ И ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Материалы 68-й студенческой
научно-технической конференции

27 апреля 2012 года



Минск
БНТУ
2012

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
Белорусский национальный технический университет

Строительный факультет

СОВРЕМЕННЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТОВ И ОБСЛЕДОВАНИЙ
МЕТАЛЛИЧЕСКИХ И ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Материалы 68-й студенческой
научно-технической конференции

27 апреля 2012 года

Минск
БНТУ
2012

УДК [624.014.04+624.011.1(06)

ББК 38.34я431+38.55я431

С56

Редакционная коллегия:

А. Н. Жабинский – канд. техн. наук,
зав. кафедрой «Металлические и деревянные конструкции»;

Ю. И. Лагун – а.с. магистр техн. наук,
ст. преп. кафедры «Металлические и деревянные конструкции»

Рецензенты:

Т. М. Пецольд – д-р техн. наук, профессор
кафедры «Железобетонные и каменные конструкции»;

Ю. С. Мартынов – канд. техн. наук, профессор
кафедры «Металлические и деревянные конструкции»;

И. В. Башкевич – канд. техн. наук, доцент
кафедры «Металлические и деревянные конструкции»

Сборник содержит материалы 68-й студенческой научно-технической конференции «Современные методы расчетов и обследований металлических и деревянных конструкций». В издании освещены материалы пленарного заседания, исследующие проблемы проектирования, конструирования и обследования металлических и деревянных конструкций.

Издание предназначено для научно-педагогических работников, студентов, магистров и аспирантов

ISBN 978-985-525-977-1

© Белорусский национальный
технический университет, 2012

СОДЕРЖАНИЕ

<i>Володько А.С., Дундал И.Ю., Ковалев С.В.</i> Современные тенденции в высотном строительстве	5
<i>Гулей П.С.</i> Сравнительный анализ расчета ветровой нагрузки по СНиП 2.01.07-85* и ТКП EN 1991-1-4-2009 для решетчатого сооружения башенного типа.	10
<i>Супранович А.А.</i> Сравнительный анализ расчета ветровой нагрузки по СНиП 2.01.07-85* и ТКП EN 1991-1-4-2009 для одноэтажного производственного здания	19
<i>Кручанова Н.А.</i> Конструктивное решение узлов большепролетной двухшарнирной клеодощатой арки с затяжкой	28
<i>Завадский В.Ю.</i> Сравнительный расчет огнестойкости клееных деревянных конструкций покрытий ледовых площадок	31
<i>Колета С.М.</i> Расчет фланцевых соединений на растяжение	39
<i>Таймасов А.Н.</i> К расчету на общую устойчивость центрально сжатых элементов согласно СНиП II-23-81* и ТКП EN 1993-1-1.....	44
<i>Дударев В.А.</i> Теоретическое сравнение методик расчета общей устойчивости изгибаемых элементов по СНиП II-23 и ТКП EN 1993-1-1.....	51
<i>Шарикова М.А.</i> Особенности определения ветровой нагрузки на навесы по СНиП 2.01.07-85 и ТКП EN 1991-1-4-2009.....	55
<i>Тарасов В.С.</i> ConX Chassis Based Modular™ (конструкции на основе модульного шасси): революция в строительной отрасли.	62
<i>Верстак В.С.</i> Особенности проверки устойчивости пластинчатых элементов поперечного сечения по ТКП EN 1993-1-5.	67
<i>Евса Е.В., Зубачева В.М.</i> Учет эффектов потери местной устойчивости от нормальных напряжений по ТКП EN 1993-1-5	70

<i>Яроцкий Р.В.</i> Учет эффектов сдвигового запаздывания по ТКП EN 1993-1-5	74
<i>Владыко А.И.</i> Особенности проверки местной устойчивости стержней балки под сосредоточенными силами по ТКП EN 1993-1-5 и СНиП II-23	78
<i>Викторович К.М.</i> Технический надзор при возведении строительных металлических конструкций.....	88
<i>Бегменов Бердимурат, Каленкович С.А.</i> Из истории развития металлических конструкций	95
<i>Врублевский П.С., Специан В.С., Шульга Д.О.</i> Особенности применения балок переменного сечения	104
<i>Вовна Е.Е., Шкловский Д.А.</i> К расчету местной устойчивости составных балок постоянного сечения.....	112
<i>Пушкина И.С., Шукан Г.С.</i> Распределение касательных напряжений по площадке скалывания в лобовой врубке.....	120
<i>Пушкина И.С., Шукан Г.С.</i> Исследование влияния анизотропии древесины на напряженно-деформированное состояние нагельного соединения.....	123
<i>Парахня Д.В.</i> Анализ закона изменения жесткости элементов переменного сечения.....	126
<i>Рогач В.В.</i> Сравнение методик сбора снеговой нагрузки по СНиП 2.01.07-85* и ТКП EN 1991-1-3-2009.....	134

УДК 624.014.2

Современные тенденции в высотном строительстве

Володько А.С., Дундал И.Ю., Ковалев С.В.

(Научный руководитель – Вербицкий А.Г.)

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

Начало XXI века отмечено бурным ростом объемов высотного строительства в развитых и развивающихся платежеспособных странах мира. Возведение таких объектов позволяет поднять международный престиж государства, повысить туристическую привлекательность и улучшить архитектурный облик городов (рисунок 1).



Рисунок 1 – Современный мегаполис

4 января 2010г в Дубае состоялась церемония открытия самого высокого (828 м, 164 этажа) в мире здания - "Бурж Дубай". Небоскреб возводили шесть лет. Автор проекта - американский архитектор Эдриан Смит, уже имеющий опыт проектирования подобных сооружений. Возведение огромного здания обошлось девелоперу – компании Emaar Properties в \$2 млрд, более чем \$9 млн на каждый этаж.

В небоскребе 57 лифтов самой быстроходной в мире системы, двигаются кабинки со скоростью 18 метров в секунду. Есть авто-

номная система электроснабжения - 60-метровая ветряная турбина и огромные солнечные батареи. Башню видно с расстояния 90 километров.

Материалы: конструкции – железобетон, сталь; фасад – нержавеющая сталь, алюминий, стекло. Для строительства башни потребовалось 330000 кубических метров бетона и 31400 тонн стальной арматуры.

Здание Burj Dubai является центральным звеном широкомаштабного проекта, который включает отели, парковые зоны, торговую галерею Dubai Mall и рукотворное озеро BurjDubai. Сама башня предназначена для размещения отелей, частных резиденций, офисов и роскошных апартаментов.

Проект изобилует интересными планировочными и инженерно-техническими решениями, сложными точками зрения логистики схемами доставки и хранения строительных материалов и оборудования. За восемь месяцев до окончания строительства, когда основные работы были завершены, на объекте ежедневно работало 9800 человек. Burj Dubai включает большое количество крупных конструктивных элементов и имеет сложную планировку.

Основание башни представляет собой фундамент, состоящий из двухсот железобетонных столбов диаметром 1,5 м, заложенных на глубину более 50 м, поддерживающих массивную железобетонную плиту толщиной 3,7 м.

Конструктивно сооружение состоит из трех независимых флигелей (крыльев), установленных под углом 120° к центральной оси башни (рисунок 2).

Флигели здания и центральная часть ядра жесткости механически связаны между собой консольными балками на нескольких технических этажах. Каждый флигель постепенно сужается кверху, в форме «трехгранного штыка». Бетонные плиты перекрытий связаны со стенами ядра жесткости. Выносные плиты карнизов позволяют перераспределять возникающую нагрузку или передавать ее на вуты (утолщения) несущих балок. Большинство стен являются важными несущими конструктивными элементами здания. Толщина основных стен составляет около 600 мм, а несущие колонны оконечности флигелей имеют диаметр 2,5 м.

До 156-го этажа башня выполнена из железобетона (рисунок 3). В ходе строительства широко применялись труботетонные колон-

ны, имеющие небольшую гибкость и малые эксцентриситеты приложения продольной силы. Они обладают исключительно высокой несущей способностью при относительно малых поперечных сечениях. Этому способствует эффект обоймы, который создает стальная оболочка для бетонного ядра. Данный эффект особенно ярко проявляется в колоннах круглого поперечного сечения. Стальная обойма в свою очередь, благодаря благоприятному влиянию внутреннего давления твердой среды, предохранена от потери местной устойчивости.

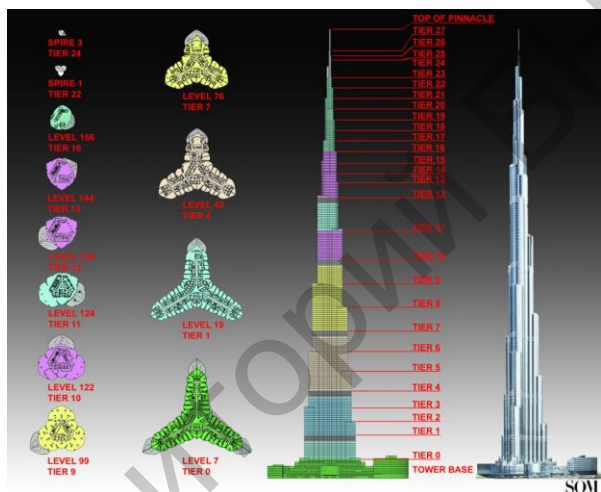


Рисунок 2 – Конструкция здания

Другое важное достоинство трубобетонных элементов – их повышенная жесткость, обусловленная увеличением приведенного модуля упругости за счет большей жесткости металла оболочки. Трубобетонные конструкции очень надежны в эксплуатации. В предельном состоянии они не теряют несущую способность мгновенно, как обычные железобетонные элементы, а еще длительное время способны выдерживать действующую нагрузку. Следовательно, в таких конструкциях открывается широкая возможность для использования современных высокопрочных бетонов. Здесь практически преодолен один из основных недостатков таких бетонов – их высокая хрупкость.



Рисунок 3 – Конструкция железобетонного каркаса

Сжатые трубобетонные стержни, изготовленные из круглых стальных труб, отличаются равноустойчивостью вследствие осевой симметрии их поперечного сечения. Жесткость на кручение такого стержня на порядок выше, чем у стержней незамкнутого профиля. Изоляция бетонного ядра от окружающей среды создает более благоприятные условия для его работы под нагрузкой.

В неизолированном бетоне большие нагрузки вызывают более значительную деструкцию, чем в изолированном. При высоких уровнях напряжений в неизолированном бетоне развитие микротрещин все время прогрессирует, у изолированного бетона при тех же напряжениях оно полностью прекращается в течение первых 2 ÷ 3 дней. Если в неизолированных образцах нелинейность деформаций ползучести наблюдается, в основном, в течение первых 20 ÷ 30 суток после их нагружения, то в изолированных – в первые 2 ÷ 7 суток.

Благодаря стальной оболочке, ТБК сохраняют все достоинства металлических конструкций в плане монтажа. За ненадобностью опалубочного оборудования процесс изготовления трубобетонных элементов значительно облегчается и становится выгоднее как по трудозатратам, так и по стоимости. Наружная поверхность трубобе-

тонных конструкций круглого поперечного сечения примерно в два раза меньше, чем стальных конструкций из профильного проката. Вследствие этого у них заметно меньше расходы по антикоррозионной и огнезащитной окраске.

На железобетонном основании на уровне 156-го этажа было необходимо установить стальную конструкцию надстройки и шпиль, которые вместе имели высоту 215 м.

Шпиль, длиной более чем 140 м, собирался внутри этой конструкции как вертикальное продолжение трубы и поднимался системами блоков на 87 м, чтобы верхняя точка шпиля достигла отметки, равной 818 м. После установки металлоконструкции были сняты помосты и леса, что позволило освободить место для установки шпиля на верхнем основании металлоконструкции. Невзирая на значительные колебания здания Burj Dubai, используя оптический отвес и опыт строителей, монтаж шпиля был удачно завершен. В заключении были проведены испытания колонн металлоконструкций и шпиля на вертикальность и отсутствие прогиба. Сборка металлоконструкции надстройки и шпиля заняла около 19 месяцев.

Очевидно, что башне Burj Dubai недолго оставаться мировым рекордсменом. В Саудовской Аравии и Кувейте уже строятся небоскребы, которые преодолют ранее недостижимую для строителей высоту 1000 м.

Основные принципы конструктивных решений, а также технологии возведения высотных зданий за рубежом необходимо использовать при возведении подобных объектов в Республике Беларусь с учетом возможностей строительного комплекса республики.

**Сравнительный анализ расчета
ветровой нагрузки по СНиП 2.01.07–85*
и ТКП ЕН 1991-1-4–2009
для решетчатого сооружения башенного типа**

Гулей П.С.

(Научный руководитель – Рябов А.Г.)

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

**Определение аэродинамического
коэффициента c_t по СНиП 2.01.07-85*.**

Аэродинамический коэффициент решетчатых конструкций согласно приложению 4 определяется по формуле:

$$c_t = c_x \cdot (1 + \eta) \cdot k_1,$$

где c_x – определяется как для отдельно стоящей фермы (схема 15 прил. 4)

η – определяется как для ряда плоских ферм (схема 16 прил. 4)

k_1 – определяется по таблице (схема 17 прил. 4).

Коэффициент k_1 зависит от формы контура поперечного сечения и направления ветра, он представлен на рисунке 1.

Коэффициент η зависит от коэффициента проницаемости и относительного расстояния между соседними гранями (рисунок 2), а так же от числа Рейнольдса. Коэффициент η представлен на рисунке 3.

Данные на рисунке 3 определены при числе Рейнольдса $R_e < 4 \cdot 10^5$, а при $R_e \geq 4 \cdot 10^5$ $\eta = 0.95$.

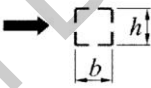
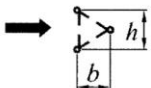
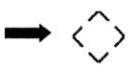
Форма контура поперечного сечения и направление ветра	k_1
	1
	0,9
	1,2

Рисунок 1 – Определение коэффициента k_1 .

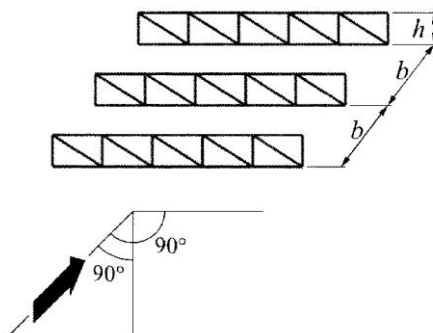


Рисунок 2 – К определению коэффициента η

φ	b/h				
	1/2	1	2	4	6
0,1	0,93	0,99	1	1	1
0,2	0,75	0,81	0,87	0,9	0,93
0,3	0,56	0,65	0,73	0,78	0,83
0,4	0,38	0,48	0,59	0,65	0,72
0,5	0,19	0,32	0,44	0,52	0,61
0,6	0	0,15	0,3	0,4	0,5

Рисунок 3 – Определение коэффициента η

Определение аэродинамического коэффициента усилия C_f по ТКП EN 1991-1-4-2009

Аэродинамический коэффициент усилия решетчатых конструкций согласно п.7.11 определялся по формуле:

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda,$$

где $c_{f,0}$ – коэффициент усилия решетчатых конструкций и лесов без обтекания свободного конца (п. 7.11).

ψ_λ – коэффициент, учитывающий концевой эффект (п. 7.13)

Коэффициент усилия $c_{f,0}$ зависит от формы контура поперечного сечения, направления ветра, числа Рейнольдса и коэффициента проемности и определяется по рисунку 4.

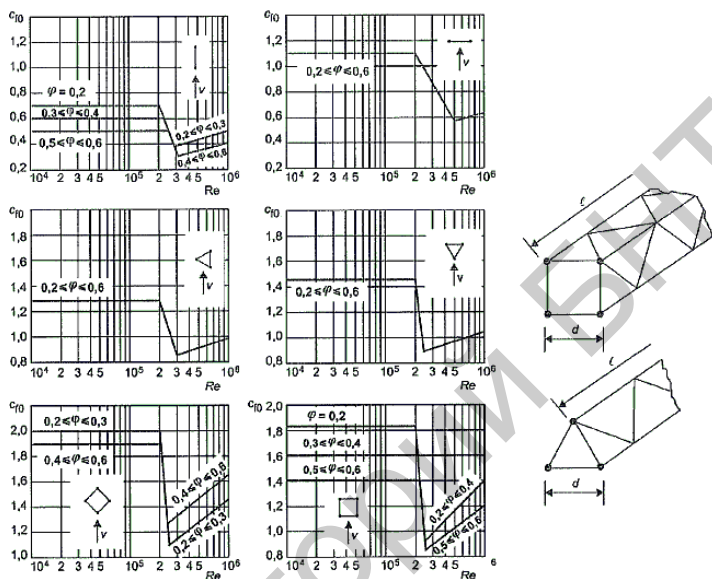


Рисунок 4 – Коэффициент усилия $c_{f,0}$ для плоских и пространственных решетчатых конструкций из профилей с круглым поперечным сечением

Коэффициент ψ_λ зависит от эффективной гибкости и коэффициента проемности и определяется по рисунку 5.

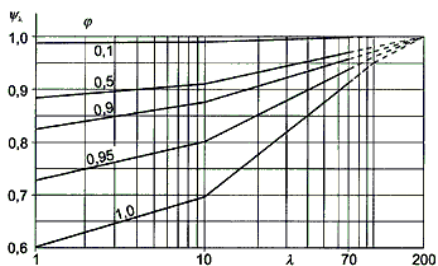


Рисунок 5 – Коэффициент ψ_λ

Сравнение методик расчёта динамической составляющей по СНиП 2.01.07–85* и по ТКП EN 1991-1-4–2009

Для удобного сравнения методик расчета динамической составляющей изобразили каждый расчет в виде блок-схемы, рисунок 6 соответствует СНиП, а рисунок 7 – ТКП EN.

В динамическую составляющую по СНиП входят следующие составляющие:

w_m – нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки

ξ – коэффициент динамичности

ζ – коэффициент пульсации давления ветра

ν – коэффициент пространственной корреляции пульсации давления ветра.

А в динамическую составляющую по ТКП EN:

k_p – пиковый коэффициент как отношение максимального значения пульсационной составляющей реакции сооружения к его стандартному отклонению

l_v – интенсивность турбулентности

B^2 – фоновая составляющая реакции, учитывающая отсутствие полной корреляции давления на поверхность конструкции

R^2 – резонансная составляющая реакции, учитывающая резонансные колебания с учетом формы колебаний вследствие турбулентности.

Для определения динамических составляющих по двум документам необходимо знать частоту собственных колебаний, которая определялась в ПК Лира.

Расчет ветровой нагрузки по СНиП 2.01.07–85*

Расчет производился в табличной форме для одного нагружения (направление ветра принято перпендикулярно грани башни). Результаты приведены в таблицах 1, 2 и 3.

Расчет ветровой нагрузки по ТКП EN 1991-1-4–2009

Расчет выполнен также в табличном виде и для одного нагружения с направлением ветра на грань. Результаты приведены в таблицах 4, 5 и 6.

**Блок-схема определения пульсационной составляющей ветровой нагрузки
по СНиП 2.01.07--85***

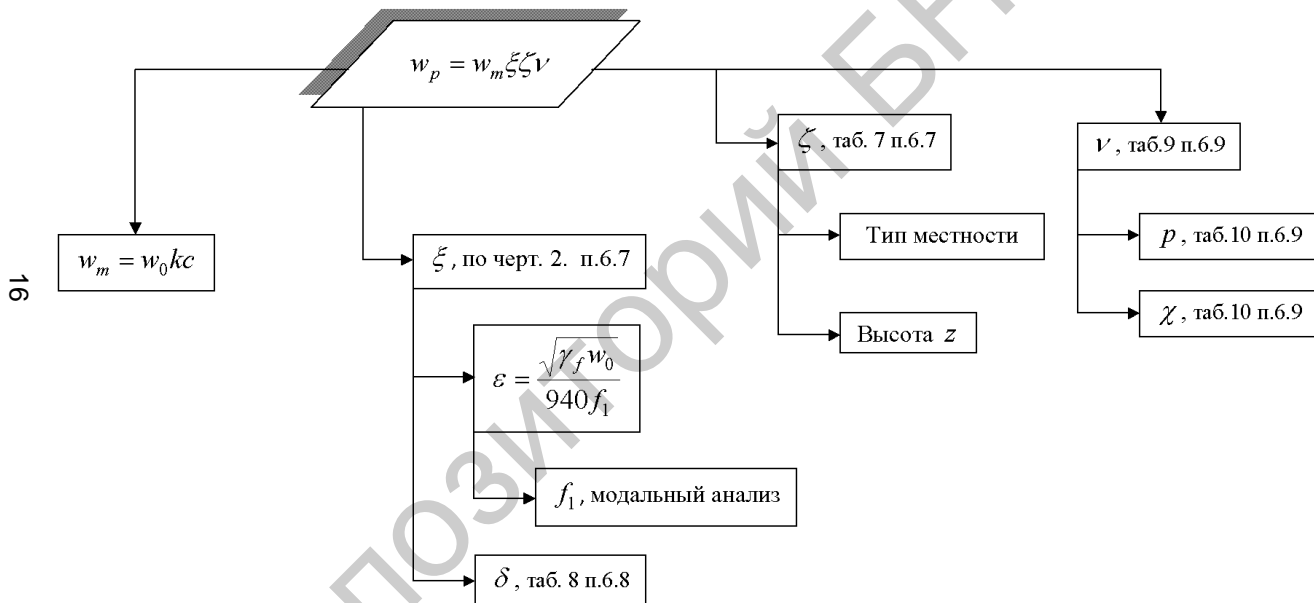


Рисунок 6 – Определение пульсационной составляющей

Схема определения конструкционного коэффициента c_{sca}

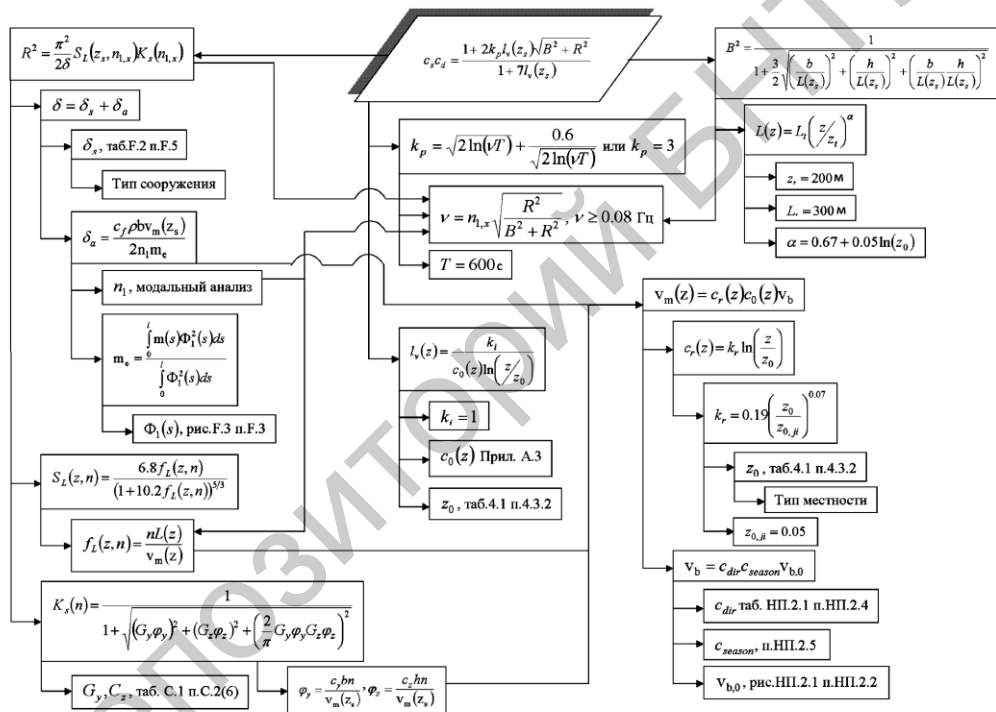


Рисунок 7 – Определение конструкционного коэффициента c_{sca}

Таблица 1 – Определение статической составляющей

№	$z, \text{ м}$	$k(z)$	γ_f	$d_{\bar{n}\delta}, \text{ м}$	$w_0, \text{ Па}$	$\text{Re} \cdot 10^5$	c_x	η	k_1	c_{t1}	c_{t2}	$w_{m1}, \text{ Па}$	$w_{m2}, \text{ Па}$
1	5	0.75	1.4	0.212	230	2.91	0.179	0.53	1	0.179	0.0947	43.293	22.858
2	15	1.125	1.4	0.212	230	3.56	0.1816	0.53	1	0.1816	0.0959	65.793	34.739
3	25	1.31	1.4	0.212	230	3.84	0.184	0.53	1	0.184	0.0971	77.608	40.977
4	35	1.438	1.4	0.212	230	4.02	0.186	0.95	1	0.186	0.1768	86.174	81.865
5	45	1.5	1.4	0.212	230	4.11	0.1875	0.95	1	0.1875	0.1781	90.573	86.044

Таблица 2 – Определение пульсационной составляющей

№	ε	ξ	ζ	ν	$w_{p1}, \text{ Па}$	$w_{p1}, \text{ Па}$
1	0.015686	1.6	0.85	0.91	75.01035	39.60547
2	0.015686	1.6	0.725	0.873	93.2785	49.25105
3	0.015686	1.6	0.67	0.845	98.42002	51.96577
4	0.015686	1.6	0.638	0.823	101.3544	96.28664
5	0.015686	1.6	0.61	0.8	99.00662	94.05629

Таблица 3 – Определение ветрового давления и ветрового усилия

№	$w_1, \text{ Па}$	$w_1, \text{ Па}$	$F_1, \text{ Н}$	$F_2, \text{ Н}$
1	118.3029	62.46392	1175.718	620.7789
2	159.0717	83.98988	1580.887	834.7082
3	176.0276	92.94255	1749.397	923.6817
4	187.5279	178.1515	1863.69	1770.505
5	189.5791	180.1002	1884.075	1789.872

Таблица 4 – Определение элементов статической составляющей

№	$z, \text{ м}$	$v_b, \text{ м/с}$	$c_e(z)$	q_b	$q_p(z)$	$v(z)$	$\text{Re} \cdot 10^5$	$c_f, 0$	ψ_λ	c_f
1	5	18.72	1.276	219.024	279.4746	21.14614	2.995704	1.6	0.964	1.5424
2	15	18.72	2	219.024	438.048	26.47408	3.750494	1.6	0.964	1.5424
3	25	18.72	2.341	219.024	512.7352	28.64221	4.057647	1.6	0.964	1.5424
4	35	18.72	2.591	219.024	567.4912	30.1328	4.268814	1.6	0.964	1.5424
5	45	18.72	2.795	219.024	612.1721	31.29657	4.433681	1.6	0.964	1.5424

Таблица 5 – Определение конструкционного коэффициента и ветрового усилия

№	$c_r(z)$	$v_m(z), \text{ м/с}$	δ_s	δ_a	δ	$l_v(z)$	$L(z), \text{ м}$	B^2	$f_L(z, n)$	$S_L(z, n)$
1	0.606	11.344	0.02	0.0823	0.1022	0.35544	31.636	0.29537	3.39382	0.059855
2	0.843	15.774	0.02	0.1144	0.1344	0.25562	61.820	0.451101	4.769466	0.048358
3	0.953	17.834	0.02	0.1293	0.1493	0.22601	84.414	0.528923	5.760401	0.042887
4	1.025	19.191	0.02	0.1392	0.1591	0.21011	103.64	0.57962	6.572323	0.039414
5	1.079	20.204	0.02	0.1465	0.1665	0.19958	120.80	0.616467	7.276583	0.036915
№	φ_y	φ_z	$K_s(n)$	R^2	$v, \text{ Гц}$	k_p	γ_f	$c_s c_d$	$F_{w1}, \text{ Н}$	$F_{w2}, \text{ Н}$
1	3.70	61.68	0.0363	0.1049	0.6229	3.6163	1.5	0.7529499	5019.118	4838.43
2	2.66	44.36	0.0581	0.1032	0.5251	3.5689	1.5	0.8455033	8833.971	8515.948
3	2.35	39.24	0.0682	0.0966	0.4782	3.5427	1.5	0.8777663	10734.73	10348.28
4	2.19	36.46	0.0747	0.0912	0.4488	3.5247	1.5	0.8957389	12124.37	11687.89
5	2.08	34.63	0.0795	0.0869	0.4278	3.5112	1.5	0.90754998	13251.44	12774.39

Сравнение полученных результатов

Таблица 6 – Усилия полеченные по СНиП

№ элемента	№ сечения	Усилие N, кН
1	1	50.44643
2	1	-50.4272
3	1	50.44643
4	1	-50.4272
23	1	42.32752
24	1	-42.3093
25	1	42.32752
26	1	-42.3093

Таблица 7 – Усилия полеченные по ТКП EN

№ элемента	№ сечения	Усилие N, кН
1	1	354.71832
2	1	-354.7121
3	1	354.71832
4	1	-354.7121
23	1	297.81851
24	1	-297.8126
25	1	297.81851
26	1	-297.8126

Результаты расчётов отличаются, т.к. не учтены факторы, связанные с определением РСУ по европейским нормам, пикового значения скоростного напора по отечественным нормам.

Необходимо продолжить исследование в этом направлении, для получения достоверных результатов.

УДК 624.042

**Сравнительный анализ расчета ветровой нагрузки
по СНиП 2.01.07–85* и ТКП EN 1991-1-4–2009
для одноэтажного производственного здания**

Супранович А.А.

(Научный руководитель – Рябов А.Г.)

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Введение

Целью данной работы является сравнение расчёта ветровой нагрузки по двум нормативным документам СНиП 2.01.07–85* и ТКП EN 1991-1-4–2009.

Вначале рассмотрим ключевые моменты расчета ветровой нагрузки по каждому документу.

Согласно [1] ветровую нагрузку следует определять, как сумму статической и динамической составляющих:

$$w = w_m + w_p, \quad (1)$$

где w_m – нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки на высоте z над поверхностью земли,

w_p – нормативное значение пульсационной составляющей ветровой нагрузки на высоте z .

Согласно [2] ветровую нагрузку можно определять как ветровое давление на поверхность или ветровое усилие, соответственно по формулам:

$$w_e = q_p(z) \cdot c_p \quad (2)$$

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z) \cdot A_{ref}, \quad (3)$$

где $q_p(z)$ – пиковое значение скоростного напора ветра;

z – базовая высота по разделу 7,

c_p – аэродинамический коэффициент давления по разделу 7,
 $c_s c_d$ – конструкционный коэффициент,
 c_f – аэродинамический коэффициент усилия для конструкции или конструктивного элемента,
 A_{ref} – базовая площадь конструкции или конструктивного элемента.

В зависимости от шероховатости местности в документе [1] различают три типа местности:

A – открытые побережья морей, озер и водохранилищ, пустыни степи, лесостепи, тундра;

B – городские территории, лесные массивы и другие местности, равномерно покрытые препятствиями высотой более 10 м;

C – городские районы с застройкой зданиями высотой более 25 м.

В то же время в зависимости от параметра шероховатости в документе [2] различают пять типов местности:

0 – моря или открытые побережья морей;

I – озера или плоская местность с незначительной растительностью без преград;

II – открытая местность с низкой, как трава, растительностью и изолированным отдельно стоящими преградами (деревьями, зданиями), расстояние между которыми на превышает 20-кратного значения их высот;

III – тип местности с равномерной растительностью или зданиями или преградами, расстояние между которыми не превышает 20-кратного значения их высот (деревни, пригородные зоны, протяженные лесные массивы)

IV – территории, в пределах которых, по крайней мере, 15% поверхности покрыто зданиями, высота которых превышает 15 м.

При расчете ветровой нагрузки в документе [1] динамика учитывается пульсационной составляющей w_p . За динамическую составляющую ветровой нагрузки по [2] отвечает конструкционный коэффициент $c_s c_d$. Конструкционный коэффициент $c_s c_d$ учитывает возможность одновременного возникновения пиковых значений скоростного напора ветра по всей поверхности (составляющая c_s),

а также влияние резонансных колебаний сооружения вследствие турбулентности ветра (составляющая c_d).

В соответствии с [1] коэффициент надежности по ветровой нагрузке γ_f равен 1,4, в [2] нет такого понятия как коэффициент надежности по ветровой нагрузке, в свою очередь для всех переменных нагрузок используется коэффициент γ_f равный 1,5.

Сравнительный анализ расчета ветровой нагрузки

Исходные данные:

Объект – одноэтажное производственное здание

Пролет здания – 36 м.

Шаг колонн – 12 м.

Количество шагов – 5

Тип местности – В

Район строительства – I

Высота здания в коньке – 18.420 м

Высота верха колонны – 18.150 м

Расчет произведен для рамы в средней части здания.

Нахождения ветровой нагрузки по [1] состоит из определения средней составляющей, потому что согласно п. 6.2.[1] при расчете многоэтажных зданий высотой до 40 м и одноэтажных производственных зданий высотой до 36 м при отношении высоты к пролету менее 1,5 размещаемых в местностях типов А и В, пульсационную составляющую допускается не учитывать. Схема расчета w_m представлена на рисунке 1.

Расчет ветровой нагрузки по документу [2] выполнен по ветровому давлению. Схема расчета приведена на рисунке 2

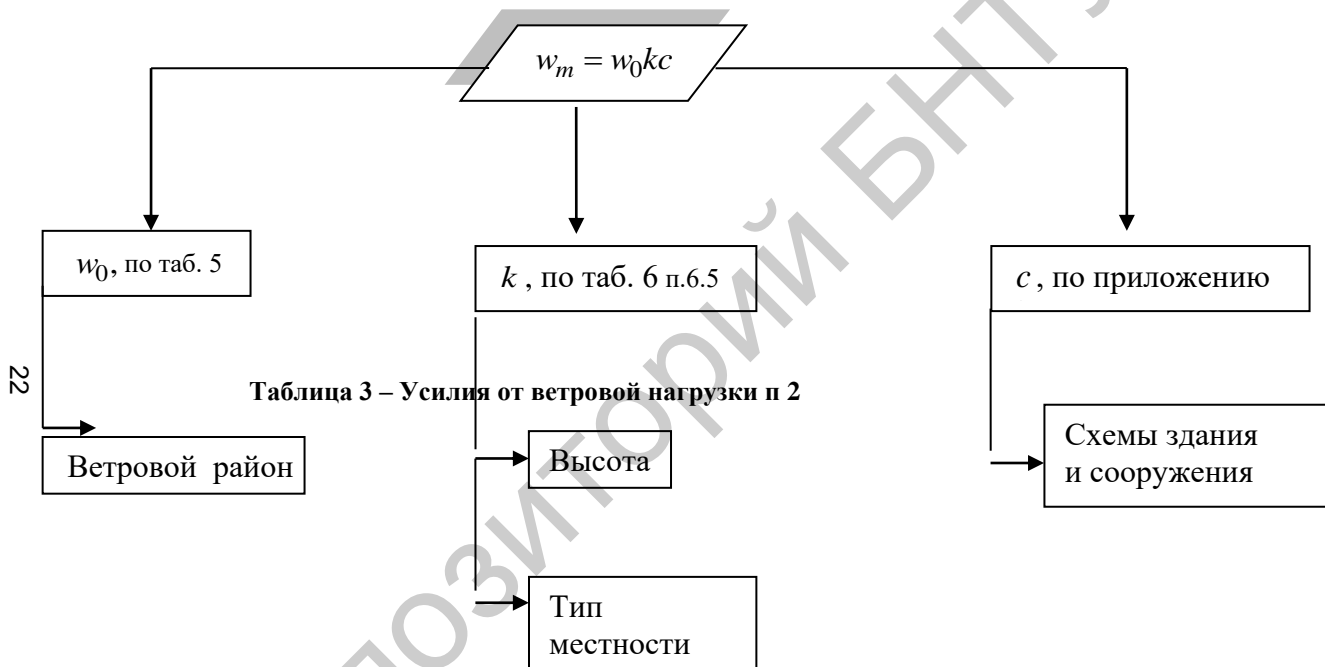


Рисунок 1 – Схема определения средней составляющей по [1]

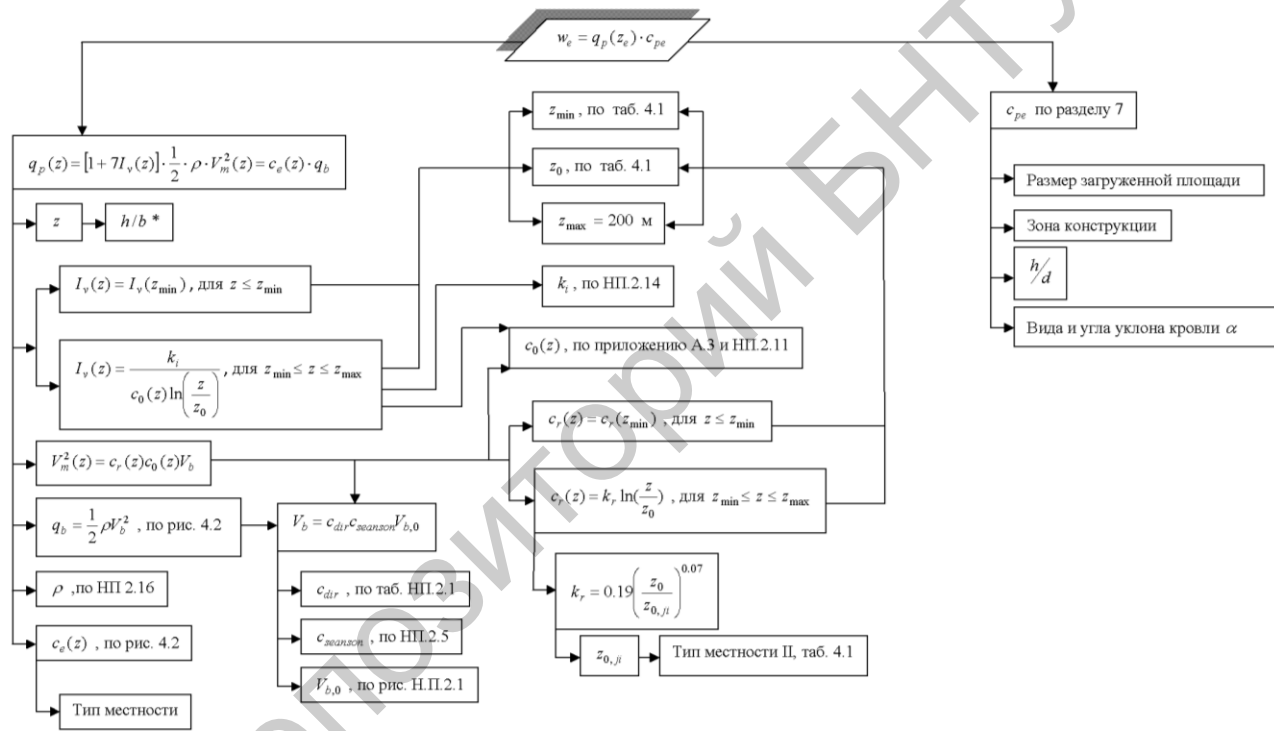


Рисунок 1 – Схема определения ветрового давления по [2]

Для простоты расчета принято сечение рамы в виде двугавра № 30.

Значения аэродинамических коэффициентов приняты в соответствии с [1] и [2] и представлены на рисунках 3 и 4.

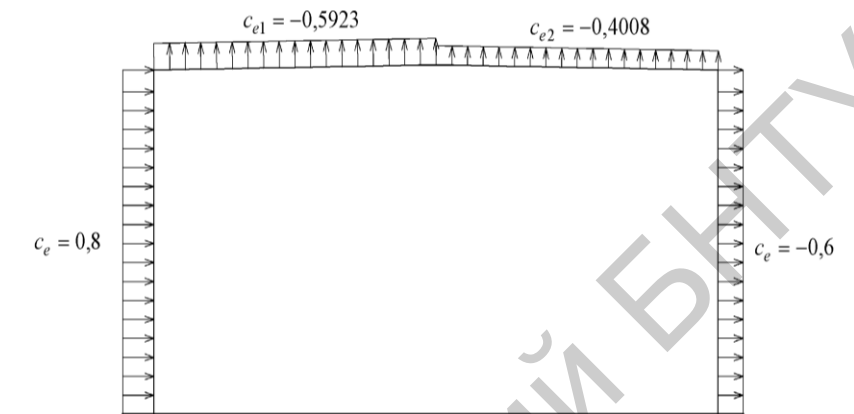


Рисунок 3 – Аэродинамический коэффициент по [1]

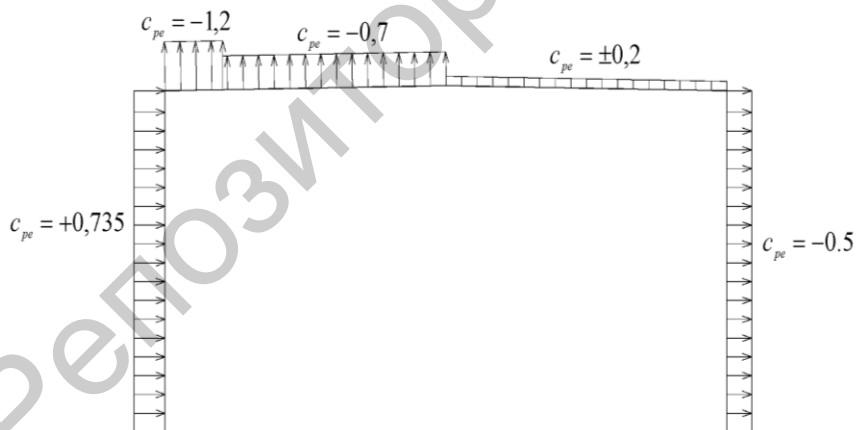


Рисунок 4 – Аэродинамический коэффициент по [2]

Выполнив расчет по [1] и [2] получены следующие значения нагрузки (рисунки 5 и 6).

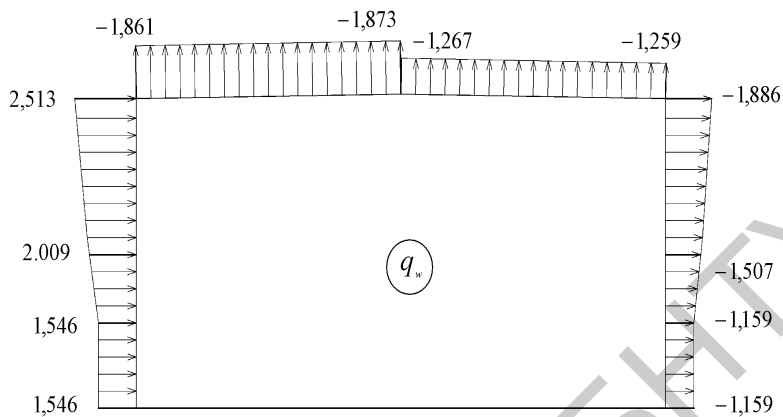


Рисунок 5 – Ветровая нагрузка по [1] в кН/м

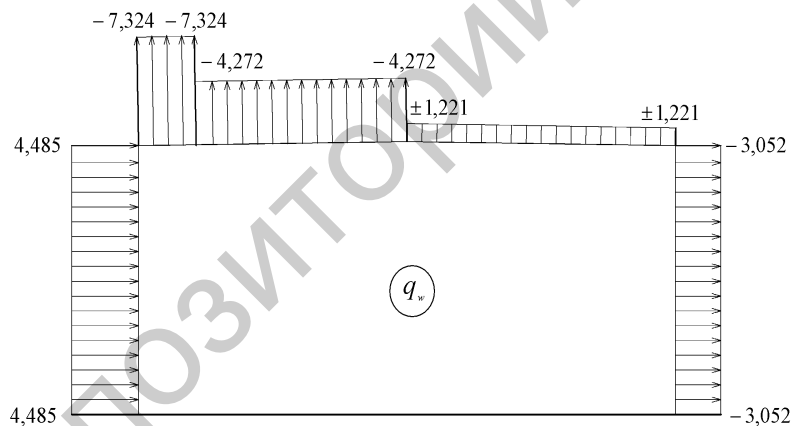


Рисунок 6 – Ветровая нагрузка по [2] в кН/м

Расчет рамы здания произведен с помощью программного комплекса Лира 9.2. Расчетная схема рамы представлена на рисунке 7. В результате расчета получены усилия, которые приведены в таблице 1 и 2.

Проанализировав всё выше изложенное по расчёту одноэтажного производственного здания можно отметить, что усилия в элементах

рамы при расчёте [1] значительно меньше усилий, полученных по результатам расчёта [2]. Разница объясняется большим заложенным запасом надёжности в методике расчёта [2], а так же различными расчётными условиями, в частности базовой скоростью ветра, которая в соответствии с [1] равна 19,37 м/с, а по [2] – 24 м/с.

Попытавшись приблизить расчётные условия по двум выше перечисленным нормативным документам, был произведён расчёт в соответствии с документом [1] при условии, что базовая скорость ветра равна 24 м/с. В результате были получены значения усилий в раме. Проанализировав которые, можно сделать выводы о том, что при приведении базовой скорости к единому значению, методики расчёта по [1] и [2] дают более близкие значения усилий (таблица 3).

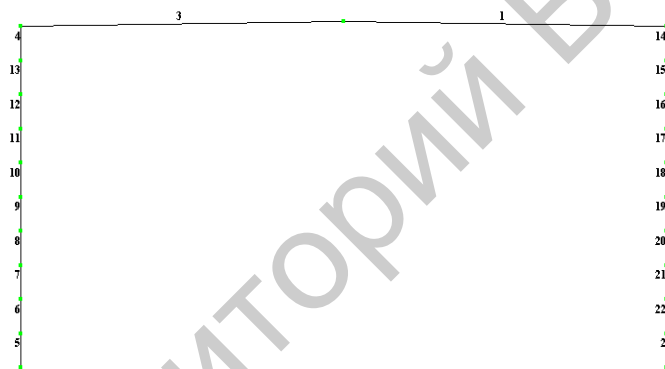


Рисунок 7 – Расчетная схема (ПК Лира 9.2)

Таблица 1 – Усилия от ветровой нагрузки по [1]

№ элемента	№ сечения	Усилия					
		N (кН)	Mk (кН*м)	Mу (кН*м)	Qz (кН)	Mz (кН*м)	Qy (кН)
2	1	-1.168	0.000	-253.6	-40.970	0.000	0.000
2	2	-2.677	0.000	-333.013	-46.509	0.000	0.000
4	1	66.936	0.000	-315.134	-17.025	0.000	0.000
4	2	68.446	0.000	-338.646	-8.884	0.000	0.000
5	1	53.352	0.000	561.334	-90.287	0.000	0.000
5	2	54.862	0.000	404.850	-82.147	0.000	0.000
14	1	10.380	0.000	8.435	8.884	0.000	0.000
14	2	10.907	0.000	19.533	3.345	0.000	0.000

Таблица 2 – Усилия от ветровой нагрузки по [2]

№ элемента	№ сечения	Усилия					
		N (кН)	Mk (кН*м)	Mu (кН*м)	Qz (кН)	Mz (кН*м)	Qu (кН)
2	1	-7.728	0.000	-140.998	-20.892	0.000	0.000
2	2	-9.237	0.000	-180.826	-22.995	0.000	0.000
4	1	19.033	0.000	-135.143	-7.750	0.000	0.000
4	2	20.542	0.000	-145.194	-3.291	0.000	0.000
5	1	5.448	0.000	263.638	-38.336	0.000	0.000
5	2	6.958	0.000	196.605	-35.530	0.000	0.000
14	1	5.857	0.000	21.345	3.291	0.000	0.000
14	2	4.347	0.000	24.259	-0.055	0.000	0.000

Таблица 3 – Усилия от ветровой нагрузки по [1] с базовой скоростью ветра 24 м/с

№ элемента	№ сечение	Усилия					
		N (кН)	Mk (кН*м)	Mu (кН*м)	Qz (кН)	Mz (кН*м)	Qu (кН)
2	1	3.262	0.000	-201.757	-28.772	0.000	0.000
2	2	1.752	0.000	-256.895	-31.986	0.000	0.000
4	1	37.761	0.000	-238.414	-14.976	0.000	0.000
4	2	39.271	0.000	-259.460	-8.164	0.000	0.000
5	1	24.177	0.000	421.987	-61.694	0.000	0.000
5	2	25.687	0.000	313.902	-57.409	0.000	0.000
14	1	16.846	0.000	-5.102	8.164	0.000	0.000
14	2	15.337	0.000	5.044	3.055	0.000	0.000

Литература

1. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия. – М.: ФГУП ЦПП, 2006.
2. ТКП EN 1991-1-4:2009. Еврокод 1. Воздействие на конструкции. Часть 1-4. Общие воздействия. Ветровые воздействия. – Минск: МАиС, 2010.
3. Руководство по расчёту зданий и сооружений на действие ветра. – М.: Стройиздат, 1978. ... с./Центр.науч. – исслед. ин – т строит. конструкций им. В.А. Кучеренко.
4. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения/ Под общей ред. А.В. Перельмутера. – М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2007.
5. Лира 9.2. Примеры расчёта и проектирование. Учебное пособие/ М.С. Барабаш, Ю.В. Гензерский, Д.В. Марченко, В.П. Титок. – Киев: “Факт”, 2005.

УДК 624.011

Конструктивное решение узлов большепролетной двухшарнирной клеодощатой арки с затяжкой

Кручанова Н.А.

(Научный руководитель – Оковитый А.В.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Двухшарнирные клеодощатые арки с затяжкой обычно проектируют пологими пролетом до 30 м, стрела подъема $1/5 \dots 1/7$ пролета. При реконструкции спортивного комплекса в г. Пинске в качестве несущих конструкций покрытия над ледовой ареной применены двухшарнирные клеодощатые арки со стальной затяжкой пролетом 42 м, шаг – 6 м, стрела подъема арки $1/6,2$ пролета (рисунок 1).

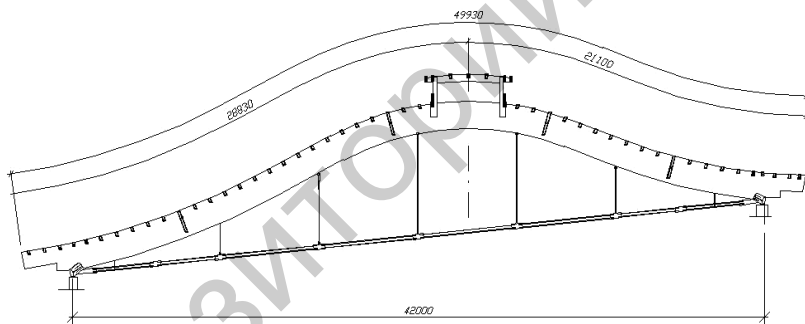


Рисунок 1 – Общий вид клеодощатой арки с затяжкой

Клеодощатые криволинейные арки прямоугольного постоянной высоты сечения – двухконсольные, в соответствии с функциональным назначением имеют сложное очертание и запроектированы из трех отправных марок длиной до 20 м с жесткими монтажными соединениями с различными радиусами кривизны. Арки имеют две консоли у опорных узлов, при этом опорные части арок имеют вогнутое очертание. Распор воспринимается стальной затяжкой из четырех арматурных стержней, объединенных в две ветви. Для уменьшения гибкости затяжки предусмотрено пять подвесок.

Опорные узлы арок с консольными участками запроектированы в виде стальной платформы с анкерровкой в стене (рисунок 2). В нижней кромке деревянной арки устроена выборка, посредством которой она сопрягается с двумя гранями опорного башмака платформы. Продольное усилие сжатия и поперечная сила от деревянной арки передается на грани башмака через контактные площадки, в которых древесина работает на смятие под различными углами. Затяжка в виде стальной серьги с вертикальной пластиной соединена с платформой посредством стального валика. К пластине приварены две вертикальные ветви арматурных стержней. Продольное усилие растяжения передается через валик к серьге затяжки.

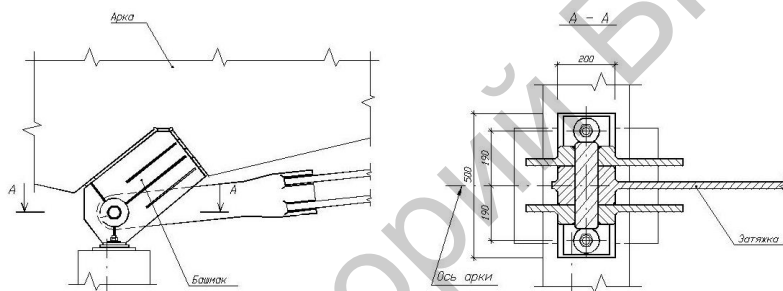


Рисунок 2 – Опорный узел клеодошатай арки с затяжкой

При расчете данного опорного узла специфичным является расчет контактной площадки арки под башмаком от усилия сжатия $N_{c,d}$ под углом $\alpha = 26^\circ$. Так как смятие происходит не по всей площади поперечного сечения, то необходимо учесть концентрацию местных напряжений смятия, и должно соблюдаться условие

$$\sigma_{cm, a,d} = N_{c,d} / A_{cm,d} \leq k_{\sigma 1} \cdot k_{\sigma 2} \cdot f_{c, a,d} \cdot k_{mod} / \gamma_n,$$

где $A_{cm,d} = b \cdot h_T$ – площадь опорной площадки торца арки. b и h_T – соответственно ширина и высота сечения торцевой площадки арки;

$f_{c, a,d}$ – расчетное сопротивление древесины смятия под углом α .
 $f_{c, a,d} = f_{c, 0,d} / [1 + (f_{c, 0,d} / f_{c, 90,d} - 1) \cdot \sin^3 \alpha]$;

$k_{\sigma 1}, k_{\sigma 2}$ – коэффициенты, учитывающие неравномерность распределения напряжения под плитой башмака.

$$k_{\sigma 1} = 0,348 - 0,064 \cdot \beta_2 + 0,107 \cdot \beta_2^2 - (0,322 + 0,056 \cdot \beta_2 - 0,044 \cdot \beta_2^2) \beta_1 + (0,242 - 0,031 \cdot \beta_2 + 0,065 \cdot \beta_2^2) \cdot \beta_1^2;$$

$$k_{\sigma 2} = 0,87 + 0,08 \cdot \beta_3 - 0,27 \cdot \beta_4 + 0,04 \cdot \beta_1 \cdot \beta_3 + 0,06 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3 \cdot \beta_4 - 0,08 \cdot \beta_4^2;$$

$$\beta_1 = (\alpha - 22,5^\circ) / 22,5^\circ; \quad \beta_2 = (h_T / h - 0,5) / 0,25; \quad \beta_3 = 2 \cdot l_{sk} / (3 \cdot h_T) - 1;$$

$$\beta_4 = 10 \cdot V_d / F_d - 1.$$

При исходных данных для данного узла: продольное сжимающее усилие $N_{c,d} = 770$ кН; поперечная сила $V_d = 230$ кН; размеры поперечного сечения – ширина и высота поперечного сечения $b = 320$ мм; $h = 1600$ мм; высота сечения в месте упора в башмак $h_T = 400$ мм; длина скоса нижней грани $l_{sk} = 30$ мм – условие прочности на смятие торца арки в месте упора в стальной башмак

$$\begin{aligned} \sigma_{cm,a,d} &= 770 \cdot 10^{-3} / 1280 \cdot 10^{-4} = \\ &= 6,0 \text{ МПа} < 0,652 \times 1 \times 8,5 \times 1,05 / 0,95 = 6,1 \text{ МПа}, \end{aligned}$$

где $A_{cm,d} = 1280 \text{ см}^2$; $f_{c,a,d} = 8,5 \text{ МПа}$; $k_{\sigma 1} = 0,652$; $k_{\sigma 2} = 1,0$; $k_{mod} = 1,05$; $\gamma_n = 0,95$.

Как видно, напряжения смятия под плитой башмака вследствие неравномерности распределения увеличиваются до 35 %.

Выводы: В опорных узлах большепролетных клеодошчатых арок при опирании части торца арки на плиту стального башмака напряжения смятия древесины вследствие неравномерности распределения под плитой значительно увеличиваются (до 35%), что следует учитывать при расчете узлов.

Литература

1. ТКП 45-5.05-146-2009. Деревянные конструкции. Строительные нормы проектирования / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск: РУП «Минсктипроект», 2009. – 63 с.

УДК 624.011

Сравнительный расчет огнестойкости клееных деревянных конструкций покрытий ледовых площадок

Завадский В.Ю.

(Научный руководитель – Згировский А.И.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Элементы деревянных конструкций могут обладать высокой огнестойкостью. При действии огня их наружные слои обугливаются, создавая защитный слой, препятствующий дальнейшему уменьшению сечения и сохраняющий элементу несущую способность на более продолжительное время. Расчет деревянных конструкций с учетом обеспечения требуемой огнестойкости в большинстве случаев является определяющим, в особенности при малых сечениях.

Предел огнестойкости несущих конструкций выполнялся для деревянных элементов покрытия в запроектированном ледовом дворце в г. Минске. Для сравнительного расчета принимались физико-механические характеристики материалов: по данным фирмы производителя конструкций (класс древесины – GL32c) и по белорусским строительным нормам (древесина 1 сорта).

Основными несущими конструкциями игрового поля являются трехшарнирные арки, установленные с шагом 6,0 м. Над этими арками располагаются криволинейные балки, опирающиеся на арки через стойки. Самые длинные стойки располагаются по контуру здания, в зоне конька стойки отсутствуют. По верхним балкам покрытия уложены прогоны с шагом 1,0 м. По торцам здания также установлены наклонные балки с шагом 3,0 м, по которым уложены прогоны с шагом 1,0 м (рисунок 1).

Трехшарнирные арки кругового очертания опираются на железобетонные конструкции. Усилие от распора воспринимается стальной затяжкой, размещенными в конструкции пола здания. Для обеспечения жесткости покрытия используются ветровые фермы, состоящие их клееных деревянных распорок и стальных связей. Для крепления кровельного пирога по прогонам покрытия уложены листы фанеры.

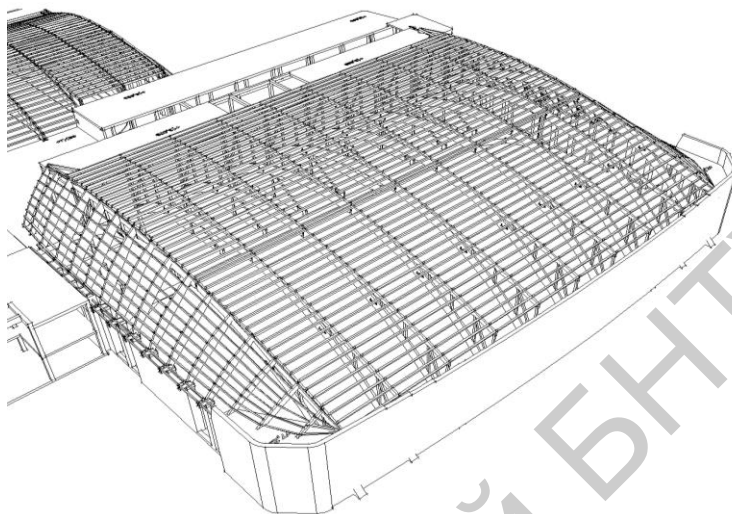


Рисунок 1 – Общий вид игровой площадки ледового дворца

Основная несущая конструкция тренировочного катка состоит из трехшарнирных арок кругового очертания со стальными затяжками. Арки установлены с шагом 6,0 м. По аркам уложены прогоны с шагом 1,0 м. По торцам здания установлены наклонные балки с шагом 3,0 м, по которым уложены прогоны с шагом 1,0 м (рисунок 2).

Трехшарнирные арки опираются на железобетонные колонны. Одна из опор выполнена подвижной, путем постановки фторопластовой пластины толщиной 10 мм. Наклонные балки в торцевых частях здания опираются на кирпичные стены. Для обеспечения жесткости покрытия используются ветровые фермы, состоящие их клееных деревянных распорок и стальных связей. По прогонам покрытия крепятся листы фанеры, что также способствует повышению устойчивости конструкции покрытия.

Клееные деревянные конструкции изготовлены на заводе компании «LANT-RAKENTEET OY» (Финляндия). Расчеты конструкций производились в соответствии с Европейскими нормами.

Расчет огнестойкости конструкций покрытия проводился согласно правилам расчета строительных конструкций, установленных ТКП 45-2.02-110-2008 «Конструкции строительные. Правила определения пределов огнестойкости» [4].

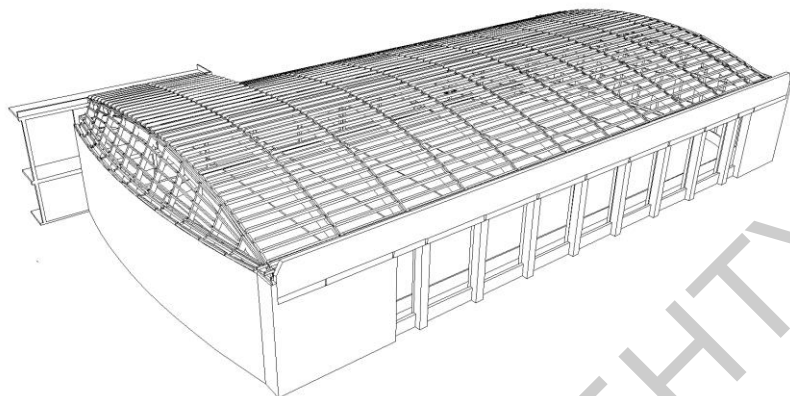


Рисунок 2 – Общий вид тренировочного зала ледового дворца

Предел огнестойкости является классификационной характеристикой строительных конструкций, определяющей область их применения. Нормируемые значения пределов огнестойкости конструкций определяются по таблице 4 [3].

Предел огнестойкости конструкции характеризуется интервалом времени, в течение которого она способна сохранять несущие и (или) ограждающие функции от начала огневого воздействия.

Нормируются следующие предельные состояния:

– потеря несущей способности (R) вследствие обрушения конструкции или возникновения предельных деформаций. Устанавливается для несущих элементов, к которым относятся: несущие стены, рамы, колонны, связи, диафрагмы жесткости, элементы покрытий (фермы, арки, ригели, балки, плиты) и другие конструкции, обеспечивающие общую устойчивость и геометрическую неизменяемость зданий;

– потеря целостности (E) в результате образования в конструкции сквозных трещин или отверстий, через которые на неотапливаемую поверхность проникают продукты горения или пламя;

– потеря теплоизолирующей способности (I) вследствие повышения температуры на неотапливаемой поверхности конструкции в среднем более чем на 140°C , в любой точке этой поверхности более чем на 180°C , по сравнению с температурой конструкции до нагрева, или достижения температуры конструкции более чем 220°C .

Предельные состояния по потере целостности (E) и (или) теплоизолирующей способности (I) устанавливаются для ограждающих конструкций.

Для нормирования пределов огнестойкости строительных конструкций – колонн, балок, ферм, арок и других стержневых конструкций, а используется только (R).

Обозначение предела огнестойкости конструкции состоит из условных обозначений, нормируемых для данной конструкции предельных состояний и цифры, соответствующей наименьшему времени достижения одного из указанных состояний, округленной до ближайшего меньшего значения из стандартного ряда: 15, 30, 45, 60, 75, 90, 105, 120, 150 мин.

Пределы огнестойкости конструкций определяются по результатам огневых испытаний. При невозможности создания реальных условий работы конструкций в стандартных огневых испытаниях, предел огнестойкости конструкций определяется расчетом в соответствии с требованиями [4]. Правила расчета пределов огнестойкости деревянных конструкций не распространяются на элементы каркаса панелей ограждений, на конструкции, несущими элементами которых являются фанера, древесно-волоконистые и древесностружечные плиты.

Скорость обугливания древесины зависит продолжительности температурного режима пожара, ее плотности и влажности, количества сторон обогрева, размеров сечения конструкции, состояния поверхности циркуляции воздуха и других факторов. Для клееной древесины скорость обугливания (v , мм/мин) принималась в соответствии с таблицей 8.1 [4] для элементов с наименьший размером сечения деревянного элемента конструкции менее 120 мм – 0,7 мм, 120 мм и более – 0,6 мм.

Предельная температура, при которой слои древесины перестают воспринимать внешнюю нагрузку, составляет 230°C.

Огнезащитная обработка деревянных конструкций не сокращает скорость обугливания, а увеличивает время ее прогрева. Значения времени до начала обугливания древесины приведены в таблице 8.2 [4].

Расчет по прочности и устойчивости при заданной огнестойкости ведут на действие нормативных нагрузок. Временные сопротивления клееной древесины при огневой воздействии принимают равными нормативным сопротивлениям древесины согласно [1].

При определении предела огнестойкости деревянных конструкций физико-механические характеристики материалов принимались согласно данным фирмы производителя конструкций в соответствии с EN 1995-1-1 и ТКП 45-5.05-146-2009 [1].

Характеристики применяемой древесины для клееных конструкций покрытия тренировочного и игрового полей:

– европейская ель, класс GL32с, плотность древесины – 470 кг/м^3
– $f_{m,k} = 32,0 \text{ МПа}$ – нормативное сопротивление древесины изгибу (для древесины класса GL32с);

– $f_{c,k} = 26,5 \text{ МПа}$ – нормативное сопротивление древесины сжатию (для древесины класса GL32с);

– $f_{m,k} = 26,0 \text{ МПа}$ – нормативное сопротивление древесины изгибу (ТКП 45-5.05-146-2009);

– $f_{c,k} = 24,0 \text{ МПа}$ – нормативное сопротивление древесины сжатию (ТКП 45-5.05-146-2009);

Расчет деревянных конструкций на прочность и устойчивость при заданной огнестойкости ведут на действие нагрузок с учетом обугливания поперечного сечения. Общий ход расчета включает в себя:

1) Определение времени, соответствующее пределу огнестойкости по предельному состоянию R деревянного элемента или конструкции, определяется по формуле

2) Нахождение глубины обугливания (с учетом размера слоя сечения за фронтом обугливания, равного 5 мм, который не сопротивляется действующим на элемент нагрузкам)

$$\delta_{cf} = v\tau_i + 5,$$

где v – скорость обугливания древесины

τ_i – время, принятое для расчета, мин.

3) Изменение размеров прямоугольного сечения $h_{fi} \times b_{fi}$ деревянных стержневых элементов после обугливания зависит от схемы теплового воздействия:

$$h_{fi} = h - n_f \delta_{cf},$$

$$b_{fi} = b - n_f \delta_{cf},$$

где h – высота поперечного сечения деревянного стержневого элемента до огневого воздействия, мм;

b – ширина поперечного сечения деревянного стержневого элемента до огневого воздействия, мм;

n_f – количество обогреваемых сторон конструкции (в расчете принято 4 стороны);

δ_{cf} – глубина обугливания древесины при пожаре, мм.

4) Нахождение геометрических характеристик ослабленного сечения с дальнейшим расчетом конструкций на устойчивость и прочность.

Также при расчете конструкций с учетом обеспечения требуемой огнестойкости необходимо выполнять следующие требования:

1) Площадь поперечного сечения нетто деревянных элементов сквозных несущих конструкций должна быть не менее 5000 мм², а также не менее 0,5 полной площади сечения брутто.

2) Любой размер сечения должен не менее 60 мм.

3) Предельная гибкость не поврежденной огнем части сечения не должна превышать 180.

Расчет произведен в MS Excel, результаты расчета приведены таблице 1.

Литература

1. СНиП 2.01.07–85. «Нагрузки и воздействия».

2. ТКП-45-5.05 -146-2009. Деревянные конструкции. Нормы проектирования.– Минск, 2009.

3. СНБ 2.02.01-98 Пожарно-техническая классификация зданий, строительных конструкций и материалов.– Минск, 1998.

4. ТКП 45-2.02-110-2008 Строительные конструкции. Порядок расчета пределов огнестойкости.– Минск, 2008.

Таблица 1 – Сравнительная таблица расчета огнестойкости по ТКП и EN

Конструкция	EN 1995-1-1					ТКП-45-5.05 -146-2009				
	Время t , мин	$\sigma_{c,0,d}$, МПа $\sigma_{m,d}$, МПа	Выполнение условия	N_{max} , кН M_{max} , кНм	Предел	Время t , мин	$\sigma_{c,0,d}$, МПа $\sigma_{m,d}$, МПа	Выполнение условия	N_{max} , кН M_{max} , кНм	Предел
Стойка D-1А	15	23	выпол.	131 кН	R15	15	15,2	выпол.	131 кН	R15
	30	34,3	не выпол.		-	30	35,2	не выпол.		-
Стойка P-2D	45	3.03	выпол.	24 кН	R45	30	1,14	выпол.	24 кН	R30
	60	$A_{inf} < 0.5 A_{sup}$	не выпол.		-	45	$A_{inf} < 0.5 A_{sup}$	не выпол.		-
Распорка Н-1х	30	18.2	выпол.	48 кН	R30	30	18,19	выпол.	48 кН	R30
	45	$A_{inf} < 0.5 A_{sup}$	не выпол.		-	45	$A_{inf} < 0.5 A_{sup}$ 31,90	не выпол.		-
Стойка Q-1х	30	18.84	выпол.	48 кН	R30	30	18,82	выпол.	48 кН	R30
	45	$A_{inf} < 0.5 A_{sup}$	не выпол.		-	45	$A_{inf} < 0.5 A_{sup}$ 33,16	не выпол.		-
Стойка D-2А	30	7.46	выпол.	35 кН	R30	30	7,45	выпол.	35 кН	R30
	45	$A_{inf} < 0.5 A_{sup}$	не выпол.		-	45	$A_{inf} < 0.5 A_{sup}$	не выпол.		-
Прогон E-1х	30	21,05	выпол.	12 кНм	R30	15	14,13	выпол.	12 кНм	R15
	45	34,3	не выпол.		-	30	$A_{inf} < 0.5 A_{sup}$	не выпол.		-
Балка M-1х	45	14,21	выпол.	27 кНм	R45	45	14,21	выпол.	27 кНм	R45
	60	$A_{inf} < 0.5 A_{sup}$	не выпол.		-	60	$A_{inf} < 0.5 A_{sup}$	не выпол.		-

Окончание таблицы 1

Конструкция	EN 1995-1-1					ТКП-45-5.05 -146-2009				
	Время τ , мин	$\sigma_{c,0,d}$, МПа $\sigma_{m,d}$, МПа	Выполнение условия	N_{max} , кН M_{max} , кНм	Предел	Время, τ , мин	$\sigma_{c,0,d}$, МПа $\sigma_{m,d}$, МПа	Выполнение условия	N_{max} , кН M_{max} , кНм	Предел
Прогон Е-2х	15	7,5	выпол.	3 кНм	R15	15	7,48	выпол.	3 кНм	R15
	30	$A_{inf} < 0.5 A_{sup}$	не выпол.		-	30	$A_{inf} < 0.5 A_{sup}$ $b_{inf} < 60$ мм	не выпол.		-
Арка К-1х	30	22,95	выпол.	310 кНм 521 кН	R30	30	23,77	выпол.	310 кНм 521 кН	R30
	45	29,8	не выпол.		-	45	30,77	не выпол.		-
Балка В-1А, В-1В	15	31,6	выпол.	117 кНм	R15	15	31,31	не выпол.	117 кНм	R0
	30	39	не выпол.		-					-
Арка А-1х, А-2х	45	24,25	выпол.	401 кНм 619 кН	R45	30	20,16	выпол.	401 кНм 619 кН	R30
	60	31,06	не выпол.		-	45	24,97	не выпол.		-
Нога С-1	30	13,33	выпол.	38 кНм 26 кН	R30	30	13,32	выпол.	38 кНм 26 кН	R30
	45	$A_{inf} < 0.5 A_{sup}$	не выпол.		-	45	$A_{inf} < 0.5 A_{sup}$ $b_{inf} < 60$ мм	не выпол.		-

Расчет фланцевых соединений на растяжение

Коледа С.М.

(Научный руководитель – Жабинский А.Н.)

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

Основные сведения

В монтажных стыках стропильных ферм с поясами из уголков, тавров, двутавров и различных труб (круглых и прямоугольных) рекомендуется применять фланцевые соединения (ФС). Использование таких фланцевых соединений позволяет обходиться без сварки при монтаже, что исключает возможность появления дефектов сварных швов и, как следствие, аварийных ситуаций. В этом случае также упрощается монтаж стыков и повышается их несущая способность.

Фланцевые соединения могут быть двух типов: А – с предварительным натяжением высокопрочных болтов, применяемых при работе стыков на растяжение, Б – без натяжения при использовании обычных болтов, применяемых при работе стыка на сжатие.

Рассмотрены две методики расчета фланцевых соединений на высокопрочных болтах на растяжение: приближенная и уточненная, при расчете в упругой стадии деформирования.

Приближенная методика расчета

Усилия распределяются равномерно на все болты фланцевого соединения, тогда прочность обеспечена при выполнении условия:

$$N \leq nP_{bh},$$

где P_{bh} – усилие предварительного напряжения болта: $P_{bh} = \gamma_{b0} R_{bh} A_{bn}$;

$\gamma_{b0} = 0.9$ – коэффициент учитывающий явление релаксации при предварительном натяжении болтов;

N – расчетное усилие воспринимаемое фланцевым соединением.

Толщина фланца определяется из условия прочности на изгиб пластины защемленной по одной грани (рисунок 1) и равна:

$$t_{fl} = \sqrt{\frac{6M_{\max}}{bR_y\gamma_c}}.$$

Уточненная методика расчета

В соответствии с [1] при расчете болтов ФС, работающих на растяжение, учитывается дополнительное усилие «V» от «рычажного эффекта» или контактное усилие. Возникает упругое защемление фланцев под болтом, что изменяет расчетную схему.

Рычажная сила – это равнодействующая сила, возникающая от совместного прижатия двух фланцев друг к другу при натяжении болтов; ее положение зависит от толщины фланцев. Наличие рычажной силы уменьшает величину изгибающего момента, полученного по приближенной методике (рисунок 2). Уменьшение момента ведет к уменьшению толщины фланца.

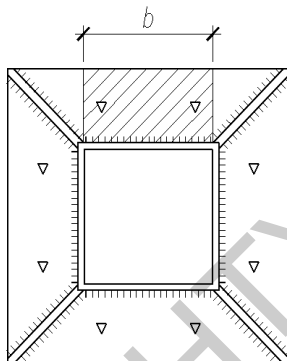


Рисунок 1 – К расчету фланца по приближенной методике

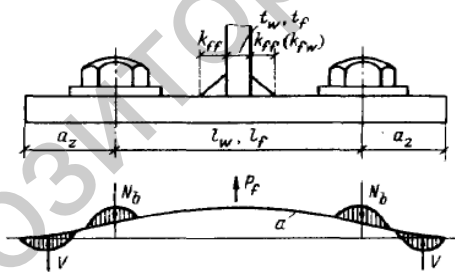


Рисунок 2 – К расчету фланца с учетом рычажной силы.

Фланцевое соединение открытого профиля рассматривается как совокупность элементарных Т-образных фланцевых соединений. Прочность соединения в целом определяется суммарной прочностью таких элементарных Т-образных соединений.

В общем случае прочность фланцевого соединения будет обеспечена, если соблюдается следующее условие:

$$N \leq n_{\hat{a}} N_{b\hat{a}} + \sum_{i=1}^{nH} N_{bni}$$

где $N_{b\hat{a}}$ – несущая способность одного болта внутренней зоны (рисунок 3);

N_{bni} – несущая способность болта наружной зоны i -го Т-образного участка фланца принимается минимальной из двух значений: N_{bi} и $N_{fl,i}$, где N_{bi} – расчетное усилие на болт, определяемое из условия прочности соединения по болтам; $N_{fl,i}$ тоже, но из условия прочности фланца на изгиб.

В методике приведенной в [1] толщина фланца принимается в зависимости от диаметра болта по таблице 1.

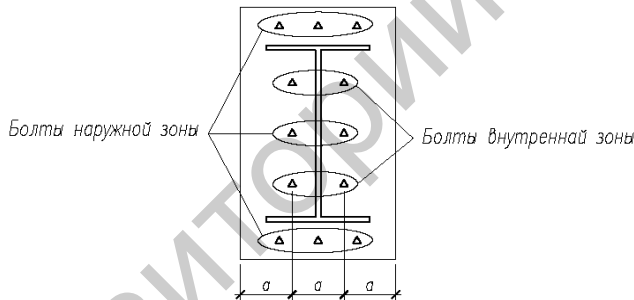


Рисунок 3 – Пример фланцевого соединения с поясами из двутавров

Таблица 1

Диаметр болта	Толщина фланца	К= N_v / N_n	Диаметр болта	Толщина фланца	К= N_v / N_n	Диаметр болта	Толщина фланца	К= N_v / N_n
M20	20	1,7	M24	25	1,8	M30	30	1,7
	25	1,4		30	1,5		40	1,2
	30	1,2		40	1,1			

К – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения внешней нагрузки между болтами внутренней и наружной зон.

Расчет толщины фланца в ПК «Лира»9.6

В расчетной схема фланца был использован метод конечных элементов. Расчет выполнялся на усилие и жесткостные параметры элементов фланцевого узла определенных по уточненной методике. Для узла были приняты: труба их ГСП 180x8, ребра жесткости толщиной $t=8$ мм и фланец толщиной $t=20$ мм. Расчетное растягивающее усилие на узел равно $N=1288$ кН. Крепление фланца осуществлялось при помощи 8 высокопрочных болтов диаметром 24 мм. На рисунок 4 показаны распределения изгибающих моментов M_x и M_y , по которым видно, что максимальные усилия возникают в крайних зонах вокруг шайб под высокопрочными болтами. Значения приведенных напряжений, рассчитанные по этим усилиям оказались меньше расчетного сопротивления стали по пределу текучести (R_y), что свидетельствует об упругой работе пластины фланца. Толщина фланца рассчитанная по этим максимальным изгибающим моментам составила 18 мм.

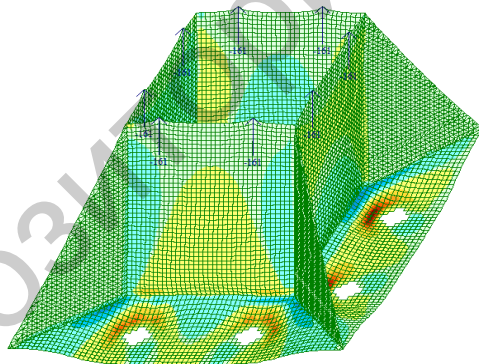


Рисунок 4 – Изополю изгибающих моментов

Выводы

В таблице 2 приведены результаты расчета фланца по различным методикам. Расчетное растягивающее усилие на узел равно $N=1288$ кН. Для узла были приняты: труба их ГСП 180x8, ребра жесткости толщиной $t=8$ мм.

Таблица 2

Методика расчета	Толщина фланца, мм	Относительная материалоемкость, %
Приближенная (методика 1)	36	180
Уточненная, при расчете в упру- гой стадии дефор- мирования (методи- ка 2)[1]	20	100
Расчет фланца в ПК «Ли́ра» 9.6	18	90

Анализ выполненных результатов расчета показывает, что расчет толщины фланца выполненный по ПК «Ли́ра» 9.6 близок к результатам расчета уточненной методики [1]. Приближенная методика расчета дает завышенную толщину фланца и ведет к необоснованному перерасходу металла.

Литература:

1. Бирюлев В.В., Кошин И.И., Крылов И.И., Сильвестров А.В. Проектирование металлических конструкций. Специальный курс. Ленинград 1990.

УДК 624.014.2

**К расчету на общую устойчивость центрально
сжатых элементов согласно СНиП II-23-81*
и ТКП EN 1993-1-1**

Таймасов А.Н.

(Научный руководитель – Надольский В.В.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Введение

Сравнительно недавно вступили в силу новый строительный нормативный документы ТКП EN, среди которых выделим требования по проектированию соединений металлических конструкций ТКП EN 1993-1-1. В связи с его принятием имеют место некоторые различия и несоответствия при сравнении с действовавшим нормативным документом СНиП II-23-81*. Целью настоящей работы является сравнение требований по расчету на устойчивость центрально сжатых элементов по указанным двум нормативным документам.

Теоретические предпосылки.

Потеря устойчивости – достижение системой такого состояния, при котором первоначальная форма её равновесия становится неустойчивой. Поведение стержня под нагрузкой характеризуется графиком, представленным на рисунке 1. Вначале с ростом нагрузки стержень сохраняет прямолинейную форму – устойчивое состояние. При достижении критической нагрузки $N = N_{cr}^I$ стержень начинает резко выпучиваться. Дальнейший (небольшой) рост внешней нагрузки будет сопровождаться быстрым увеличением поперечного прогиба стержня f . После достижения максимальной нагрузки – второй критической силы $N = N_{cr}^{II}$ – стержень теряет несущую способность (неустойчивое состояние). Точно охарактеризовать понятия устойчивое и неустойчивое состояния можно с использованием энергетических принципов, в основе которых лежит равенство приращений работ, совершаемых внешними и внутренними силами на возможном перемещении $\delta A_e = \delta A_i$.

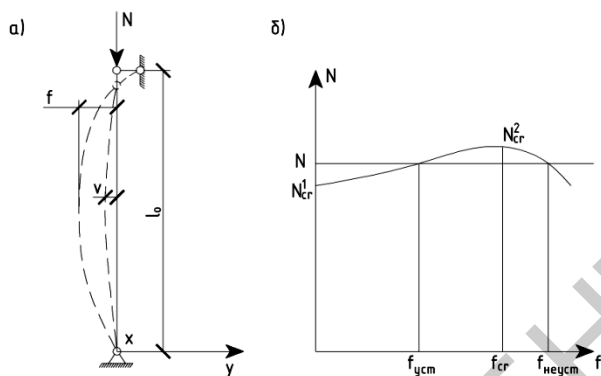


Рисунок 1 – Работа центрально-сжатого стержня:
 а – расчетная схема; б – зависимость между нагрузкой и прогибом стержня

Решив данное равенство можно определить критические напряжения по Эйлеру:

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2 \cdot A} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad (1)$$

До сих пор рассматривался идеально прямой стержень с нагрузкой, приложенной строго по оси. В реальных конструкциях таких условий практически не существует. Ось стержня всегда имеет некоторые искривления, конструктивное оформление концов сжатых стержней не может обеспечить идеальную центровку сжимающей силы и т.д., что приводит к заметному снижению критических напряжений. Учет влияния указанных факторов осуществляется введением в расчет некоторого эквивалентного эксцентриситета сжимающей силы e_0 . Этот эксцентриситет зависит от многих случайных факторов: технологии изготовления, транспортировки, монтажа, конструктивного решения стержня и его узлов и т.д.

На не прямолинейность стержней также существенное влияние оказывают остаточные напряжения. Они могут быть распределены в сечении по-разному, как показано на рисунке. Остаточные напряжения в сочетании с напряжениями от сжатия вызывают уменьше-

ние поперечного сечения и эффективная площадь способная сопротивляться осевой нагрузке, следовательно, снижается.

Расчет по методике СНиП II-23-81*.

Базовые положения определения φ .

Требования по проверке устойчивости центрально-сжатых элементов установлены на основе расчета внецентренно-сжатых стержней с учетом влияния формы поперечного сечения, начального искривления оси, случайного эксцентриситета сжимающей силы, а также соединительных элементов (для сквозных стержней).

При решении поставленной задачи был рассмотрен внецентренно-сжатый стержень, схема которого приведена на рисунке 2.

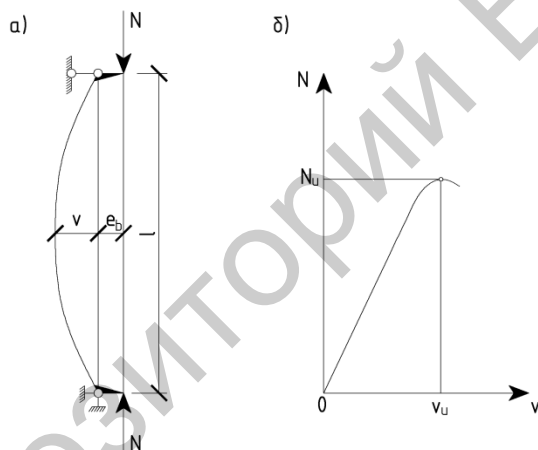


Рисунок 2 – К расчету сжатых стержней:

а – расчетная схема; б – кривая состояния равновесия

При этом решение выполнялось в предположении малости перемещений по деформированной схеме с учетом пластических деформаций. А значение расчетной несущей способности принято равным предельному значению сжимающей силы N_u , которая может быть воспринята элементом. Форма изогнутой оси принималась по полуволне синусоиды.

Методика практических расчетов центрально сжатых элементов приведена с использованием коэффициентов устойчивости при цен-

тральном сжатии φ (коэффициентов продольного изгиба), которые вычислены в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y/E}$ и приняты равными $\varphi = N_u/(A \cdot R_y)$.

Значения коэффициентов φ определялись на основании двух методик:

– с учетом начальных несовершенств e_b (расчет как внецентренно сжатого стержня) по формуле

$$e_b = \frac{i}{20} + \frac{l}{750}; \quad (2)$$

– по методу Эйлера с введением коэффициента надежности $\gamma_c = 1,3$

$$\varphi = \frac{\pi^2}{1,3 \cdot \bar{\lambda}^2}. \quad (3)$$

Полученные таким образом значения коэффициентов φ для различных форм поперечных сечений были осреднены и аппроксимированы с помощью формул (8)–(10) СНиП II-23-81*, на основании которых для различных значений расчетных сопротивлений R_y была составлена таблица 72 СНиП II-23-81*.

Последовательность расчета.

- 1) Определяем геометрические характеристики сечения;
- 2) Определяем радиусы инерции сечения $i_x = \sqrt{I_x/A}$ и $i_y = \sqrt{I_y/A}$;
- 3) Определяем гибкости элемента $\lambda_x = l_x/i_x$ и $\lambda_y = l_y/i_y$;
- 4) Выбираем наибольшее значение гибкости;
- 5) По таблице 72 СНиП II-23-81* определяем коэффициент $\varphi(\lambda; R_y)$;
- 6) По формуле (7) СНиП II-23-81* $N/(\varphi \cdot A) \leq R_y \cdot \gamma_c$ выполняем проверку устойчивости.

Расчет по методике ТКП EN 1993-1-1.

Базовые положения коэффициента χ .

Базовыми положениями для определения понижающего коэффициента χ послужили результаты более 1000 тестов элементов с различными типами поперечных сечений, с различными значениями гибкостей (от 55 до 160), на основании которых были построены кривые потери устойчивости, которые показаны на рисунке (3).

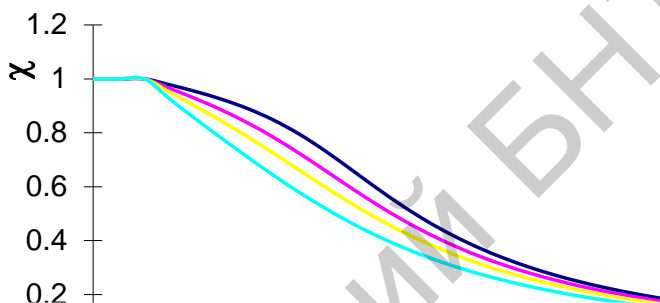


Рисунок 3 – Кривые потери устойчивости

Согласно ТКП EN 1993-1-1 кривые потери устойчивости могут быть вычислены математически:

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \left[\varphi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{0,5}} \leq 1, \quad (4)$$

где
$$\varphi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \leq 1. \quad (5)$$

По таблице (6.2) ТКП EN 1993-1-1 берется значение понижающего коэффициента χ являющегося функцией от гибкости $\bar{\lambda}$.

Коэффициент, учитывающий начальные несовершенства α , зависит от формы поперечного сечения элемента, относительно какой оси происходит потеря устойчивости (ось y или z), метода изготовления сжатых элементов.

Учет потери местной устойчивости.

Классы 1,2,3 поперечного сечения не подвержены местной потере устойчивости и отсюда расчётное сопротивление сжатию принимается за расчётное сопротивление пластической деформации:

$$N_{c,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}. \quad (6)$$

Для 4 класса поперечного сечения местная потеря устойчивости в одном или нескольких элементах поперечного сечения ограничивает сжимающую нагрузку и таким образом расчётное сопротивление сжатию ограничивается расчётным сопротивлением местной устойчивости:

$$N_{c,Rd} = A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M0}, \quad (7)$$

где A_{eff} – площадь эффективного поперечного сечения.

Последовательность расчета.

- 1) По таблице 5.2 определяем класс поперечного сечения (1,2,3,4);
- 2) Выбираем кривую потери устойчивости по таблице 6.2;
- 3) Определяем коэффициент α , учитывающий начальные несовершенства, по таблице 6.1;
- 4) Определяем условную гибкость в зависимости от класса сечения:

$$\bar{\lambda} = \frac{l_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} \quad \text{– для поперечных сечений классов 1,2 и 3;}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{l_{cr}}{i} \cdot \frac{\sqrt{A_{eff}/A}}{\lambda_1} \quad \text{– для поперечных сечений класса 4;}$$

- 5) Определяем значение понижающего коэффициента χ :

$$\chi = \frac{1}{\varphi + [\varphi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}} \leq 1 \quad \text{при } \chi \leq 1,0, \quad (8)$$

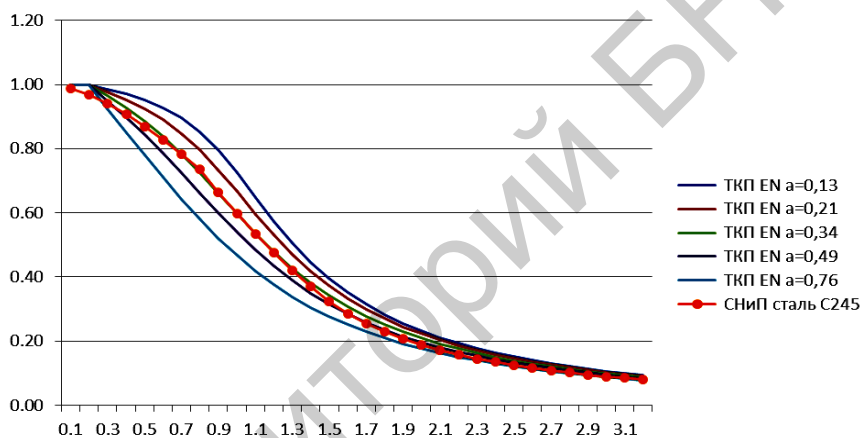
$$\text{где } \varphi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \leq 1;$$

б) Определяем несущую способность сжатого элемента по устойчивости:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \text{ – для поперечных сечений классов 1,2,3;}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \text{ – для поперечных сечений класса 4.}$$

Сравнение коэффициентов ϕ по СНиП П-23–81* и χ по ТКП EN 1993-1-1.



УДК 624.014.2

Теоретическое сравнение методик расчета общей устойчивости изгибаемых элементов по СНиП II-23 и ТКП ЕН 1993-1-1

Дударев В.А.

(Научный руководитель – Надольский В.В.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Введение

Целью настоящей работы является выявление особенностей проверки общей устойчивости изгибаемых элементов по ТКП ЕН 1993-1-5–2009 и сравнению со СНиП II-23–81*.

Методика расчёта общей устойчивости изгибаемых элементов по СНиП II-23–81*

При проверке общей устойчивости балки максимальное напряжение от изгиба сравнивается с критическим напряжением $\sigma_{\dot{c}} = M/W_x \leq \sigma_{cr}\gamma_c$. Умножим и разделив правую часть неравенства на R и введя обозначение

$$\varphi_b = \sigma_{cr}/R, \quad (1)$$

получим формулу для проверки общей устойчивости балки

$$\frac{M}{\varphi_b W_x} \leq R\gamma_c. \quad (2)$$

Параметр φ_b называется коэффициентом устойчивости балки. Его значение можно получить, используя выражение для критической силы,

$$\begin{aligned} \varphi_b &= \frac{\sigma_{cr}}{R} = \frac{M_{cr}}{R \cdot W_x} = \frac{k \cdot P_{cr} \cdot l \cdot h}{R \cdot I_x \cdot 2} = \\ &= \frac{c \cdot k \cdot h}{2 \cdot R \cdot l \cdot I_x} \sqrt{E \cdot I_y \cdot \left(G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{l^2} \right)}. \end{aligned} \quad (3)$$

Умножив и разделив правую часть этого выражения на $Ehll_y$ и вынося за скобки GI_t , получим

$$\varphi_b = \psi \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \left(\frac{h}{l}\right)^2 \cdot \frac{E}{R}, \quad (4)$$

где

$$\psi = \frac{c \cdot k \cdot t}{2 \cdot E \cdot h \cdot l \cdot I_y} \sqrt{E \cdot I_y \cdot G \cdot I_t \cdot (1 + \pi^2 / \alpha)}; \quad (5)$$

$$\alpha = l^2 \cdot G \cdot I_t / (E \cdot I_w). \quad (6)$$

Для стали соотношение между модулями упругости $G/E = 1/[2(1 + \nu)]$. Для прокатных двутавровых профилей $I_w \approx I_y \cdot h^2/4$.

С учётом этих значений последнее выражение будет иметь вид

$$\alpha \approx 1,54 \cdot \left(\frac{l}{h}\right)^2 \cdot \left(\frac{I_t}{I_y}\right). \quad (7)$$

При значении $\varphi_b > 0,85$ потеря устойчивости балок будет происходить при развитии в ней пластических деформаций. В этом случае нормы проектирования рекомендуют линейную зависимость $\varphi_b = 0,68 + 0,21\varphi_1$, где φ_1 вычисляется по формуле (4). При $\varphi_1 > 1,52 \cdot \varphi_b = 1$.

Для определения критических напряжений $\varphi_b \cdot R_y$ при потере устойчивости балок двутаврового сечения с двумя осями симметрии, изгибаемых в плоскости стенки, были использованы результаты работ С.П. Тимошенко, которые для практических расчетов представлены в СНиП II-23-81* в виде формул (34) и (174). Необходимо подчеркнуть, что в работе исследовались идеальные упругие балки. Для расчета реальных стальных балок в формуле (34) СНиП II-23-81* влияние начальных несовершенств (в частности, начального искривления оси балки в плоскости наименьшей жесткости) учтено при выводе формул для коэффициента ψ , а также введением коэффициента условий работы γ_c (см. поз. 4 табл. 6* СНиП II-23-81*).

Коэффициенты ψ в табл.77 СНиП II-23-81* приведены для случая шарнирного опирания в плоскости наименьшей жесткости и свободной деформации концов расчетного участка балки.

Методика расчёта общей устойчивости изгибаемых элементов по ТКП EN 1993-1-1–2009

Элемент, изгибаемый относительно главной оси и не раскреплённый из плоскости действия изгибающего момента, следует проверять на устойчивость плоской формы изгиба по формуле:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0, \quad (8)$$

где M_{Ed} – расчётное значение изгибающего момента;

$M_{b,Rd}$ – расчётное значение несущей способности изгибаемого элемента по устойчивости плоской формы изгиба:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}; \quad (9)$$

W_y – соответствующий момент сопротивления сечения, принимаемый следующим образом:

$W_y = W_{pl,y}$ – для поперечных сечений классов 1 и 2;

$W_y = W_{el,y}$ – для поперечных сечений класса 3;

$W_y = W_{eff,y}$ – для поперечных сечений класса 4;

χ_{LT} – понижающий коэффициент при потере устойчивости плоской формы изгиба

Методы определения χ_{LT} :

- Общий метод;
- Для прокатных или эквивалентных сварных сечений.

При общем методе χ_{LT} определяется по формуле:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \text{ но } \chi_{LT} \leq 1,0, \quad (10)$$

где
$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]; \quad (11)$$

α_{LT} – коэффициент, учитывающий начальные несовершенства

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}}; \quad (12)$$

M_{cr} – критический момент потери устойчивости плоской формы изгиба в упругой стадии.

Выводы

– Теоретическая база в СНиПе и Еврокоде заложена очень близкая друг к другу, но Еврокод более новый документ, и поэтому в него внесены ряд дополнительных условий, которые позволяют проектировщику решать более разнообразные задачи. Еврокод позволяет учесть более разнообразные условия нагружения и виды эпюр, условия закрепления.

– Методика расчёта по EN более открыта для проектировщика в отличие от методики по СНиП (большинство параметров скрыто в таблицах).

– Различные способы учета потери местной устойчивости: в EN учет производится с помощью вычисления характеристик эффективного поперечного сечения, а в СНиПе выполняется отдельная проверка по исключению потери местной устойчивости.

Литература

1. ТКП EN 1993-1-1. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1: Общие правила и правила для зданий.
2. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81*).
3. СНиП II-23-81* «Стальные конструкции».
4. «Металлические конструкции»: Общий курс: Учеб. для вузов / Г.С. Ведеников, Е.И. Беленя, В.С. Игнатьева и др.; Под ред. Г.С. Веденикова. – 7-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1998. – 760 с.: ил.
5. Strustural Steel and Timber. Topic 7. «Laterally unrestrained beams» / Prof DrShahrin Mohammad.

**Особенности определения ветровой нагрузки
на навесы по СНиП 2.01.07–85 и ТКП EN 1991-1-4–2009**

Шарикова М.А.

(Научный руководитель – Лагун Ю.И.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Введение

Целью настоящей работы является сравнение методик определения ветровой нагрузки на навесы по СНиП 2.01.07–85 и ТКП EN 1991-1-4–2009. Для выполнения задачи приведем основные расчетные положения по обоим нормативным документам.

**1. Определение ветровой нагрузки по СНиП 2.01.07–85
«Нагрузки и воздействия»**

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки на высоте z над поверхностью земли определяется по формуле:

$$w = w_0 \cdot k \cdot c, \quad (1)$$

где w_0 – нормативное значение ветрового давления;

k – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте в зависимости от типа местности (различают 3 типа местности: А, В и С);

c – аэродинамический коэффициент, который определяется будет как коэффициент внешнего давления c_e .

Расчетная погонная нагрузка на поперечную раму будет составлять:

$$q_w = w \cdot \gamma_f \cdot B, \quad (2)$$

где γ_f – коэффициент надежности по нагрузке для ветровой нагрузки, принимаемый равным 1.4;

B – шаг поперечных рам здания.

**2. Определение ветровой нагрузки по ТКП EN 1991-1-4–2009
«Воздействия на конструкции»**

Базовое значение скорости ветра определяется по формуле:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}, \quad (3)$$

где $v_{b,0}$ – основное значение базовой скорости ветра, которое является характеристическим значением средней скорости ветра на уровне 10 м над поверхностью земли для II типа местности и определяется по карте ветровых районов национального приложения к ТКП EN;

c_{dir} – коэффициент, учитывающий направление ветра и определяемый по таблице национального приложения к ТКП EN;

c_{season} – сезонный коэффициент, равный 1.

Средняя скорость ветра на высоте z над уровнем земли определяется по формуле:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b, \quad (4)$$

где $c_0(z)$ – орографический коэффициент, равный 1;

$c_r(z)$ – коэффициент, учитывающий изменчивость средней скорости ветра $v_m(z)$ в месте расположения сооружения в зависимости от высоты над уровнем земли и шероховатости местности с наветренной стороны сооружения для рассматриваемого направления ветра.

Для определения коэффициента $c_r(z)$ рекомендуется метод, который базируется на логарифмическом законе изменения профиля скорости по высоте:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ для } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}, \quad (5)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) \text{ для } z < z_{\min}, \quad (6)$$

где z_0 – параметр шероховатости, который определяется по таблице в зависимости от типа местности (различают 5 типов местности: 0, I, II, III и IV);

z_{\min} – минимальная высота, которая определяется по таблице в зависимости от типа местности;

z_{\max} – максимальная высота, равная 200м;

k_r – коэффициент местности, зависящий от параметра шероховатости по следующей формуле: $k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,ji}}\right)^{0.7}$;

$z_{0,ji}$ – 0,05 м (для типа местности II).

Интенсивность турбулентности на высоте z вычисляется по следующему выражению:

$$l_v(z) = \frac{k_i}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_o)} \text{ для } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}, \quad (7)$$

$$l_v(z) = l_v(z_{\min}) \text{ для } z < z_{\min}, \quad (8)$$

где k_i – коэффициент турбулентности, принимаемый равным 1.

Пиковое значение скоростного напора на высоте z определяется по формуле:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot l_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z), \quad (9)$$

где ρ – плотность воздуха, которая зависит от высоты над уровнем моря, температуры и барометрического давления и в расчетах принимается равной 1.25 кг/м³.

Ветровое давление на поверхности вычисляется по следующему выражению:

$$w = q_p(z_e) \cdot c_{p,net}, \quad (10)$$

где z_e – базовая высота;

$c_{p,net}$ – коэффициент давления нетто, который определяется по таблице в зависимости от угла наклона покрытия навеса, степени заграждения ϕ и зоны определения ветрового давления.

Расчетная погонная нагрузка на поперечную раму будет составлять:

$$q_w = w \cdot \gamma_Q \cdot B, \quad (11)$$

где γ_Q – частный коэффициент безопасности для ветровой нагрузки, принимаемый равным 1.5;

B – шаг поперечных рам здания.

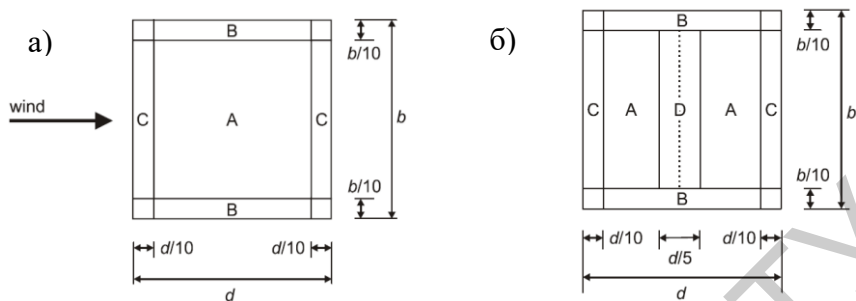


Рисунок 1 – Зоны определения ветрового давления для навеса:
 а – односкатного, б – двускатного и корытного сечения

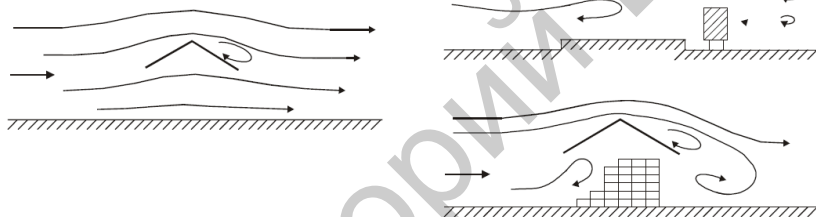


Рисунок 2 – Обтекание отдельно стоящих навесов:

- а – пустой отдельно стоящий навес $\varphi = 0$;
- б – навес, загражденный с подветренной стороны $\varphi = 1$

3. Сравнение методик определения ветровой нагрузки

Для сравнения методик определим ветровую нагрузку для двухскатного навеса пролетом 46 м с углом наклона кровли 5° и отметкой низа покрытия навеса +6.300. Шаг поперечных рам $B = 6$ м. Другие дополнительные исходные данные будут указываться ниже.

3.1. Расчет по СНиП 2.01.07–85 «Нагрузки и воздействия»

Нормативное значение ветрового давления w_0 для I ветрового района составляет 0.23 кПа. Коэффициент k при типе местности А на высоте $z = 6.3$ м будет равен 0.82.

Значения коэффициентов внешнего давления c_e представлены на рисунке 3.

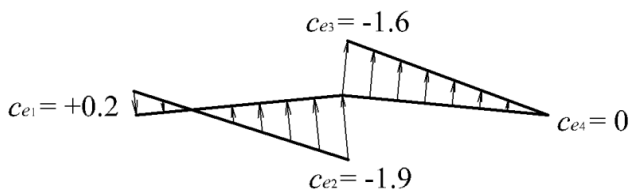


Рисунок 3 – Значения коэффициентов внешнего давления c_e

Таким образом, погонная расчетная ветровая нагрузка на ригель рамы навеса:

$$q_{w1} = 0.23 \cdot 0.82 \cdot 0.2 \cdot 1.4 \cdot 6 = 0.32 \text{ кН/м,}$$

$$q_{w2} = 0.23 \cdot 0.82 \cdot 1.9 \cdot 1.4 \cdot 6 = 3.01 \text{ кН/м,}$$

$$q_{w3} = 0.23 \cdot 0.82 \cdot 1.6 \cdot 1.4 \cdot 6 = 2.53 \text{ кН/м,}$$

$$q_{w4} = 0 \text{ кН/м.}$$

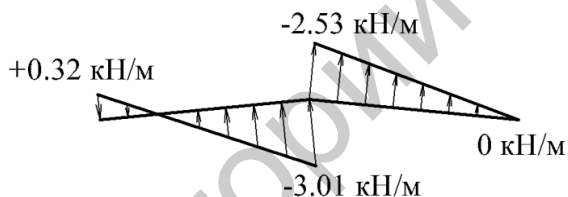


Рисунок 4 – Схема загрузки ветровой нагрузкой по СНиП II-23-81*

3.2. Расчет по ТКП EN 1991-1-4–2009 «Воздействия на конструкции»

Определим базовое значение скорости ветра по формуле:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 0.8 \cdot 1 \cdot 24 = 19.2 \text{ м/с,}$$

где $v_{b,0} = 24 \text{ м/с}$ – для места строительства навеса – г. Гродно;

$c_{dir} = 0.8$ – для 1 сектора.

Коэффициент местности k_r вычислим следующим образом:

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,j}} \right)^{0.7} = 0.19 \cdot \left(\frac{0.05}{0.05} \right)^{0.7} = 0.19,$$

где $z_0 = 0.05 \text{ м}$ – для II типа местности 0.05 м .

Тогда коэффициент $c_r(z)$ при $z_e = 6.3$ м будет составлять:

$$c_r(z_e) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0.19 \cdot \ln\left(\frac{6.3}{0.05}\right) = 0.92.$$

Найдем среднюю скорость ветра на базовой высоте $z_e = 6.3$ м по формуле:

$$v_m(z_e) = c_r(z_e) \cdot c_o(z) \cdot v_b = 0.92 \cdot 1 \cdot 19.2 = 17.64 \text{ м/с}.$$

Интенсивность турбулентности на высоте $z_e = 6.3$ м вычисляем по следующему выражению:

$$l_v(z_e) = \frac{k_i}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_0)} = \frac{1}{1 \cdot \ln(6.3/0.05)} = 0.21.$$

Тогда пиковое значение скоростного напора при $z_e = 6.3$ м:

$$\begin{aligned} q_p(z_e) &= [1 + 7 \cdot l_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = \\ &= [1 + 7 \cdot 0.21] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 17.64^2 = 476.12 \text{ Я} \end{aligned}$$

Значения коэффициентов давления нетто $c_{p,net}$ представлены на рисунке 5.

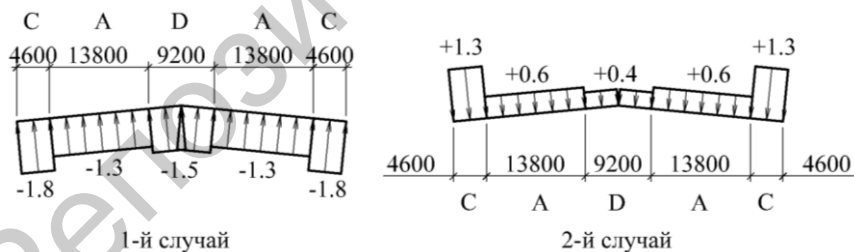


Рисунок 5 – Значения коэффициентов давления нетто $c_{p,net}$

Погонная расчетная ветровая нагрузка на ригель рамы навеса:

1-й случай

$$q_{wC} = 476.12 \cdot 1.8 \cdot 6 \cdot 1.5 = 7.71 \text{ кН/м},$$

$$q_{wA} = 476.12 \cdot 1.3 \cdot 6 \cdot 1.5 = 5.57 \text{ кН/м},$$

$$q_{wD} = 476.12 \cdot 1.5 \cdot 6 \cdot 1.5 = 6.44 \text{ кН/м}.$$

2-й случай

$$q_{wC} = 476.12 \cdot 1.3 \cdot 6 \cdot 1.5 = 5.57 \text{ кН/м,}$$

$$q_{wA} = 476.12 \cdot 0.6 \cdot 6 \cdot 1.5 = 2.57 \text{ кН/м,}$$

$$q_{wD} = 476.12 \cdot 0.4 \cdot 6 \cdot 1.5 = 1.71 \text{ кН/м.}$$

Таким образом, получаем две схемы загрузки рамы ветровой нагрузкой (рисунок 6).

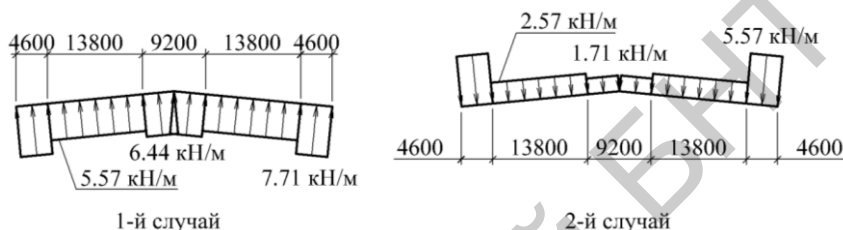


Рисунок 6 – Схемы загрузки ветровой нагрузкой по ТКП EN 1991-1-4–2009

Выводы

Результаты определения ветровой нагрузки по СНиП 2.01.07–85 и ТКП EN 1991-1-4–2009 различаются. Причинами столь значительной разницы в значениях могут являться следующие отличия в расчетных положениях двух нормативных документов:

1) ТКП EN регламентирует разбиение местности по типу на пять категорий в отличие от трех в СНиП.

2) СНиП для перехода от нормативной нагрузки к расчетной приводит коэффициент надежности γ_f , равный 1.4, в то время как ТКП EN предлагает вводить частный коэффициент безопасности γ_Q , равный 1.5.

3) СНиП дает 1 вариант численных значений коэффициентов внешнего давления нетто c_e в отличие от ТКП EN, который предлагает 2 варианта численных значений коэффициентов давления нетто $c_{p,net}$.

Литература

1. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия.
2. ТКП EN 1991-1-4. Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-4. Общие воздействия. Ветровые воздействия.

ConX Chassis Based Modular™
(конструкции на основе модульного шасси):
революция в строительной отрасли

Тарасов В.С.

(Научный руководитель – Лагун Ю.И.)

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Введение

ConXtech Inc является компанией, занимающейся разработкой строительных технологий. Компания разработала революционную систему использования строительной стали – ConX®, которая обеспечивает быструю сборку надежного, экономически эффективного и устойчивого каркаса здания, являясь альтернативой традиционным методам строительства. Запатентованная технология обеспечивает устойчивую структуру здания без связей, которая идеально подходит для коммерческих, медицинских, военных центров, образовательных учреждений, а также производственных комплексов нефтяной и газовой промышленности.

Система ConX сокращает время и общую стоимость проекта по сравнению с традиционными методами и вносит изменения в процесс строительства, что позволит владельцам и разработчикам предсказуемо построить быстрее, безопаснее и экологичнее.

Основные принципы

Система ConX сокращает время строительства здания за счет использования так называемых «шасси». Основой «шасси» ConX является надежная рама, которая включает:

- 1) колонны (во многих случаях заполненные бетоном);
- 2) балки с фланцами;
- 3) инновационные запатентованные соединения – ConXR и ConXL (см. рисунок 1).

ConX балки и колонны собираются на заводе, и могут быть сконфигурированы для удовлетворения широкого спектра эстетических и конструктивных требований, оставаясь при этом конкурентоспособными практически в любых климатических условиях.

Сущность системы ConX заключается в выполнении соединений балок с колоннами, образующих в результате жесткую пространственную раму. Эта инновационная система связи позволяет просто опускать балки на квадратные колонны, что является результатом изготовления точных по размеру шасси. В качестве примера скорости строительства компания приводит типичное здание площадью 100,000 ft^2 (9,300 m^2), с момента заключения договора о строительстве до сдачи коробки которого проходит 18 недель.

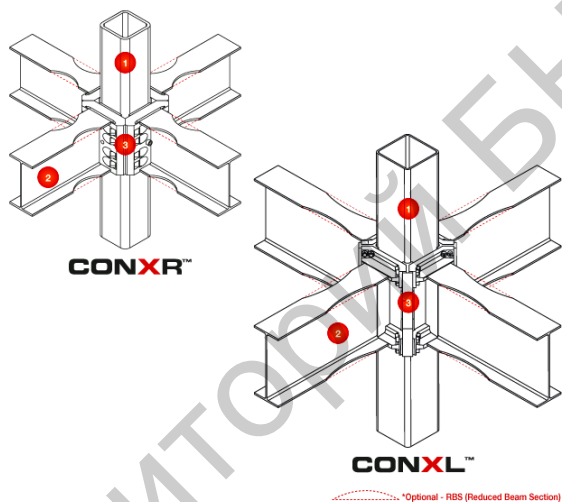


Рисунок 1 – Схема системы ConX

Характеристика системы ConXR™:

Пролет: диапазон от 3 до 6,5 метров. Высота: до 12 этажей.

Характеристика системы ConXL™:

Пролет: диапазон от 6 до 20 метров. Высота: до 15 этажей.

Производительность: 1100 m^2 в день, включая плиты перекрытия.

Конструкция узлов системы ConX

В системе ConX вертикальными элементами служат колонны квадратного сечения. Эти колонны подготавливаются к монтажу путем приварки в заводских условиях четырех конических спаренных фланцев к колонне на этаж. В системе ConXR спаренные флан-

цы приварены к колонне сечением 200х200 мм, а в системе ConXL использует иной способ соединения – элементы соединения приварены к углам колонны сечением 400х400 мм (см. рисунок 2).



Рисунок 2 – Колонны по системе ConXL и ConXR

К балке по системе ConX к обоим концам приварены фланцы. Балки могут также иметь на одном конце разъем для «гравитационного соединения», а на другом иметь фланец для соединения по системе ConXL или ConXR. ConXR использует 12-ти дюймовые пластины с коническим разъемом под названием «ласточкин хвост», а ConXL использует фланцы, к которым балки присоединяются с помощью болтов (см. рисунок 3).

Балки, работающие по принципу «гравитационного соединения» имеют вырез на каждом конце, упрощающий установку балки в проектное положение (см. рисунок 4). Этим вырезом балки «зацепляются» к специальным фасонкам, установленным на колоннах или главных балках, и фиксируются болтами.

Балки с «гравитационными соединениями» используются в зданиях с малой нагрузкой. Они также используются в качестве второстепенных балок для поддержки перекрытий.

Процесс монтажа балок системы ConX достаточно прост: балки опускаются на скошенные фланцы, установленные на колонне с четырех сторон, и фиксируются. За счет точности изготовления элементы мгновенно образуют стабильное соединение.



Рисунок 3 – Опорные части балок систем ConXL и ConXR

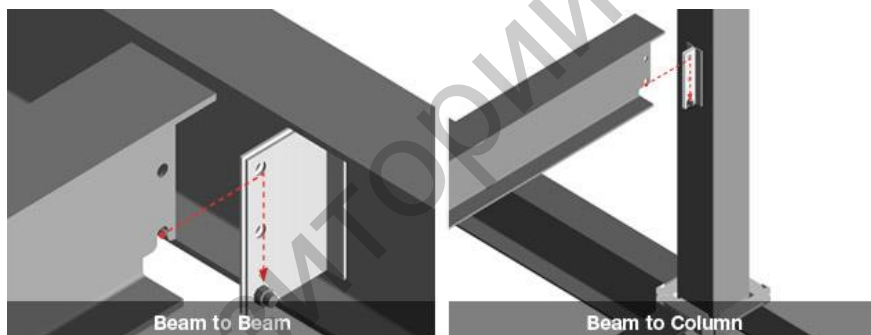


Рисунок 4 – “Гравитационные” соединения

В дополнение к каркасу, состоящему из колонн и балок, системы ConX могут использовать набор заранее разработанных дополнительных компонентов: перекрытия, стеновые панели, балконы, крышу, лестницы.

Высокая точность изготовления элементов системы ConX, необходимая для скоростного высокоточного монтажа, достигается путем использования высокотехнологичного оборудования: автоматических кондукторов (рисунок 6) и роботизированных сварочных постов (рисунок 7).



Рисунок 5 – Монтаж балки по системе ConXL

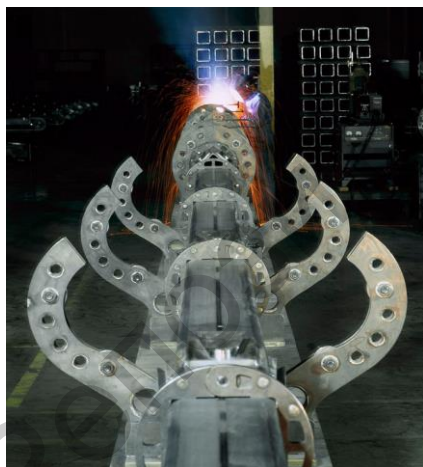


Рисунок 6 – Автоматизированный кондуктор для изготовления колонны



Рисунок 7 – Роботизированный сварочный пост

Литература

1. Conxtech.com

Особенности проверки устойчивости пластинчатых элементов поперечного сечения по ТКП ЕН 1993-1-5.

Верстак В.С.

(Научный руководитель – Надольский В.В.)

Белорусский национальный технический университет,

Минск, Беларусь

Введение

Как правило, при проектировании балочных элементов, распределения деформаций и напряжений по поперечному сечению полагаются линейными.

ЕН 1993-1-5 описывает три случая отклонения от линейного распределения напряжений:

1. после появления в сечении пластических деформаций;
2. после «местной потери устойчивости» (local buckling);
3. «Сдвиговое запаздывание» (shear lag).

ТКП ЕН 1993-1-5 предлагает два метода расчета учитывающих эффекты от вышеописанных явлений.

1. Метод «ограниченных напряжений» (reduced stress method).
2. Метод «эффективной ширины» (effective width method).

Метод «ограниченных напряжений» (reduced stress method)

У каждого из пластинчатых элементов сечения есть свое значение напряжения, при котором он теряет устойчивость. Зависимость напряжения-деформации для всего сечения моделируется в виде билинейной функции, представленной на рисунке 1. Для каждого уровня может быть вычислена несущая способность сечения. На первом уровне несущая способность определяется из критических напряжений самого гибкого элемента сечения:

$$R_{ult} = (ht_h + bt_b)\sigma_{lim\ it,h}. \quad (1)$$

На втором уровне напряжения в самом гибком элементе сечения остаются постоянными, а напряжения в более мощном элементе продолжают увеличиваться до критических напряжений.

$$R_{ult} = ht_h\sigma_{lim\ it,h} + ht_b\sigma_{lim\ it,b}. \quad (2)$$

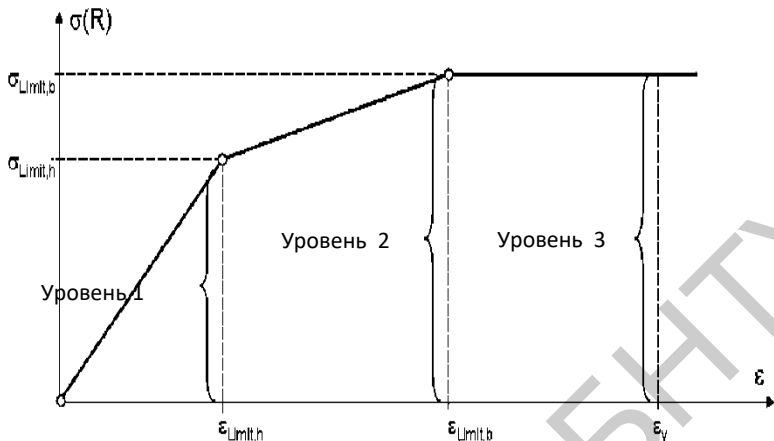


Рисунок 1 – Билинейная функция напряжения-деформации для всего сечения

На этом уровне “запас деформаций” самого слабого элемента сечения используется, до того момента пока самый жесткий элемент сечения не потеряет устойчивость.

Третий уровень длится до наступления деформаций текучести.

$$R_{ult} = ht_h \sigma_{limit,h} + ht_b \sigma_{limit,b} \quad (3)$$

Метод «эффективной ширины» (effective width method)

В методе «эффективной ширины» вводятся эффективные характеристики:

1. $effective^p$ для учета эффектов от местной потери устойчивости (local buckling).
2. $effective^s$ для учета эффектов от сдвигового запаздывания (shear lag).
3. $effective$ для учета совместного действия эффектов 1 и 2.

При местной потере устойчивости пластинчатым элементом, часть данного элемента выключается из работы. За счет чего происходит уменьшение жесткости сечения. Это показано на рисунке 2.

В завершение можно сказать, что метод «эффективной ширины» (effectivewidthmethod) получил большее распространение т.к. дает более полное описание поведения сечения под нагрузкой в отличие от метода «ограниченных напряжений» (reducedstressmethod), а также значительно облегчает вычисления.

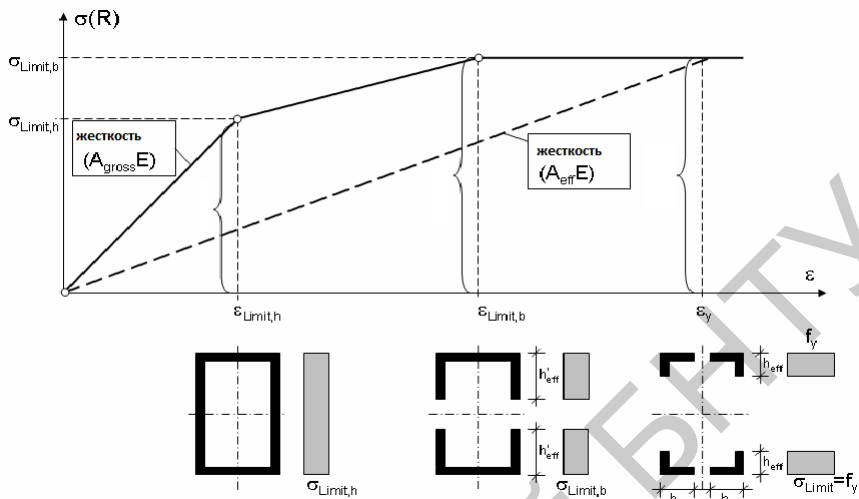


Рисунок 2 – Развитие эффективного сечения с ростом напряжений

Литература

1. ТКП EN 1993-1-5. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-5: Пластинчатые элементы конструкций.
2. Commentary and worked examples to EN 1993-1-5, 2007 г.

Учет эффектов потери местной устойчивости от нормальных напряжений по ТКП ЕН 1993-1-5

Евса Е.В., Зубачева В.М.

(Научный руководитель – Надольский В.В.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

1 Введение

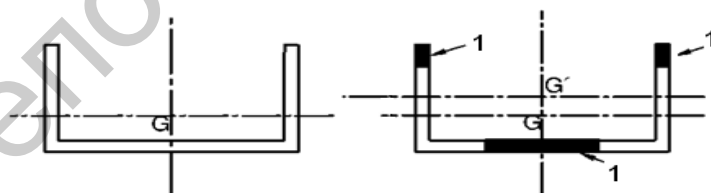
В статье рассматриваются правила учета потери устойчивости пластин от действия сжимающих нормальных напряжений при расчете по предельным состояниям по несущей способности согласно ТКП ЕН 1993-1-5.

2 Понятие эффективное поперечное сечение

Учет потери местной устойчивости пластин производится с использованием характеристик эффективной площади поперечного сечения.

Характеристики эффективного поперечного сечения конструкции, как правило, определяются по эффективным площадям сжатых элементов вследствие потери местной устойчивости и эффективным площадям растянутых элементов вследствие эффекта сдвигового запаздывания.

Эффективное сечение – участки сечения, для которых местная устойчивость обеспечена.



Сечение брутто

Эффективное сечение

Рисунок 1 – Сечения класса 4 – воздействие осевых усилий
 G – центр тяжести сечения брутто; G' – центр тяжести эффективного сечения;
1 – неэффективные участки сечения

3 Определение эффективной площади пластинок без продольных элементов жесткости

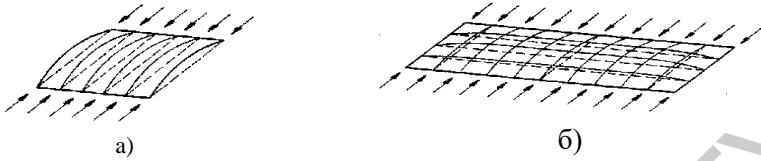


Рисунок 2: а – Выпучивание пластинки без закрепления по краям в продольном направлении; б – Выпучивание пластинки без элементов жесткости с закреплением по краям в продольном направлении с малым отношением размеров сторон

Эффективная площадь сжатых пластинок с двухсторонним закреплением по краям должны определяться, используя таблицу 4.1 [1], а для пластинок с односторонним закреплением (свесы листа) – таблицу 4.2 [1].

Эффективная площадь сжатой зоны пластины с поперечной площадью сечения брутто A_c определяется по формуле:

$$A_{c,eff} = \rho \cdot A_c, \quad (1)$$

где ρ – понижающий коэффициент при потере устойчивости пластины. При этом ρ допускается принимать по формулам:

– для сжатой пластины с двухсторонним закреплением:

$$\rho = 1 \text{ для } \bar{\lambda}_p \leq 0,673; \\ \rho = \frac{1}{\bar{\lambda}_p} - \frac{0,055(1+\psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \text{ для } \bar{\lambda}_p > 0,673, \quad (2)$$

– для сжатой пластины с односторонним закреплением (свес листа):

$$\rho = 1 \text{ для } \bar{\lambda}_p \leq 0,748; \\ \rho = \frac{1}{\bar{\lambda}_p} - \frac{0,188}{\bar{\lambda}_p^2} \text{ для } \bar{\lambda}_p > 0,748, \quad (3)$$

$$\text{где } \bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\bar{b}}{t} \sqrt{\frac{f_y}{28,4\varepsilon \cdot k_\sigma}};$$

ψ – отношение напряжений;

\bar{b} – расчетная ширина пластины;

k_σ – коэффициент, учитывающий потерю устойчивости в зависимости от отношения напряжений ψ по краям пластины и условий их закрепления. Для длинных пластин значения коэффициента k_σ указаны в таблице 4.1 или таблице 4.2 [1];

t – толщина пластины;

σ_{cr} – упругое критическое напряжение потери устойчивости.

4 Определение эффективной площади пластинок, усиленных продольными элементами жесткости

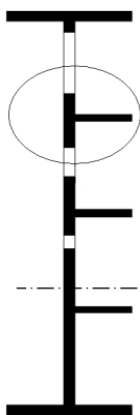


Рисунок 3

Для пластинок с продольными элементами жесткости эффективные площади, при местной потере устойчивости, учитываются для отдельных отсеков между элементами жесткости и эффективные площади усиленных панелей должны учитываться при проверке общей устойчивости.

Условная гибкость эквивалентной пластины определяется по формуле

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\beta_{A,c} f_y}{\sigma_{cr}}}, \quad (4)$$

$$\beta_{A,c} = \frac{A_{c,eff.loc.}}{A_c}. \quad (5)$$

Здесь упругое критическое напряжение потери устойчивости пластинки, вычислено основываясь на понятии эквивалентной ортотропной пластинки, то есть пластинке с размазанными элементами жесткости.

5 Работа пластинки по типу сжатого стержня

Упругое критическое напряжение потери устойчивости по типу сжатого стержня $\sigma_{cr,c}$ пластинки не усиленной элементами жесткости допускается определять по формуле:

$$\sigma_{cr,c} = \frac{\pi^2 E t^2}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot a^2}. \quad (6)$$

Для пластины, усиленной элементами жесткости по краям панели с высоким уровнем напряжений сжатия

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{\pi^2 EI_{sl,1}}{A_{sl,1} a^2}, \quad (7)$$

где χ_c – понижающий коэффициент при потере устойчивости пластины по типу сжатого стержня; коэффициент χ_c определяют согласно [1] (6.3.1.2).

6 Связь между потерей устойчивости пластины и потерей устойчивости условного сжатого стержня

Реальное поведение пластины находится между двумя крайними ситуациями: поведение пластинки ρ и поведение пластины по типу сжатого стержня χ_c . Результирующий коэффициент редуцирования ρ_c определяется по простой интерполяционной формуле:

$$\rho_c = \xi(2 - \xi)(\rho - \chi_c) + \chi_c, \quad (8)$$

где $\xi = \sigma_{cr,p}/\sigma_{cr,p} - 1$.

Связь между потерей устойчивости пластинки и потерей устойчивости условного сжатого стержня изображена на рисунке 4.

После определения коэффициента понижения ρ_c , можно вычислить эффективную площадь сечения сжатой зоны укрепленной пластины

$$A_{c,eff} = \rho_c A_{c,eff,loc} + \Sigma b_{edge,eff}. \quad (9)$$

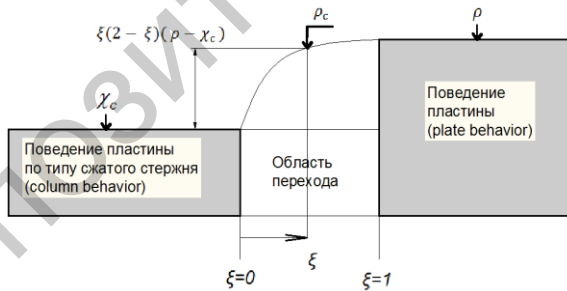


Рисунок 4 – Связь между потерей устойчивости пластины и потерей устойчивости условного сжатого стержня

Литература

1. ТКП EN 1993-1-5.(02250) Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-5: Пластинчатые элементы конструкций.
2. Commentary and worked examples to EN 1993-1-5, 2007г.

Яроцкий Р.В.

(Научный руководитель – Надольский В.В.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

1 Введение

В 2010г. Министерством архитектуры и строительства Республики Беларусь введены Технические кодексы установившейся практики по проектированию строительных конструкций, идентичные соответствующим Европейским нормам. Цели данного введения:

- 1) Возможность проектирования зарубежными организациями на территории РБ в соответствии с Евронормами.
- 2) Возможность для белорусских проектных организаций осуществлять экспорт проектов.
- 3) Внедрение на отечественных предприятиях технико-нормативных правовых актов и освоение новых строительных материалов.

Целью настоящей работы является обзор учета эффектов сдвигового запаздывания и расчетов по ТКП ЕН 1993-1-5–2009.

2 Понятие о эффектах сдвигового запаздывания

Под сдвиговым запаздыванием в первую очередь подразумевается неравномерное распределение напряжений (рисунок 1). Этот эффект понижает сопротивление элемента, потому что часть поперечного сечения выключается из работы. Получается, что поперечное сечение работает не полностью (неэффективно) и делится на эффективное и неэффективное.

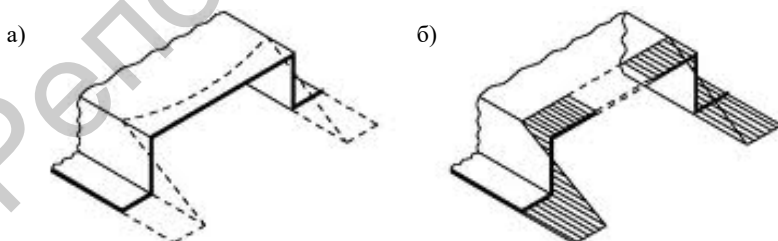


Рисунок 1 – К расчету сдвигового запаздывания:

- а) распределение нормальных напряжений в полном поперечном сечении;
- б) идеализированное распределение нормальных напряжений в эффективном поперечном сечении

Реальная картина распределения напряжений с учетом эффектов сдвигового запаздывания представлена на рисунке 2. Этот подход является основой выведения формул для определения и учета эффекта сдвигового запаздывания в диапазоне упругих деформаций.

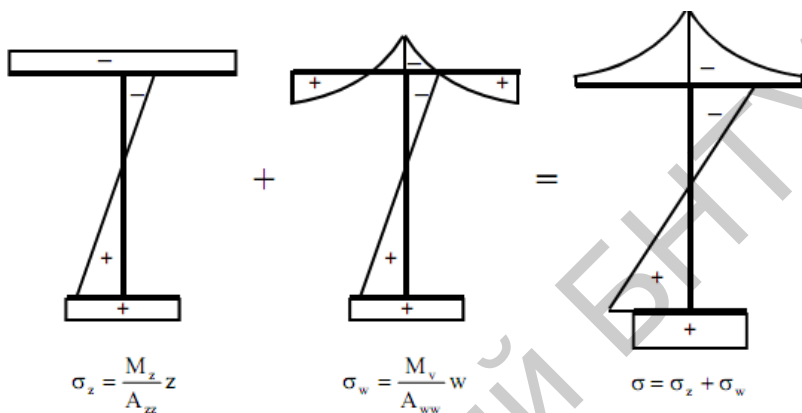


Рисунок 2 – Эпюры распределения напряжений при изгибе, деформации сдвига и эпюра распределения напряжений с учетом эффекта сдвигового запаздывания соответственно

3 Учет эффекта сдвигового запаздывания при расчете элементов

3.1 Общие положения

В поясах допускается не учитывать эффект сдвигового запаздывания, если выполняется условие $b_0 < L_e/50$. Для частей поясов с односторонней опорой ширина пояса b_0 соответствует имеющейся ширине пояса, для частей пояса с двухсторонней опорой b_0 равняется половине ширины пояса.

Эффективная длина L_e равна расстоянию между нулевыми точками изгибающих моментов.

Если указанное условие не выполняется при оценке предельного состояния эксплуатационной пригодности (вторая группа по СНиП) и состояний, связанных с усталостью материала, необходимо учитывать влияние эффекта сдвигового запаздывания поясов, для этого определяют эффективную ширину b_{eff} согласно 3.2.1 [1] и используют распределение напряжений согласно 3.2.2 [1]. При оценке предельных состояний по несущей способности эффективную площадь A_{eff} определяют согласно разделу 3.3 [1].

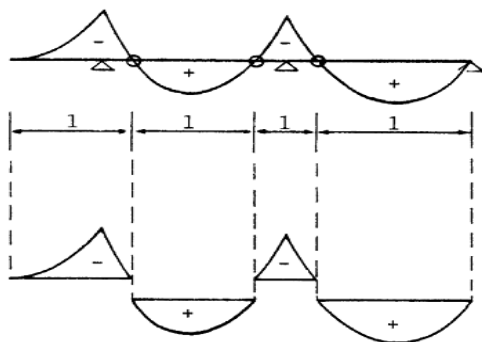


Рисунок 3 – Разделение на модули

3.2 Определение эффективной ширины при сдвиговом запаздывании в упругой стадии работы

Эффективную ширину b_{eff} при учете сдвигового запаздывания в упругой стадии работы следует определять следующим образом:

$$b_{eff} = \beta b_0. \quad (1)$$

Коэффициент β определяется согласно в таблице 3.1[1].

Данную эффективную ширину допускается применять при оценке предельных состояний эксплуатационной пригодности и состояний, связанных с усталостной прочностью.

3.3 Учет эффекта сдвигового запаздывания при расчете по предельным состояниям

При расчете по предельным состояниям по несущей способности эффект сдвигового запаздывания допускается учитывать одним из следующих образов:

- а) Воздействие эффекта сдвигового запаздывания в упругой стадии работы при оценке предельных состояний эксплуатационной пригодности и состояний, связанных с усталостной прочностью;
- б) Комбинация сдвигового запаздывания и потери устойчивости (выпучивания) пластин;
- в) Воздействие эффекта сдвигового запаздывания при учете упругопластической стадии работы материала допускается при ограничении пластических деформаций.

Совместное влияние потери устойчивости пластины и сдвигового запаздывания учитывается посредством эффективной площади сечения A_{eff} следующим образом:

$$A_{eff} = A_{c,eff} \beta_{ult}, \quad (2)$$

где $A_{c,eff}$ – эффективная площадь сжатого пояса при потере устойчивости пластины от действия нормальных напряжений;

β_{ult} – понижающий коэффициент эффективной ширины для учета сдвигового запаздывания в предельном состоянии по несущей способности. β_{ult} допускается принимать равным β согласно таблице 3.1, с заменой α_o на α_o^* , определяемое по формуле

$$\alpha_o^* = \sqrt{\frac{A_{c,eff}}{b_o t_f}}. \quad (3)$$

При учете упруго - пластической стадии работы материала при ограниченных пластических деформациях эффект сдвигового запаздывания допускается учитывать посредством эффективной площади сечения A_{eff} следующим образом:

$$A_{eff} = A_{c,eff} \beta_k \geq A_{c,eff} \beta, \quad (4)$$

где β и k принимаются согласно таблице 3.1[1].

Литература

- 1) ТКП EN 1993-1-5. (02250) Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-5: Пластинчатые элементы конструкций.
- 2) СНиП II-23-81*. Стальные конструкции / Госстрой СССР. – ЦИТП Госстроя СССР 1991.

Особенности проверки местной устойчивости стелки балки под сосредоточенными силами по ТКП EN 1993-1-5 и СНиП II-23

Владыко А.И.

(Научный руководитель – ЛагунЮ.И.)

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Введение

Целью данной работы является сравнение методик расчёта на местную устойчивость стенок балок согласно СНиП II-23-81* и ТКП EN 1993-1-5-2009. Для решения поставленной задачи выделим основные расчётные положения по обоим нормативным документам.

1 Расчёт по СНиП II-23-81* «Стальные конструкции»

Для балок симметричного сечения, укрепленных только поперечными рёбрами жёсткости и при наличии местного напряжения, местную устойчивость стенки следует выполнять по формуле:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{xy}}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \gamma_c, \quad (1)$$

где τ_{cr} – критические касательные напряжения определяются по формуле:

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2}\right) \frac{R_s}{\lambda_{ef}^2}. \quad (2)$$

Значения σ_{cr} и $\sigma_{loc,cr}$ в формуле следует определять в зависимости от соотношения размеров отсека, а также величин локальных и нормальных напряжений, возникающих в балке. Выделяют 3 случая (см. рисунок 1):

а) при $a/h_{ef} \leq 0,8$;

б) при $a/h_{ef} > 0,8$ и отношении σ_{loc}/σ больше значений, указанных в таблице 24 СНиП II-23-81*;

в) при $a/h_{ef} > 0,8$ и отношения σ_{loc}/σ не более значений, указанных в таблице 24 СНиП II-23-81*.

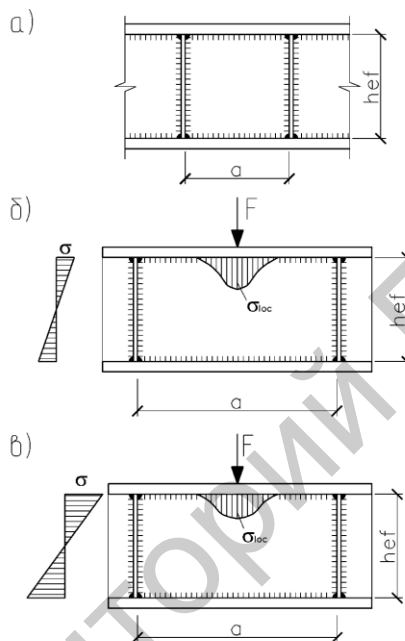


Рисунок 1 – Расчетные случаи

Так как согласно СНиП «Стальные конструкции» расчёт на местную устойчивость стенок балок следует выполнять с учётом всех компонентов напряжённого состояния (σ , τ и σ_{loc}), то дополнительно, для стенок балок, изгибаемых в одной из главных плоскостей, должны выполняться следующие условия:

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1,15R_y \gamma_c / \gamma_n, \quad (3)$$

$$\sigma_{loc} \leq R_y \gamma_c / \gamma_n, \quad (4)$$

$$\tau_{xy} \leq R_s \gamma_c / \gamma_n. \quad (5)$$

2 Расчёт по ТКП EN 1993-1-5-2009 «Проектирование стальных конструкций»

Проверка несущей способности стенки при местной потере устойчивости под воздействием локальной нагрузки должна выполняться по формуле:

$$\eta_2 = \frac{F_{ed}}{F_{Rd}} \leq 1,0. \quad (6)$$

Сопротивление стенки с элементами жёсткости местной потере устойчивости под воздействием локальной нагрузки определяется по следующей формуле:

$$F_{Rd} = \frac{f_{yw} L_{eff} t_w}{\gamma_{M1}} \leq 1,0. \quad (7)$$

Если балка нагружена сосредоточенной локальной нагрузкой, действующей на сжатый пояс, работающий одновременно на изгиб и осевую силу, должно быть проверено следующее условие, учитывающее совместное воздействие указанных компонентов:

$$\eta_2 + 0,8\eta_1 \leq 1,4, \quad (8)$$

где $\eta_1 = \frac{N_{ed}}{f_y A_{eff} / \gamma_{M0}} + \frac{M_{ed} + N_{ed} e_N}{f_y W_{eff} / \gamma_{M0}}$ – коэффициент использования

сечения по нормальным напряжениям.

Влияние совместного действия изгибающего момента и поперечной силы в стенке балок следует учитывать, если выполняется следующее условие:

$$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{ed}}{V_{bw,Rd}} > 0,5. \quad (9)$$

В этом случае проверка выполняется по формуле:

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}} \right) \cdot (2\bar{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1,0, \quad (10)$$

где $\bar{\eta}_1 = \frac{M_{ed}}{M_{pl,Rd}}$ – отношение расчетного момента к предельному пластическому моменту сопротивления поперечного сечения, не менее $\frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}$.

3 Сравнение методик расчёта

Для сопоставления результатов приведенных методик, выполним расчеты на примере однопролётной балки из сварного двутавра, стенка которого укреплена только поперечными ребрами жёсткости (см. рисунок 2). На рисунке дополнительно приведены расчётные геометрические характеристики поперечного сечения балки, а также внутренние усилия в проверяемом сечении А-А. Ширина приложения сосредоточенной силы $S = 100$ мм.

3.1 Расчёт по СНиП II-23-81* «Стальные конструкции»

Нормальные напряжения σ :

$$\sigma_x = \frac{300}{920911 \cdot 10^{-8}} \cdot 0,775 = 25,25 \text{ МПа} \leq \frac{R_y \gamma_c}{\gamma_n} = 240 \text{ МПа}.$$

Касательные напряжения τ_{xy} :

$$\tau_{xy} = \frac{200}{0,01 \cdot 1,5} = 13,33 \text{ МПа} \leq \frac{R_s \gamma_c}{\gamma_n} = 139,2 \text{ МПа}.$$

Локальные напряжения под сосредоточенной силой σ_{loc} :

$$\sigma_{loc} = \frac{200}{0,01 \cdot 0,15} = 126,67 \text{ МПа} \leq \frac{R_y \gamma_c}{\gamma_n} = 240 \text{ МПа}.$$

Приведенные напряжения σ_{ef} :

$$\begin{aligned}\sigma_{ef} &= \sqrt{25,25^2 - 25,25 \cdot 126,67 + 126,67^2 + 3 \cdot 13,33^2} = \\ &= 118,39 \text{ МПа} \leq \frac{1,15 R_y \gamma_c}{\gamma_n} = 276 \text{ МПа}.\end{aligned}$$

Прочность сечения обеспечена, теперь можем проверить местную устойчивость стенки.

Критические касательные напряжения:

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{2} \right) \frac{139,2}{5,12^2} = 65,09 \text{ МПа}.$$

Определим вариант расчета для критических нормальных напряжений:

– отношение длины отсека к высоте: $a/h_{ef} = \frac{3}{1,5} = 2 > 0,8$.

– отношение напряжений:

$$\sigma_{loc}/\sigma = \frac{126,67}{25,25} = 5,02 \leq [\sigma_{loc}/\sigma] = 1,08.$$

Таким образом, мы имеем расчетный случай (б):

$$\sigma_{cr} = \frac{c_2 R_y}{\bar{\lambda}_w^2} = \frac{84,7 \cdot 240}{5,12^2} = 775,48 \text{ МПа},$$

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 R_y}{\bar{\lambda}_a^2} = \frac{63,55 \cdot 240}{10,24^2} = 145,46 \text{ МПа},$$

где c_2 – определяется по таблице 25 СНиП II-23-81* в зависимости от отношения длины отсека к высоте;

c_1 – находим по таблице 23 СНиП II-23-81* для сварных балок в зависимости от отношения длины отсека к высоте и значения коэффициента $\delta = 3,67$.

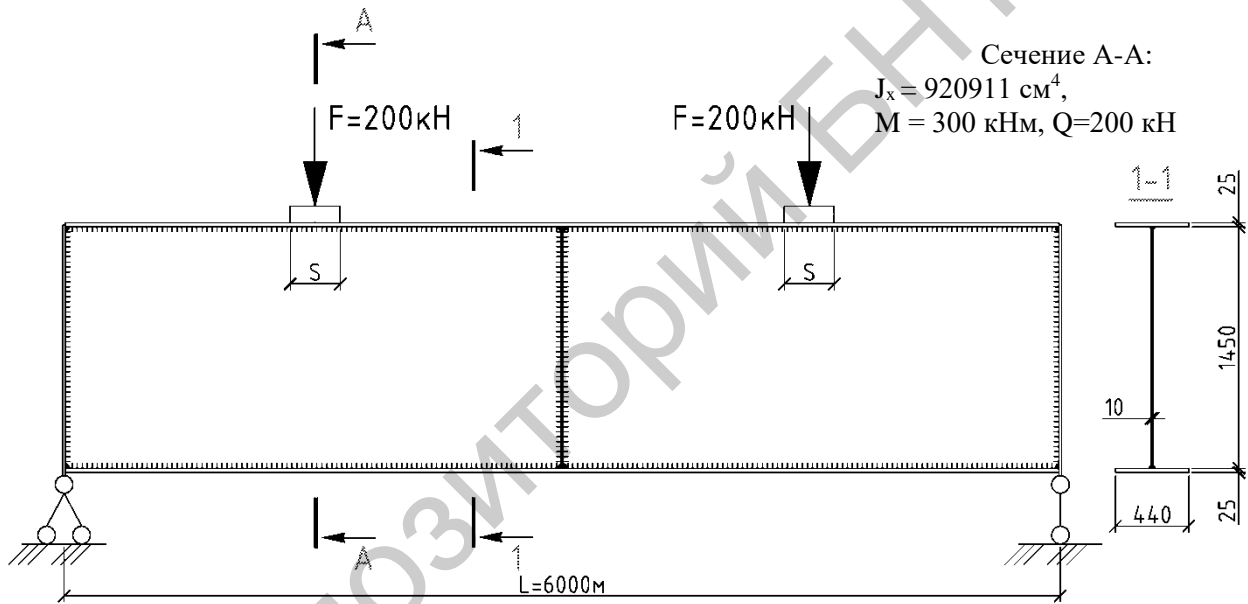


Рисунок 2 – Расчетная схема однопролетной балки, нагруженной сосредоточенными силами

При условной гибкости стенки:

$$\bar{\lambda}_a = \frac{a}{t} \sqrt{R_y/E} = \frac{3}{0,01} \sqrt{\frac{240 \cdot 10^6}{206 \cdot 10^9}} = 10,24.$$

И наконец выполним проверку устойчивости стенки:

$$\sqrt{\left(\frac{25,25}{775,48} + \frac{126,67}{145,46}\right)^2 + \left(\frac{13,33}{65,09}\right)^2} = 0,9263 \leq 1.$$

Таким образом, местная устойчивость стенки балки при действии сосредоточенных сил обеспечена.

3.2 Расчёт согласно ТКП 1993-1-5-2009 (02250) «Проектирование стальных конструкций»:

Определим значение коэффициента m_1 :

$$m_1 = \frac{f_{yf} b_f}{f_{yw} t_w} = \frac{235 \cdot 0,44}{245 \cdot 0,01} = 42,20;$$

Определим значение коэффициента m_2 :

$$m_2 = 0,02 \left(\frac{h_w}{t_f}\right)^2 = 0,02 \left(\frac{1,5}{0,025}\right)^2 = 72.$$

Определим эффективную длину приложения нагрузки на стенку:

$$l_y = S_s + 2t_f \cdot (1 + \sqrt{m_1 + m_2}),$$

$$l_y = 0,1 + 2 \cdot 0,025 \cdot (1 + \sqrt{42,2 + 72}) = 0,684 \text{ м.}$$

Заметим, что для вычислений параметр m_2 требуется знать значение условной гибкости $\bar{\lambda}_F$, которое в начале расчета неизвестно. Поэтому допускается принимать начальное значение $m_2=0$ с последующим уточнением.

Определим коэффициент k_F , который определяется для стенок без продольных элементов жёсткости по формуле:

$$k_F = 6 + 2 \left(\frac{h_w}{t_f} \right)^2 = 6 + 2 \left(\frac{1,5}{3} \right)^2 = 6,5.$$

Определим значение критической сжимающей локальной силы:

$$F_{cr} = 0,9 k_F E \frac{t_w^3}{h_w} = 0,9 \cdot 6,5 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \frac{0,01^3}{1,5} = 0,803 \text{ МН.}$$

Определим условную гибкость стенки:

$$\bar{\lambda}_F = \sqrt{\frac{l_y t_w f_{yw}}{F_{cr}}} = \sqrt{\frac{0,684 \cdot 0,01 \cdot 245}{0,803}} = 1,445.$$

Определим понижающий коэффициент χ :

$$\chi_F = \frac{0,5}{\bar{\lambda}_F} = \frac{0,5}{1,445} = 0,346 \leq 1,0.$$

Определим расчетную длину сжатой части стенки:

$$L_{eff} = \chi_F l_y = 0,346 \cdot 0,684 = 0,2369 \text{ м.}$$

Теперь можем определить сопротивление стенки местной потере устойчивости:

$$F_{Rd} = \frac{f_{yw} L_{eff} t_w}{\gamma_{M1}} = \frac{245 \cdot 0,2369 \cdot 0,01}{1,025} = 567,633 \text{ кН.}$$

Таким образом, прочность стенки под сосредоточенной силой обеспечена:

$$\eta_2 = \frac{F_{ed}}{F_{Rd}} = \frac{200}{567,633} = 0,353 \leq 1,0.$$

Дополнительно выполним проверку прочности при совместном действии нормальных и локальных напряжений:

$$\eta_2 + 0,8 \eta_1 = 0,353 + 0,8 \cdot 0,1163 = 0,4463 \leq 1,4,$$

$$\text{где } \eta_1 = \frac{M_{ed}}{f_y W_{eff} / \gamma_{M0}} = \frac{300 \cdot 10^3}{245 \cdot 10^6 \cdot 0,01079 / 1,025} = 0,1163 \text{ – коэф-}$$

фициент использования сечения по нормальным напряжениям;

M_{ed} – расчётное значение действующего изгибающего момента;

W_{eff} – упругий момент сопротивления эффективного сечения.

Проверка прочности при совместном действии изгибающего момента и поперечной силы не требуется:

$$\bar{\eta}_3 = \frac{200 \cdot 10^3}{1069,91 \cdot 10^3} = 0,1869 < 0,5,$$

$$\text{где } V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = \frac{0,5105 \cdot 245 \cdot 10^6 \cdot 1,5 \cdot 0,01}{\sqrt{3} \cdot 1,025} = 1069,9 \text{ кН –}$$

сопротивление сдвигу стенки поперечного сечения с учётом потери местной устойчивости.

3.1 Сравнение результатов проверочных расчетов

Полученные результаты сведем в таблицу 1.

Таблица 1 – Результаты расчета отсека стенки с учетом действия сосредоточенной силы

Проверки и результаты расчёта по СНиП II-23-81* «Стальные конструкции»	Результаты расчёта по ТКП 1993-1-5-2009 «Проектирование стальных конструкций»:
Прочность стенки по приведенным напряжениям: $118,39 \text{ Н/мм}^2 \leq 276,0 \text{ Н/мм}^2$	Проверка при совместном действии нормальных и локальных напряжений*): $0,4463 < 1,4$
Местная устойчивость стенки с учетом действия локальной силы: $0,9263 \leq 1$	Сопротивление сдвигу стенки с учетом действия локальной силы: $0,353 \leq 1,0$
Аналога нет	Проверка прочности при совместном действии изгибающего момента и поперечной силы в стенке*): при $\bar{\eta}_3 = 0,1869 < 0,5$ проверка не требуется

Отметим, что полученные результаты отличаются как численно, так и качественно:

- 1) Проверки с пометкой *) по ТКП ЕН можно ограниченно сравнить с соответствующими по СНиП;
- 2) Результаты расчетов по СНиП различаются от 1,35 до 2,62 раза по отношению к ТКП ЕН;
- 3) Результаты расчета по СНиП в подавляющем большинстве случаев дают худшие результаты.

Выводы

1) Результаты расчета стенки на прочность и устойчивость под сосредоточенной силой по ТКП ЕН 1993-1-5 и СНиП II-23 различаются. Разница достигает значительных значений. Во всех проверках по СНиП II-23-81* несущая способность стенки значительно недооценивается.

2) Методики проверки местной устойчивости стенки балки при действии локальной нагрузки по ТКП ЕН 1993-1-5 и СНиП II-23 отличаются принципиально, и для детального понимания используются модели сопротивления стенки местному воздействию требуются дополнительный глубокий анализ расчетных положений.

3) При проверке местной устойчивости по СНиП II-23-81* для различных случаев расчёта критических нормальных локальных напряжений наблюдается большая разбежка значений коэффициентов c_1 и c_2 при переходе от расчетных случаев а, б и в, что свидетельствует о недостатках теоретических положений.

Литература

1. ТКП ЕН 1993-1-5. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-5: Пластинчатые элементы конструкций.
2. СНиП II-23-81*. Строительные нормы и правила. Нормы проектирования.

УДК 624.074

Технический надзор при возведении строительных металлических конструкций

Викторович К.М.

(Научный руководитель – Вербицкий А.Г.)

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Технический надзор – часть строительного процесса, включающего контроль и надзор заказчика за соответствие строительно-монтажных работ (СМР), применяемых материалов, изделий, конструкций и оборудования требованиям действующих ТНПА и утвержденной проектно-сметной документации (ПСД), а также освидетельствование, приемку и учет выполненных работ. Технический надзор осуществляется в соответствии с требованиями ТКП 45-1.03-162-2009 «Технический надзор в строительстве. Порядок проведения».

Технический надзор подразделяется на общий – надзор за всеми видами СМР, организация работы представителей специальных технических надзоров, координация и обобщение результатов их деятельности, и специальный – надзор за отдельными видами (комплексами) СМР. Из числа представителей технического надзора (должностных лиц, выполняющих данные функции) назначается руководитель общего технического надзора.

Технический надзор осуществляется на всех объектах строительства независимо от форм собственности, за исключением объектов дачного и садоводческого строительства, многоквартирных жилых домов высотой до двух этажей включительно, застройщиками по которым являются граждане, а также объектов текущего ремонта. Технический надзор осуществляется также на объектах текущего ремонта, финансируемых за счет средств республиканского и (или) местных бюджетов, государственных целевых бюджетных фондов, государственных внебюджетных фондов. При финансировании текущего ремонта за счет собственных средств, технический надзор осуществляется на усмотрение заказчика, в том числе собственными силами.

Заказчик организует осуществление технического надзора при производстве строительно-монтажных работ с начала строительства и до завершения приемки объекта в эксплуатацию.

В качестве примера привожу объект «Комплекс по производству моющих и дезинфицирующих средств промышленного назначения

и технических жидкостей» (д. Малиновка, Минской р-н). Основные конструктивные элементы здания – металлоконструкции.

До начала строительства для выполнения функций технического надзора заказчик привлек по договору (заключенному по завершению проведенного тендера) инженерную организацию ЗАО «СтройАльянсИнвест», в штат которой я вошел в скором времени. Технический надзор осуществляется аттестованными специалистами.

Структура нашей организации многопрофильная. Кроме технического надзора, ЗАО «СтройАльянсИнвест» занимается и другими видами деятельности, связанными со строительным инжинирингом. В штате имеется 3 аттестованных специалиста – генеральный директор, инженер технического надзора по общестроительным и санитарно-техническим работам, инженер технического надзора по электромонтажным работам и газоснабжению. Для оптимизации процесса технического надзора и повышения качества работы в штат сотрудников был принят я.

В мои обязанности входит:

- контроль подрядчика на предмет соблюдения требований ПСД при производстве СМР и сообщение о выявленных нарушениях непосредственно аттестованному специалисту нашей организации;
- контроль за исполнением замечаний, указанных в журнале производства работ подрядчика, инженерами технического надзора;
- подсчет объемов фактически выполненных работ и их сверка с ПСД;
- контроль наличия и полноты исполнительной и технологической документации;
- сбор сведений, ведение журнала технического надзора и предоставление ежемесячного отчета о выполняемых работах с указанием количества рабочих и применяемых механизмах.

Моя работа практически привязана к графику подрядчика, и мое нахождение на объекте является практически постоянным. На основании проделанной мной технической работы и предоставленной информации аттестованные специалисты делают соответствующие выводы о правильности выполнения СМР со стороны подрядчика, наличия исполнительной документации, указывают замечания подрядчику записью в журнале производства работ, осуществляют освидетельствование скрытых и приемку выполненных работ и другую работу, непосредственно связанную с надзором.

Монтаж металлоконструкций выполняется на основании следующей проектно-технологической документации:

- ТКП 45-5.04-41-2006 «Стальные конструкции. Правила монтажа»;
- проекта производства работ (ППР), согласованным на данном объекте с архитектором, МЧС, санэпидемстанцией минского района;
- технологических карт, привязанных к данному объекту, из ранее разработанных типовых технологических карт на отдельные группы конструкций;
- комплекта проектных чертежей КМ, разработанных ОАО «ГИАП» и детализировочных КМД, разработанных заводом-изготовителем металлоконструкций.

Ежедневно в процессе производства работ выполняется операционный контроль качества со стороны производителя работ. Данную функцию возлагает на себя мастер, прораб, инженер по качеству либо служба контроля качества подрядчика. При необходимости, привлекается испытательное подразделение (лаборатория), аккредитованная в Системе аккредитации Республики Беларусь или аттестованная в установленном порядке.

Приемка выполненных и освидетельствование скрытых работ осуществляется аттестованными специалистами технического надзора совместно с участием представителя подрядчика и проектной организации (авторский надзор) по завершению определенного этапа работ, непосредственно до начала выполнения последующих работ. Приемка металлоконструкций проводится на основании СТБ 1749-2007 «Строительство. Конструкции стальные. Контроль качества работ» и СТБ 1968-2009 «Строительство. Монтаж сборных конструкций. Номенклатура контролируемых показателей качества работ» (раздел 6 «Монтаж стальных конструкций»).

Существует два метода контроля качества – визуальный и измерительный (в том числе геодезический и лабораторный). Визуальный контроль производится на весь выполненный объем работ (сплошной контроль), измерительный – в объеме, установленном данными стандартами (выборочный). Количество измерений отличается при операционном и приемочном контроле. Каждый пункт приемочного контроля, указанный в данных стандартах, оформляется в исполнительной документации, которая предъявляется представителю технического надзора при приемке работ. В состав исполнительной документации должны включаться:

- журнал работ по монтажу строительных конструкций;
- журнал сварочных работ и антикоррозийной защиты сварных соединений;

– журнал выполнения монтажных соединений на болтах с контролируемым натяжением;

– журнал авторского надзора (один журнал находится у проектировщиков, второй – на объекте у подрядчика. При посещении объекта проектная организация согласовывает незначительные проектные отступления и записывает замечания со сроком их устранения);

– геодезические исполнительные схемы (количество съемок должно уточняться в проекте производства геодезических работ);

– протоколы испытаний (сварных соединений, толщины лакокрасочного покрытия и т.д.);

– документы о качестве (паспорта на материалы, сертификаты соответствия, технические свидетельства Минстройархитектуры);

– акты промежуточной приемки ответственных конструкций;

– акт приемки работ;

– другие документы, указанные в рабочих чертежах.

Ежемесячно подрядчик составляет акт сдачи-приемки выполненных строительных и иных специальных монтажных работ (процентовку) с целью получения от заказчика денежных средств за фактически выполненный объем работ.

Порядок подписания процентовки на данном объекте следующий:

– мной осуществляется визирование и подтверждение выполненных объемов работ в натуре, предъявленных в процентовке (форма 2 – для предъявления объемов работ и расчета их стоимости в базисных ценах) с указанием отсутствующей исполнительной документации и не устраненных замечаний, предписанных инженером технического надзора;

– визирование процентовки (формы 2) у инженера технического надзора при отсутствии моих замечаний. Процентовка также визируется, если предъявленные объемы работ близки к указанным и будут выполнены из расчета средней выработки в ближайшие дни (до момента окончательного подписания заказчика). Процентовка формы 2 предъявляется примерно 24–27 числа месяца, поэтому зачастую объемы выполненных работ немного завышены. То же самое касается и полноты исполнительной документации подрядчика. Исполнительная документация на незавершенный вид работ (промежуточный объем) не требуется. Например, если нужно смонтировать 60 колонн, а их установлено в натуре и предъявлено к приемке всего 20, допускается визирование процентовки без полного наличия исполнительной документации;

– процентовка формы 2 корректируется подрядчиком с учетом указанных замечаний, повторно визируется у инженера технического надзора, после чего составляется процентовка формы 3 (для предъявления к оплате заказчику с расчетом в текущих ценах);

– в головном офисе нашей организации выполняется сопоставление товарно-транспортных накладных на строительные материалы по их типу и количеству с материалами, указанными в процентовках, проверка расчетов в текущих ценах и др. сопутствующих расчетов, после чего визируются процентовки формы 2 и 3 у генерального директора нашей организации. Проверка правильности пересчета стоимости выполненных работ из базисных в текущие цены и связанные с этим расчеты и проверки не входят в компетенцию специалистов, осуществляющих технический надзор. Если к моменту визирования процентовок генеральным директором объемы работ, взятые наперед, так и не были выполнены либо исполнительная документация не была приведена в порядок, либо качество работ не соответствует требованиям ТНПА, со стороны нашей организации в письменном виде дается мотивированный отказ о визировании процентовок, и заказчику высылается письменное уведомление об этом. В некоторых случаях возможно частичное снятие объемов работ и последующие визирование процентовок;

– подписание процентовок заказчиком и оплата работы подрядчика.

Кроме технического надзора, контроль за соблюдением требований ПСД выполняется также со стороны проектной организации. При посещении объекта проектировщики согласовывают незначительные проектные отступления согласно замечаниям технического надзора, а также могут выявить и другие несоответствия, которые указывают в журнале авторского надзора. В процессе строительства проектная организация может вносить изменения в ранее разработанную и утвержденную проектную документацию. Авторский надзор проводится в соответствии с требованиями ТКП 45-1.03-207-2010 «Авторский надзор в строительстве. Порядок проведения». Представители авторского и технического надзора отвечают и следят за сроками устранения недостатков только по предписаниям своих организаций.

Контроль над всеми участниками строительства, включая технический и авторский надзор, со стороны государства выполняет Специализированная инспекция Департамента контроля и надзора за строительством «Госстройнадзор». Все обнаруженные недостатки во время проверок инспекторами оформляются в виде предписаний, которые

отправляют заказчику и организациям, осуществляющим технический и авторский надзор, а также подрядчику в письменном виде с указанием сроков их устранения. До истечения указанных сроков со стороны участников строительства дается письменный ответ в адрес инспекции об исполнении предписаний. При необходимости инспекция осуществляет повторную проверку, чтобы убедиться в достоверности информации.

Очевидно, что технический надзор способствует своей деятельностью целевому и рациональному использованию средств заказчика, повышает своей работой качество СМР, не вмешиваясь при этом в хозяйственную деятельность подрядчика.

Считаем, что технический надзор должен строго контролировать выполнение СМР на предмет соответствия с проектной документацией и не вправе изменять, ровно как подрядчик, и заказчик, проектные решения. Все отступления от ПСД должны быть согласованы заказчиком с проектной организацией в установленном порядке.

При наличии объемной нормативно-технической базы в стране существует все же неясность относительно полноты исполнительной документации. Большинство документов ограничиваются лишь общими фразами, в результате чего возникают постоянные споры и противоречия участников строительства между собой, поскольку каждый человек может воспринять одну и ту же информацию по-разному. Необходимо, чтобы в проектной документации указывался перечень всех актов освидетельствования скрытых и приемки работ, которые должны предъявляться в составе исполнительной документации.

Проектным организациям хотелось бы пожелать внимательнее увязывать отдельные комплекты чертежей между собой и давать сноски или примечания на каждом чертеже одного комплекта, с каким листом другого комплекта выполняется такая увязка. Обычно такие примечания есть, но только в пределах одного комплекта.

Хотелось бы видеть у подрядчиков более квалифицированные рабочие кадры, которые могли бы разбираться в технических вопросах, что упростило бы работу всех участников строительства. В идеале, конечно, хотелось бы иметь и более ответственных специалистов инженерно-технического персонала, которые своевременно выполняли бы операционный контроль качества работ и должным образом оформляли исполнительную документацию.

Напоследок приведу стоимость металлоконструкций одного из зданий, строящихся на этом объекте. Для примера возьму самое большое здание – склад №1.

Технико-экономические показатели данного подобъекта:

- площадь застройки – 4679,7 м²;
- общая площадь – 4643,2 м²;
- строительный объем – 46157,9 м³;
- металлоемкость – примерно 4,5 кг/м³ строительного объема (без учета профилированного листа покрытия).

Выборка конструктивных элементов приведена в таблице 1.

Таблица 1 – Выборка металлоконструкций склада № 1

Конструкция (производство Российская Федерация)	Масса, т
Колонны	57,26
Подстропильные фермы	7,23
Стропильные фермы	60,49
Прогоны и балки покрытия	45,26
Связи	3,17
Связи покрытия	2,28
Стойки фахверка	6,03
Ригели фахверка	23,32
М/к под дефлекторы	1,81
Ограждение, кронштейны и т.д.	0,82
ИТОГО:	207,67
Профилированный лист покрытия (отечественное производство)	46,2

Стоимость 1 т металла на момент заказа (примерно февраль 2011 г.) без НДС составила 5 334 000 р, с НДС – примерно 6 400 000, что соответствует в эквиваленте цене примерно в 2135 долларов США (оплата выполнялась до начала валютного кризиса).

В эту стоимость входило изготовление изделий в заводских условиях, подготовка поверхности к нанесению лакокрасочного покрытия, грунтовка за 2 раза, окраска за 2 раза общей толщиной лакокрасочного покрытия не менее 80 мкм, а также доставка на строительный объект. Металлоконструкции изготавливались на территории Российской Федерации.

Таким образом, стоимость металлоконструкций одного здания обошлась примерно в 440 000 долларов США (без учета стального профилированного кровельного листа покрытия отечественного производства).

Из истории развития металлических конструкций

Бегменов Бердимурат, Каленкович С.А.
(Научный руководитель – Башкевич И.В.)
Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Первые металлические (железные) строительные конструкции в виде скреп-затяжек для восприятия распора сводов появились в середине века; античная архитектура еще их не знала. В России в Успенском соборе во Владимире, построенном в 1158 г., уже имеется хорошо развитая система таких затяжек. Затем затяжки стали использовать и для других целей. В соборе Василия Блаженного в Москве, сооруженном в середине XVI в., имеются затяжки, к которым подвешены потолки, причем ряд затяжек укреплен подкосами. Применялись железные конструкции и для стропил.

В конце XVII и начале XVIII века в России имелось очень много железных стропил над гражданскими зданиями. Эти стропила не были фермами; они состояли из насланных железных ног, подпертых железными стойками, опирающимися на нижнее, обычно сводчатое, перекрытие или окружающую своды конструкцию, и перекрывали довольно большие пролеты (до 20 м).

Широкое распространение в XVII и XVIII вв. имели пространственные железные конструкции в виде каркасов, поддерживающих кровли церковных куполов. За рубежом в указанный период железные конструкции были также распространены.

В первой половине XVIII в. в Англии был освоен процесс литья чугуна для строительных целей; начиная с середины XVIII в. чугунные конструкции получили здесь распространение как в мостовом, так и в гражданском и промышленном строительстве. В России чугун использовался меньше. Сегодня используется, в основном, в строительстве высотных сооружений (до 600м).

Первые железные покрытия промышленных зданий в России были поставлены в 1757 г. на Кыштымском заводе. Примененные здесь стропильные фермы появились в результате эволюции насланных железных стропил XVII и XVIII вв., в которых, как было указано выше, стропильные ноги поддерживались стойками, опиравшимися на пото-

лочное перекрытие (обычно свод). Стойки эти имели разнообразные крепления, так как было известно, что длинные стержни плохо работают на сжатие. Уже в середине XVIII в. опирание на свод было признано нерациональным, и стойки, вместо того чтобы опираться на нижнее перекрытие, подвешивали с помощью тяг к опорным точкам стропил. Таким образом возникла шпренгельная ферма.

Соединением двух шпренгельных систем получена ферма, состоящая из двух полуферм, связанных затяжкой. Эта эволюция стропильных конструкций нашла свое завершение в конструкциях перекрытий Зимнего дворца в Петербурге, восстановленных после пожара 1837 г. Правда, в фермах Зимнего дворца еще не были поставлены раскосы, однако такой проект существовал.

В первой XIX в. железные конструкции достигли на территории России высокой степени развития. О размахе строительства говорит тот факт, что при стройке в 1846 г. Калашниковской биржи в Петербурге было поставлено более 900 железных стропильных ферм. Некоторые перекрытия того времени имели относительно большие пролеты. Поскольку рациональность уголковых и швеллерных сечений для сквозных конструкций была вполне ясна строителям и такие сечения изготовлялись гнутьем разогретых полос на специальных машинах – «жомах».

Следует отметить, что развитие железных строительных конструкций в России шло очень медленно и до конца XIX в. основной конструкцией оставалась треугольная стропильная ферма с узлами на проушинах, весьма несовершенная по своей конструктивной форме (рисунок 1).

За рубежом в промышленном строительстве преобладали сравнительно небольшие здания с пролетами незначительной величины. Однако там было построено довольно много общественных зданий, выставочных павильонов, вокзальных перекрытий, крытых рынков, башен и тому подобных сооружений. Преследуя зачастую чисто рекламные цели, им придавали иногда рекордно большие размеры. Здесь должны быть отмечены: Хрустальный дворец в Лондоне (1852 г.); павильоны Парижских выставок, где пролеты некоторых павильонов уже достигали 100 м и более; башня Парижской выставки 1889 г. (башня Эйфеля) высотой 300 м; перекрытия вокзалов во Франкфурте, Дрездене и др. Строительство всех этих сооружений оказало большое влияние на уменьшение веса и улучшение конструктивной формы металлических конструкций.

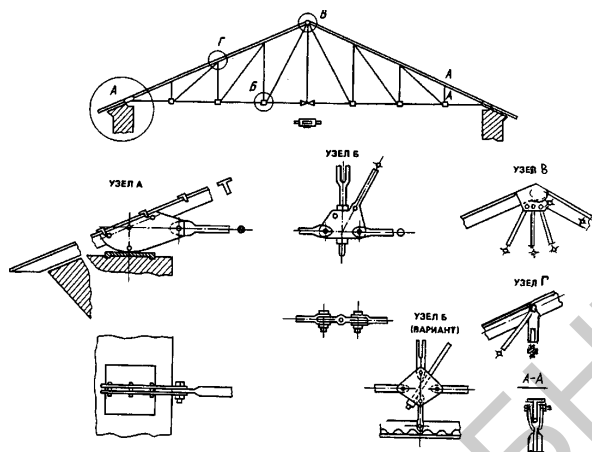


Рисунок 1 – Стропильная ферма (70-е годы XIX века)

Во второй половине XIX в. в России ведущими среди металлических конструкций были мостовые конструкции. Мосты появились в России еще в конце XVIII в.; дальнейшее развитие они получили в начале XIX в.

В 40-х годах XIX в. появился прокат в виде фасонного железа, двутавровых балок и листа, и благодаря этому обстоятельству железные конструкции приобрели современную форму; появились сплошные балки. Начало интенсивного железнодорожного строительства резко стимулировало развитие строительства железных мостов.

Развитие тяжелых металлических конструкций в мостостроении, приведшее к развитию металлических конструкций в других областях строительства, связано с именами знаменитых русских инженеров: С. В. Кербедзя, Н. А. Белелюбского и Л. Д. Проскурякова. С.В. Кербедзь (1810 – 1899 гг.), построивший первый в России железный мост через реку Лугу, применил для этого моста сквозные фермы.

Процесс поиска более совершенной конструктивной формы производственного здания продолжался с 80-х годов XIX в. по-разному в разных странах. Наиболее интенсивно он протекал в США, где впервые появился стальной каркас.

В Германии эта эволюция проходила более сложно. Интенсивное развитие теоретических знаний, стремление приблизить конструктивную форму к теоретическим предпосылкам привели к широкому

применению достаточно сложных шарнирных схем (двух- и трех-шарнирных). Такие схемы, весьма трудоемкие в изготовлении и монтаже – были в то же время наиболее близки к расчетным предположениям, а потому осуществимы при наименьшем коэффициенте запаса и, следовательно, более экономичны. Видимая ясность (с расчетной точки зрения) конструктивных решений Германии делала их весьма доходчивыми, благодаря чему они получили широкое распространение у проектировщиков того времени. В России эволюция конструкций производственных цехов шла аналогичным путем, только более медленно.

Переход на новые типы перекрытий в конце XIX и начале XX вв. связан с именами русских инженеров: Ф. С. Ясинского, В. Г. Шухова и И. П. Прокофьева.

Профессор Ф. С. Ясинский (1856–1899 гг.) известен как исследователь продольного изгиба; кроме того, он известен также как инженер-строитель, существенно улучшивший в середине 90-х годов XIX в. конструктивную форму перекрытий производственных зданий, в то время, как правило, еще не имевших кранового оборудования.

Особенно многообразна инженерная деятельность почетного академика В. Г. Шухова (1853–1939 гг.). В области покрытий В. Г. Шухов развивал идеи пространственных систем, причем разработанные им конструкции отличаются исключительным разнообразием и оригинальностью. Для покрытий производственных зданий он первым применил оболочки двоякой кривизны и вообще внес значительный вклад в развитие металлургии.

Профессор И. П. Прокофьев развил идеи профессора Ф. С. Ясинского в ряде большепролетных покрытий (Мурманские и Перовские мастерские Московско-Казанской ж.д., Московский почтамт и др.) и провел большую работу по объединению опыта изготовления и монтажа стальных конструкций. Его книга «Железные мосты. Обработка, сборка и установка» (1911 г.) была первым руководством в этой области в России.

В годы советской власти стальные конструкции получили существенное развитие главным образом в области промышленного строительства. Большое значение для этого развития имело то обстоятельство, что для решения больших государственных задач социалистического хозяйства страны конструкторы и проектировщики были объединены в крупные проектно-производственные коллективы.

Перед советскими строителями в области стальных конструкций промышленных зданий возникли новые задачи, на основе разрешения которых выросла советская школа проектирования.

В середине 30-х годов получают широкое распространение стальные конструкции в многочисленных цехах машиностроительной промышленности. Большая повторяемость конструктивных решений привела к развитию типового проектирования, в результате которого трестом Промстройпроект были разработаны в 1939 г. типовые секции промышленных зданий массового применения, а также и типовые стальные конструкции для этих секций.

Широкое применение стальных конструкций позволило обобщить основные принципы конструирования, выработанные советскими конструкторами: одинаковое внимание к проблемами экономии стали, экономии труда при изготовлении конструкций и скоростного монтажа. Эти принципы были положены в основу советской конструкторской школы, которая и оформилась в этот период.

Во время Великой Отечественной войны при перебазировании промышленности на восток страны стальные конструкции применялись весьма широко, в особенности благодаря их специфическому преимуществу – быстрой возведения.

В послевоенный период в связи с огромным объемом восстановительного строительства особенно остро встал вопрос об экономии стали. Значительно увеличился удельный вес сквозных конструкций; были найдены малотрудоемкие решения сквозных колонн и стропильных ферм (ригелей, рам). Большое внимание было обращено на упрощение конструктивной формы и экономную компоновку конструкций зданий в целом, а также на учет пространственной работы каркаса цеха, включая работу кровли, что позволило упростить конструкцию связей и существенно уменьшить затрату стали на здание в целом. Сегодня же в основном используются стальные конструкции. Применение стальных конструкций открыло неограниченные возможности для получения уникальных параметров строительных конструкций.

В зависимости от конструктивной формы и назначения металлические конструкции можно разделить на несколько видов:

Промышленные здания, большепролетные покрытия зданий, мосты и эстакады, листовые конструкции, башни и мачты, каркасы многоэтажных зданий, крановые и другие подвижные конструкции.

Из большепролетных покрытий следует отметить тонкостенные металлические висячие оболочки-мембраны. В мембранном покрытии листы закрепляются в контурном и внутреннем опорных кольцах. Применение мембран целесообразно при значительных пролетах (100–200 м и более). Примером мембранного покрытия может служить покрытие универсального спортивного зала на 25 тыс. мест в г. Санкт-Петербурге. Покрытие представляет стальную сварную оболочку из листа толщиной 6 мм, подвешенную к круглому железобетонному кольцу, покоящемуся на 56 опорах. Монтажными элементами служат сварные тавры сечением из листов 500x14 и 200x12 мм. Для стабилизации оболочки (при отсосе ветра) и отвода воды на оболочку в средней ее части уложены радиальные стальные фермы с железобетонным настилом, а также подвешенную в центре плиту диаметром 72 м с размещением на ней технологического оборудования. В крайних частях оболочка подкреплена радиально расположенными тросами диаметром 55 мм. Это предотвращает чрезмерные деформации легкой оболочки при неравномерном нагружении снегом и ветром.

Олимпийский универсальный стадион на проспекте Мира в Москве в виде овала с осями 224 и 183 м перекрыт металлической мембраной толщиной 5 мм (рисунок 2). Шаг колонн по периметру 20 м. Конструкция мембраны состоит из монтажных элементов в виде гибких нитей из решетчатых ферм, объединенных в сетку с заданной поверхностью, на которые укладывают лепестки, заранее раскроенные, сваренные и свернутые на заводе в рулоны. Монтажные элементы обычно включают в работу и используют их для стабилизации мембраны.

Впервые возведенное в РБ уникальное большепролетное (116 м) вантовое покрытие спортивно-зрелищной арены комплекса «Минск-Арена» с применением высокопрочных прядей (рисунок 3). Висячие покрытия являются одной из наиболее перспективных конструктивных форм для перекрытия сооружений больших пролетов. Этому способствует ряд преимуществ висячих покрытий перед традиционными жесткими формами. Такие конструкции работают на растяжение, что позволяет наиболее полно использовать высокопрочный материал. Висячие покрытия позволяют предельно уменьшить строительную высоту и сократить отапливаемый объем здания, чем обеспечивается наибольшая экономия энергоресурсов.

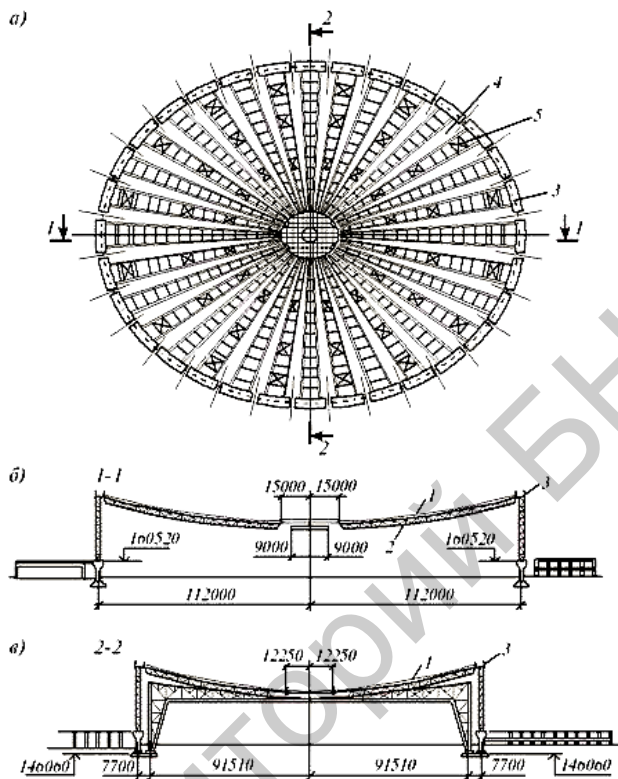


Рисунок 2 – Покрытие универсального стадиона «Олимпийский» в Москве

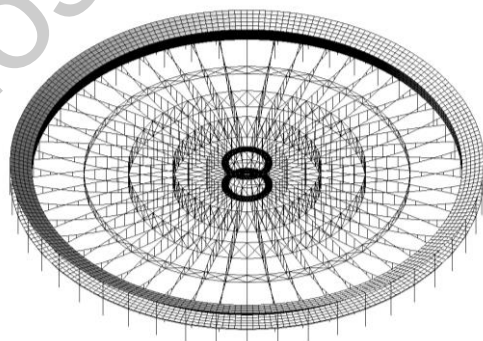


Рисунок 3 – Аксонометрия вантового покрытия (конечно-элементная модель)

Расчет центральных металлических колец (рисунок 4), к которым крепятся несущие и стабилизирующие ванты выполнен при различных нагрузках, включая особые сочетания, обусловленные отказом (разрушением) одной из вант, а также развитием больших деформаций в поясах кольца. В качестве наружных опорных колец используются железобетонные перекрытия поперечным сечением 6300х300 мм, соединенные между собой по внутренней грани цилиндрической стенкой. Бетонная стена толщиной 400 мм расположена по всей окружности диаметром 116 м. В местах крепления вант установлены монолитные железобетонные пилоны шириной от оси стены 1000 мм, толщиной 700 мм (рисунок 5).

Смонтированная вантовая система покрытия представлена на рисунке 6.

Из башенных конструкций следует отметить недавно построенную решетчатую радио-



Рисунок 4 – Центральный барабан



Рисунок 5 – Крепление вант к железобетонному кольцу

телевизионную башню «небесное дерево» высотой 634 м (Токио) самую высокую в мире башню $H = 828$ м (Дубаи).

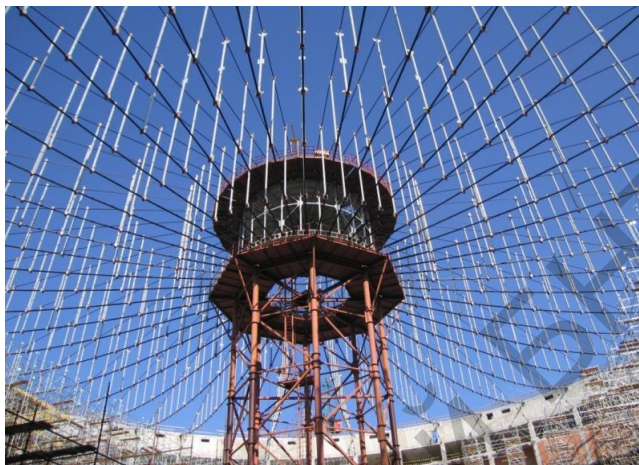


Рисунок 6 – Смонтированные ванты покрытия

Литература

1. Металлические конструкции. Общий курс. Учебник для вузов – 7-е изд., перераб. и доп. /Под ред. Г. С. Веденикова. – М.: Стройиздат, 1998. – 760 с.
2. Журнал «Архитектура и строительство» 11/2009. – Минск.

Особенности применения балок переменного сечения

Врублевский П.С., Специан В.С., Шульга Д.О.

(Научный руководитель – Башкевич И.В.)

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

В своем развитии металлоконструкции имеют тенденцию к уменьшению их металлоемкости. В этом контексте сварные балки решают проблему уменьшения массы несущих конструкций. В балке, работающей на изгиб, наиболее напряженная зона – полка. Стенка нагружена в меньшей степени. Следовательно, основная масса металла должна находиться в полках, а в стенках – меньшая доля.

Сварка позволяет создавать рациональные профили. Именно благодаря применению сварки удастся создавать балки разнообразных размеров – высотой до 3...4 м и более. Сварка позволяет наиболее рациональным образом сочетать размеры горизонтальных листов, называемых поясами, с вертикальной стенкой. Поэтому применяются балки с относительно толстыми полками в сочетании с высокими тонкими стенками.

Показателем экономичности сечения балки служит параметр W/A , где W – момент сопротивления профиля, A – площадь сечения профиля. Чем выше это отношение, тем меньшая масса металла необходима для увеличения сопротивления профиля на изгиб. Однако создавать чрезмерно тонкие вертикальные стенки невозможно из-за потери местной устойчивости.

Прокат двутавровых профилей производительней сварки. Но возможность создавать сварные конструкции с желаемыми соотношениями размеров, снижает расход металла и делает их более экономичными и более рентабельными по стоимости.

Поперечные сечения балок двутаврового профиля иногда изменяются по длине. В некоторых случаях изменяют толщину или ширину горизонтальных листов. Это более целесообразно, чем изменять толщину вертикальных листов. Балки переменного сечения позволяют лучше использовать несущую способность металла по всей их длине. Они дают экономию металла в сравнении с балками

постоянного профиля, значительная часть которых работает при напряжениях, значительно меньших предельных. В технологическом отношении изготовление балок переменного профиля несколько сложнее. Вопрос выбора конструкций решается с экономических позиций, а иногда и с учетом общей компоновки и эстетики.

Балки составного сечения применяют в случаях, когда прокатные балки не удовлетворяют условиям прочности, жесткости, общей устойчивости из-за ограниченности сортамента, т. е. при больших пролетах и изгибающих моментах, а также если они экономичнее. Компоновка и подбор сечения составных балок производится по максимальному изгибающему моменту.

Изменение сечения балки по длине

Сечение составной балки, подобранное по максимальному изгибающему моменту, можно уменьшить в местах снижения моментов (в разрезных балках – у опор). Однако каждое изменение сечения, дающее экономию материала, несколько увеличивает трудоемкость изготовления, и потому оно экономически целесообразно только для балок пролетом более 12 м.

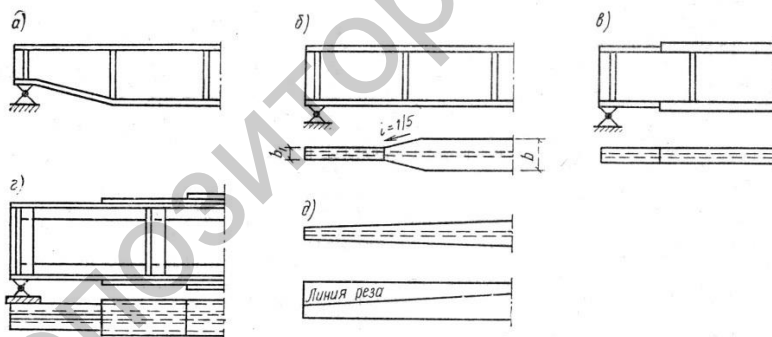


Рисунок 1 – Изменение сечения балок по длине:

- а – изменением высоты балки; б – изменением ширины поясов;
- в – изменением толщины поясов; г – изменением количества горизонтальных листов;
- д – непрерывным изменением ширины поясов

Конструктивные решения возможных изменений сечение балки приведены на рисунке 1 [1]. В сварных балках распространено изменение ширины пояса, высота балки при этом сохраняется посто-

янной. При равномерной нагрузке наивыгоднейшее по расходу стали место изменения сечения поясов однопролетной сварной балки находится на расстоянии примерно 1/6 пролета балки от опоры. Действующий в этом месте момент может быть найден графически по эпюре моментов или по формуле

$$M_1(x) = \frac{qx(l-x)}{2}.$$

В балках переменного сечения развитие пластических деформаций следует учитывать только в одном сечении с наиболее неблагоприятным сочетанием M и Q , в остальных сечениях развитие пластических деформаций не допускается.

По моменту $M_1(x)$ определяют необходимый момент сопротивления сечения балки исходя из упругой работы материала и подбирают новое сечение поясов. Ширина поясов при этом должна отвечать следующим условиям:

Возможен и другой подход. Задают ширину поясного листа уменьшенного сечения и определяют изгибающий момент, который может воспринять сечение:

$$W_1 = \frac{2l_1}{h}; \quad M_1 = W_1 R_y,$$

при $M(x) = M_1$ находят расстояние от опоры, где изменяется сечение пояса.

Определение прогибов балки

Нормальные напряжения в балках, поперечные сечения которых изменяются по длине, могут быть с достаточной точностью определены по формуле [2]

$$\sigma(z) = \frac{M_x(z)}{I_x(z)} \cdot y.$$

Перемещения сечений таких балок удобно определять способом Мора:

$$\delta = \sum_1^n \int_1^2 \frac{M_x^F(z) \cdot M_x^1(z)}{E \cdot I_x(z)} dz,$$

где $I_x(z)$ – момент инерции текущего сечения.

В балках ступенчатого сечения интеграл Мора на каждом участке с $I_x(z) = \text{const}$, может быть вычислен по способу Верещагина [3], как и для балок постоянного сечения. Этот способ применим и при плавном изменении размеров сечения, если пользоваться эпюрой приведенных моментов:

$$\delta = \sum_1^n \int \frac{M_x^q(z) \cdot M_x^1(z)}{E \cdot I_x(z)} dz = \sum_1^n \frac{\omega \cdot y_c}{E \cdot I_x(z)}$$

Таким образом операция интегрирования заменяется перемножением площади ω одной эпюры на ординату y_c второй (обязательно линейной) эпюры, взятой под центром тяжести площади ω .

Последовательность действий при вычислении перемещений по способу Верещагина [2]:

- 1) построить эпюру изгибающих моментов от заданной нагрузки (основная эпюра);
- 2) снять с балки заданную нагрузку (но сохранить опоры) и приложить в сечении, перемещение которого ищется, в направлении этого перемещения единичную силу, когда ищется прогиб, или единичную пару, если искомым является угол поворота;
- 3) построить эпюру изгибающих моментов от единичной нагрузки (единичная эпюра);
- 4) разбить эпюры от заданных нагрузок на отдельные площади ω_i и вычислить ординаты y_{Ci} единичной эпюры под центрами тяжести этих площадей (см. таблицу 1);
- 5) составить произведение $\omega_i \cdot y_{Ci}$ и просуммировать их.

Пример расчета балки нагруженной равномерно распределенной нагрузкой

Рассмотрим три состояния балки. Первое (грузовое) – при действии заданной распределенной нагрузки q ; ему соответствует эпюра моментов M_q . Второе состояние (единичное) – при действии сосредоточенной силы $\vec{F} = 1$, приложенной по середине балки; ему соответствует эпюра моментов M_1 . Примем начало координат на левой опоре, тогда ординаты указанных эпюр в сечении с координатой z соответственно равны

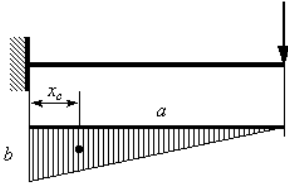
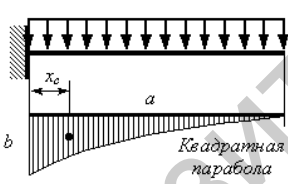
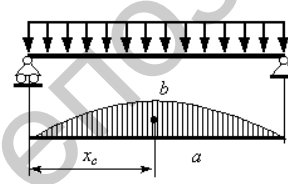
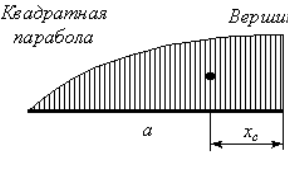
$$M_q(z) = \frac{qL}{2}z - \frac{qz^2}{2} = \frac{qz}{2}(L - z),$$

$$M_1(z) = \frac{1}{2}z, \quad 0 \leq z \leq \frac{L}{2}$$

Тогда прогиб балки посередине равен:

$$y_c = 2 \int_0^{\frac{L}{2}} \frac{M_q(z) \cdot M_1(z) \cdot dz}{E \cdot I_x(z)} = 2 \int_0^{\frac{L}{2}} \frac{\frac{qz}{2}(L - z) \cdot \frac{1}{2}z \cdot dz}{E \cdot I_x(z)} = \frac{q}{2E} \int_0^{\frac{L}{2}} \frac{z^2 \cdot (L - z) \cdot dz}{I_x(z)}$$

Таблица 1 – Ординаты центра тяжести эпюр изгибающих моментов

Вид эпюры M_z	Площадь ω	Координата центра тяжести y_c
	$\frac{ab}{2}$	$\frac{a}{3}$
	$\frac{ab}{3}$	$\frac{a}{4}$
	$\frac{2ab}{3}$	$\frac{a}{2}$
	$\frac{2ab}{3}$	$\frac{3a}{8}$

Проверка жесткости балки переменного сечения

Проверка второго предельного состояния (обеспечения условий для нормальной эксплуатации сооружения) ведется путем определения прогиба балки при допущении упругой работы материала. Полученный относительный прогиб является мерой жесткости балки и не должен превышать нормативного, зависящего от назначения балки.

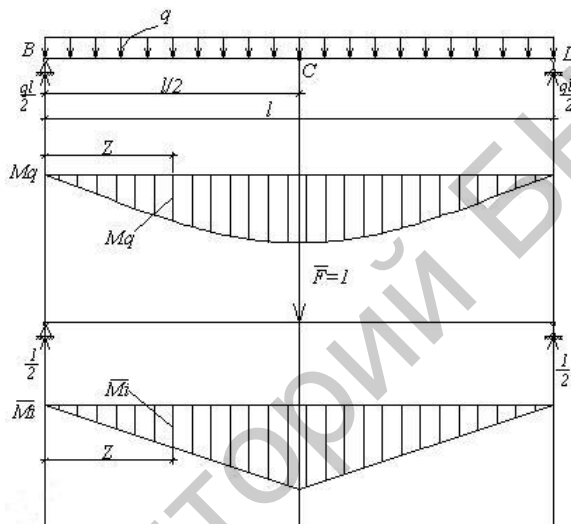


Рисунок 2 – Эпюры изгибающих моментов от действия распределенной нагрузки и от действия единичной силы

Прогиб составной балки не должен превышать значений, указанных в СНиП [4]. В разрезных балках при равномерно распределенной нагрузке прогиб определяется в середине пролета по сечению, полученному из условия прочности. Какое же влияние оказывает изменение сечения на жесткость балки и насколько существенно оно?

Для выяснения этого обстоятельства на программном комплексе «Лира 9.6» был выполнен проверочный расчет балки переменного сечения, приведенной на рисунках № 3 и 4 при различных расстояниях места изменения сечения поясов.

Полученные результаты исследования зависимости значения прогибов и нормальных напряжений от места расположения сварного шва ($x=1/6$ пролета) приведены ниже (рисунок 5).

Как следует из графика прогибов изменение ширины пояса балки на длине $x=1/6$ l приводит к увеличению прогиба балки на $(38-37)/37 \times 100 = 2,70\%$ по отношению к балке постоянного сечения.

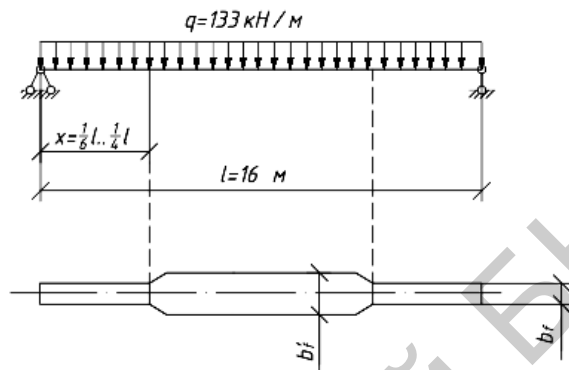


Рисунок 3 – Расчетная схема балки

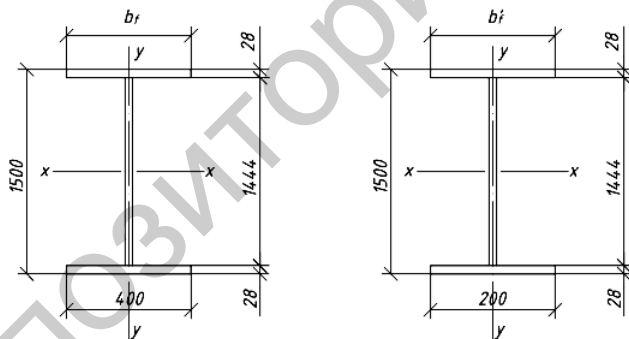


Рисунок 4 – Поперечные сечения балки

Выводы

Строительство зданий из металлоконструкций идет по пути снижения металлоемкости каркаса для уменьшения себестоимости. Для строительства производственных зданий широкое применение получили конструкции каркаса с использованием балок переменного сечения.

Изменять сечение балки можно уменьшением её высоты или сечения поясов при конструктивно простом исполнении. Из этих со-

ображений очень редко изменяют высоту балки по длине и оставляют сечение стенки постоянным, а уменьшают площади поясов, что достигается уменьшением ширины поясов. Рациональное место изменения сечения находится на расстоянии

Применение балок переменного сечения рационально в качестве несущих конструкций покрытий, конструкций различного рода технологических площадок, балок железнодорожных вагонов, несущих конструкций мостов и путепроводов.

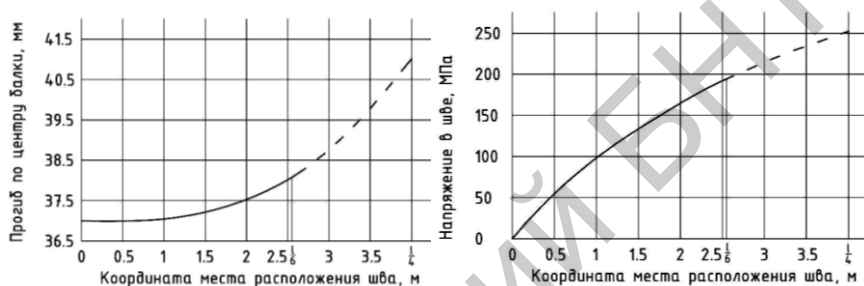


Рисунок 5 – Зависимости значения прогибов и нормальных напряжений от места расположения стыкового шва пояса

Как показали приведенные проверочные расчеты изменение сечения балки в указанных пределах с учетом конструктивных ограничений не оказывает существенного влияния на жесткость конструкции. Прогиб в середине пролета при полном использовании несущей способности измененного сечения возрастает всего лишь на 2,7%.

Литература

1. Металлические конструкции. Общий курс: Учебник для вузов / Е.И. Беленя, В.А. Балдин, Г.С. Веденников и др.; Под общ. ред. Е.И. Беленя. – 6-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1986.-560с., ил.
2. Михайлов. А. М., М 69 Соппротивление материалов: Учеб.для техникумов. – М.: Стройиздат, 1989. – 352 с.: ил.
3. Тимошенко С. П., Соппротивление материалов, т.I. – М., 1965 г., 364 стр. с ил.
4. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия/Госстрой СССР.- М.:ЦИТП Госстроя СССР, 1986.-36 с.

УДК 624.014.2

К расчету местной устойчивости составных балок постоянного сечения

Вовна Е.Е., Шкловский Д.А.

(Научный руководитель – Давыдов Е.Ю.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Введение

Целью данной работы является найти оптимум выражения под знаком радикала в формуле для проверки устойчивости стенок балок постоянного симметричного сечения с постоянным шагом ребер жесткости.

Расчет на устойчивость стенок балок при действии равномерно распределенной нагрузки.

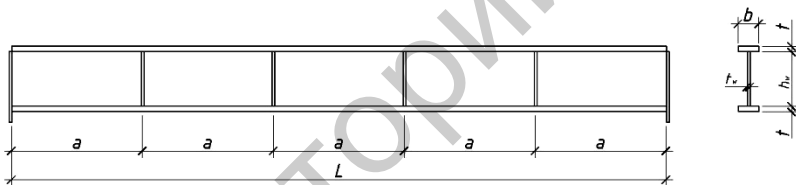


Рисунок 1 – Общий вид исследуемой балки

Исследуемый радикал:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n};$$

При проверке на устойчивость стенок металлических балок постоянного сечения существует неопределенность при выборе отсечков, для которых необходимо производить расчет. В то же время рассматриваемые балки (в том числе и подкрановые) являются ответственными элементами и их некачественный расчет может повлечь за собой значительные материальные затраты и подвергнуть опасности жизни людей и целостность дорогостоящего оборудования.

Следствием этого является необходимость исследования каждого отсека. В данной работе систематизирован и упрощен расчет местной устойчивости данных конструкций, выведен критерий, сокращающий количество проверяемых отсеков.

Исследуемая функция:

$$\begin{aligned} \varphi(x) &= \left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 = \left(\frac{M}{W \cdot \sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{Q}{A_w \cdot \tau_{cr}}\right)^2 = \\ &= \left[\left(\frac{q \cdot l \cdot x}{2} - \frac{q \cdot x^2}{2}\right) \cdot \frac{1}{W \cdot \sigma_{cr}}\right]^2 + \left[\left(\frac{q \cdot l}{2} - \frac{q \cdot x}{2}\right) \cdot \frac{1}{A_w \cdot \tau_{cr}}\right]^2 = \\ &= \left(\frac{q^2}{4W^2 \cdot \sigma_{cr}^2}\right) \cdot (l^2 \cdot x^2 - 2 \cdot l \cdot x^3 + x^4) + \left(\frac{q^2}{A_w^2 \cdot \tau_{cr}^2}\right) \cdot \left(\frac{l^2}{4} - l \cdot x + x^2\right); \end{aligned}$$

Нормальные и касательные критические напряжения потери устойчивости:

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2}\right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2};$$

$$\sigma_{cr} = \frac{c \cdot R_y}{\bar{\lambda}_w^2}$$

$$\delta = \beta \cdot \frac{b_f}{h_{ef}} \cdot \left(\frac{t_f}{t}\right)^3 \rightarrow c_{cr}; \quad \bar{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t} \cdot \sqrt{R_y/E}$$

Нормальные и касательные напряжения, действующие в сечении:

$$\sigma = \frac{M \cdot h_{ef}}{W \cdot h}; \quad \tau = \frac{Q}{t \cdot h_{ef}}$$

Для нахождения экстремума функции находим её производную первой степени:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \varphi}{\partial x} = y(x) &= \left(\frac{q^2}{4W^2 \cdot \sigma_{cr}^2} \right) \cdot (2l^2 \cdot x - 6 \cdot l \cdot x^2 + 4x^3) \\ &+ \left(\frac{q^2}{A_w^2 \cdot \tau_{cr}^2} \right) \cdot (-l \cdot x + 2x) = \\ &= (2x - l) \cdot \left(\frac{q^2}{2A} \cdot (x^2 - xl) + \frac{q^2}{B} \right) \end{aligned}$$

где для упрощения принято:

$$A = W^2 \cdot \sigma_{cr}^2; \quad B = A_w^2 \cdot \tau_{cr}^2.$$

Первую производную подкоренной функции приравняем к нулю и решаем полученное уравнение:

$$\begin{aligned} y(x) = q^2 \cdot (2x - l) \cdot \left(\frac{1}{2A} \cdot (x^2 - xl) + \frac{1}{B} \right) &= 0 \\ 1) \quad (2x - l) = 0 &\rightarrow x_1 = \frac{l}{2} \\ 2) \quad \left(\frac{1}{2A} \cdot (x^2 - xl) + \frac{1}{B} \right) = 0 &\rightarrow x^2 - xl + \frac{2A}{B} = 0 \\ x_{2,3} &= \frac{l \pm \sqrt{l^2 - 8A/B}}{2} \end{aligned}$$

Решением функции является координата x . По этой абсциссе находится отсек, который необходимо проверить на местную устойчивость (проверяемый отсек – это отсек, внутрь которого попадает найденный корень). Однако решением функции может стать как действительный корень (соблюдается условие $(l^2 - 8A/B) \geq 0$), так и комплексный ($(l^2 - 8A/B) < 0$). Практическое представление действительных корней не составляет труда, иначе обстоит дело с мнимыми корнями, поэтому одной из задач нашей работы было их исследование. Получив комплексный корень, мы не сможем применить его на практике, т.к. решение является мнимым и отсека с такой координатой не существует, поэтому в данной работе мы решили проверить, будет ли являться решением приведенный корень: комплексный корень с мнимой частью, взятой по модулю. Для исследования была взята балка, состоящая из пяти отсеков, напряжения находились для каждого сечения.

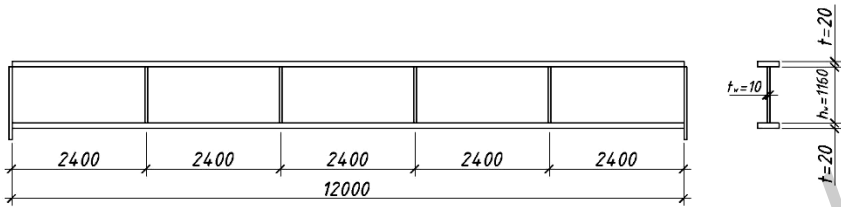


Рисунок 2 – Рассчитанная балка

Приведенные комплексные корни (мнимая часть условно берется по модулю):

$$x_2 = 3,912 \text{ м}$$

$$x_3 = 8,088 \text{ м}$$

Легко заметить, что приведенные корни не являются экстремумами.

График, отображающий значения радикала в зависимости от расстояния между рассматриваемым сечением и торцом балки:

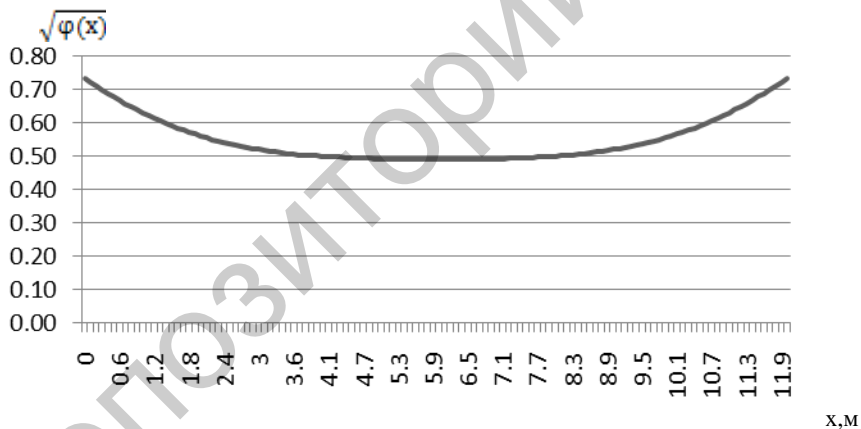


Рисунок 3 – График распределения значений корня исследуемой функции по длине балки

Дальнейшие исследования показали, что для всех балок, имеющих мнимый корень, график изменения значения радикала по длине имеет тот же вид.

Варьируя геометрическими размерами сечения (высотой, шириной, толщиной полки и стенки балки), а также шагами ребер жесткости и величиной пролета, получили кроме вышеуказанной ещё

2 типовые схемы распределения значений исследуемого радикала по длине балки, но уже для случая действительных корней.

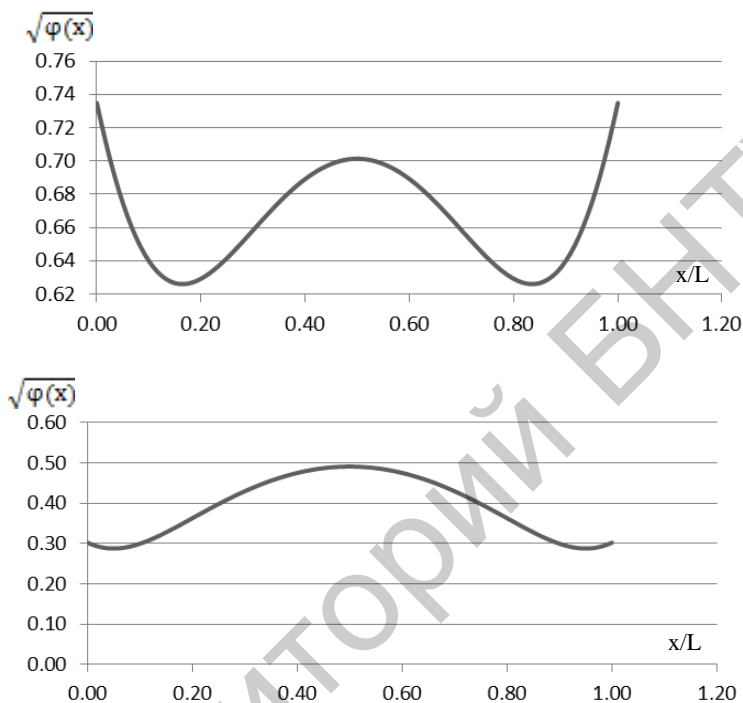


Рисунок 4 – Случаи распределения значений корня исследуемой функции по длине балки

Легко заметить, что для случая с комплексными корнями (первый график) имеется максимум только в начале пролета, других пиков по длине балки нет, поэтому необходимо проверять именно первый отсек. В случае же с действительными корнями (второй и третий графики) существует неопределенность: выбрать средний отсек или первый отсек, в которых значение функции максимальны, действительные же корни также являются экстремумами, однако проверять отсеки, на которые попадают эти координаты не надо, т.к. функция в них имеет минимальные значения, а при проверке местной устойчивости нас интересуют только максимальные значения. Следовательно, для случая действительных корней необходимо проверять как первый, так и средний отсеки.

Таким образом, вид корня (комплексный либо действительный) определяет количество и расположение отсеков, требующих проверки местной устойчивости.

$$x_{2,3} = \frac{1 \pm \sqrt{l^2 - 8A/B}}{2}$$

$$l^2 - 8A/B \geq 0; \quad l^2 - 8 \frac{W^2 \cdot \sigma_{cr}^2}{A_w^2 \cdot \tau_{cr}^2} \geq 0 \quad \rightarrow$$

$$\frac{l^2}{8} \geq \left(\frac{W \cdot \sigma_{cr}}{A_w \cdot \tau_{cr}} \right) \quad \text{— действительные корни,}$$

проверяются первый и средний отсеки;

$$l^2 - 8A/B < 0; \quad l^2 - 8 \frac{W^2 \cdot \sigma_{cr}^2}{A_w^2 \cdot \tau_{cr}^2} < 0 \quad \rightarrow$$

$$\frac{l^2}{8} < \left(\frac{W \cdot \sigma_{cr}}{A_w \cdot \tau_{cr}} \right)$$

— комплексные корни, следовательно проверяется только первый отсек.

Расчет на устойчивость стенок балок при действии локальных напряжений.

Исследуемая функция:

$$\begin{aligned} \varphi(x) &= \left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2 = \left(\frac{M(x)}{W \cdot \sigma_{cr}} + \frac{F}{t \cdot l_{ef} \cdot \sigma_{loc,cr}} \right)^2 + \left(\frac{Q}{A_w \cdot \tau_{cr}} \right)^2 = \\ &= \frac{M^2(x)}{W^2 \cdot \sigma_{cr}^2} + 2 \cdot \frac{F \cdot M(x)}{t \cdot l_{ef} \cdot \sigma_{loc,cr} \cdot W \cdot \sigma_{cr}} + \frac{F^2}{t^2 \cdot l_{ef}^2 \cdot \sigma_{loc,cr}^2} + \frac{Q^2}{A_w^2 \cdot \tau_{cr}^2} \end{aligned}$$

Для упрощения принимаем:

$$\frac{1}{W^2 \cdot \sigma_{cr}^2} = A; \quad 2 \cdot \frac{F}{t \cdot l_{ef} \cdot \sigma_{loc,cr} \cdot W \cdot \sigma_{cr}} = B;$$

$$\frac{F^2}{t^2 \cdot l_{ef}^2 \cdot \sigma_{loc,cr}^2} = C; \quad \frac{1}{A_w^2 \cdot \tau_{cr}^2} = D$$

Тогда исследуемая функция в упрощенном виде:

$$\varphi(x) = A \cdot M(x)^2 + B \cdot M(x) + C + D \cdot Q^2$$

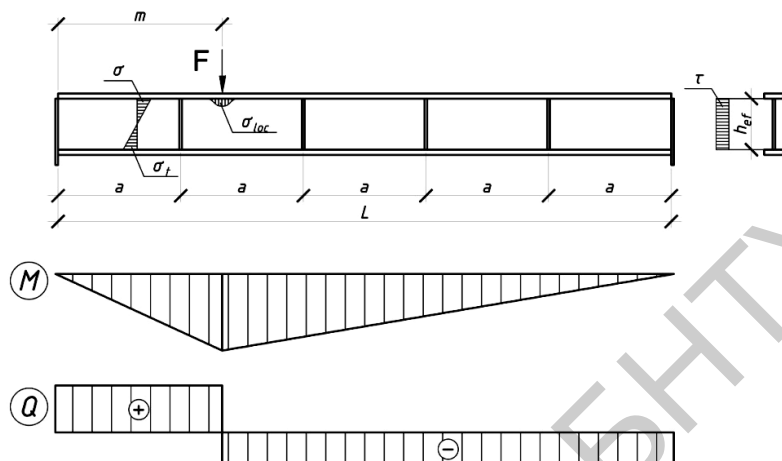


Рисунок 5 – Общий вид исследуемой балки со сосредоточенной нагрузкой

Напряжения, действующие в сечении:

$$\sigma = \frac{M \cdot h_{ef}}{W \cdot h}; \quad \tau = \frac{Q}{t \cdot h_{ef}}; \quad \sigma_{loc} = \frac{F}{t \cdot l_{ef}} \quad \text{или} \quad \sigma_{loc,cr} = \frac{c_2 \cdot R_y}{\bar{\lambda}_{ef}^2}$$

Для нахождения экстремума функции находим её производную первой степени:

$$\frac{\partial \varphi}{\partial x} = y(x) = A \cdot (M(x)^2)' + B \cdot (M(x))' + D(Q^2)'$$

Поскольку Q не является алгебраической функцией от аргумента x , то производная поперечной силы по координате равняется нулю при действии вертикальной силы ($\sigma_{loc} \neq 0$). Сл., координата экстремума подкоренного выражения не зависит от касательных напряжений (a равно и от действия поперечной силы). Т.о., проверке местной устойчивости подлежат отсеки с наибольшим значением функции, то при действии одиночной поперечной силы необходимо проверить отсек, в котором изгибающий момент будет максимальным, т.к. значение функции в большей степени зависят от нормальных напряжений, а они в свою очередь зависят от значений изгибающего момента.

Изгибающий момент принимает максимальное значение в месте приложения сосредоточенной силы.

В случае действия на балку нескольких сосредоточенных нагрузок:

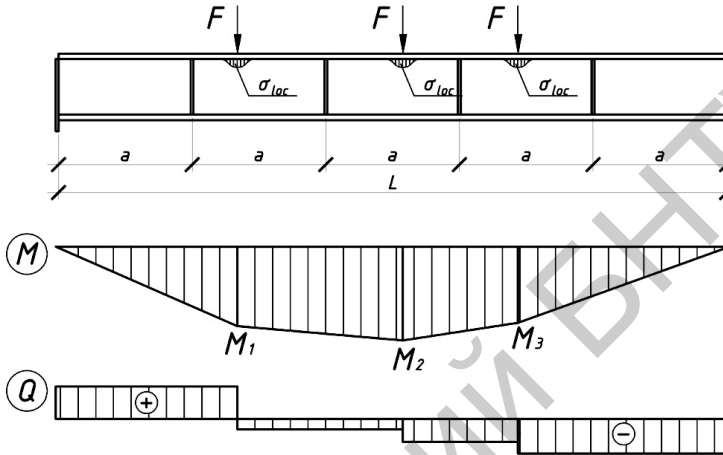


Рисунок 6 – Общий вид исследуемой балки с группой сосредоточенных сил

Как видно, существует неопределенность, в каком именно отсеке производить проверку местной устойчивости стенки балки.

Таким образом, проверку местной устойчивости стенки балки, на которую действует внеузловая сосредоточенная нагрузка, необходимо производить для отсеков, в которых данная нагрузка приложена.

Выводы

При проверке стенки балки на местную устойчивость нет необходимости в проверке каждого отсека, что весьма трудоемко. Достаточно соотнести неравенство $\frac{l^2}{b} \geq \left(\frac{W \cdot \sigma_{cr}}{A_w \cdot \tau_{cr}} \right)$, и при его выполнении будут проверяться первый и средний отсек (два отсека, а не все), а при невыполнении – только первый (лишь один отсек).

При действии сосредоточенных сил (учете локальных напряжений) проверке подлежат отсеки, в которых данная нагрузка приложена.

УДК 624.078

Распределение касательных напряжений по площадке скалывания в лобовой врубке

Пушкина И.С., Шукан Г.С.

(Научные руководители – Фомичев В.Ф., Ильючик В.В.)

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

Размеры деревянной фермы на лобовых врубках для исследования приняты из лабораторного практикума по курсу «Конструкции из дерева и пластмасс» (см. рисунок 1).

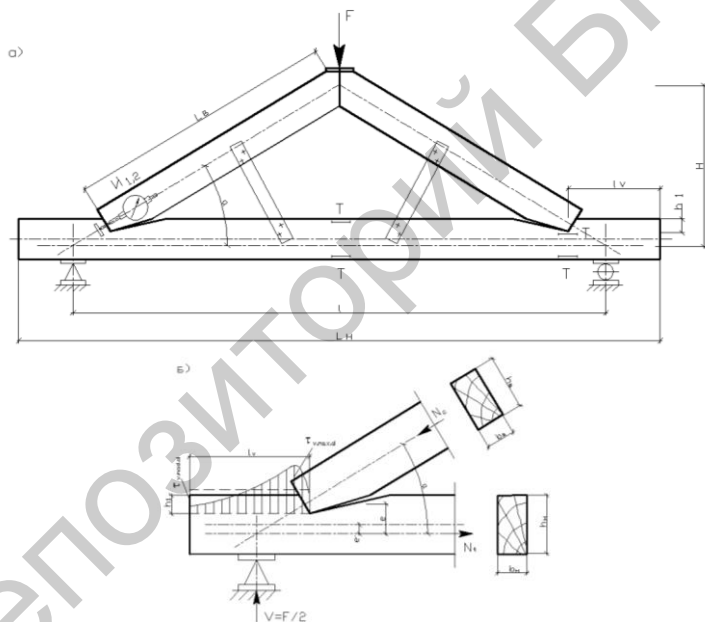


Рисунок 1 – Конструкция треугольной фермы на лобовых врубках:
а – схема загрузки и расстановки приборов; б – опорный узел на врубке
с одним зубом; обозначение приборов: И – индикаторы, Т – тензорезисторы

Размеры образца:

$l = 777$ мм; $H = 238$ мм; $L_b = 388$ мм; $L_h = 986$ мм; $\operatorname{tg} \alpha = 2H/l = 31,5^\circ$;
 $e = 35$ мм; $e' = 11,5$ мм; $h_1 = 23,3$ мм ($\leq h_n/3$); $l_v = 170$ мм ($\geq 1,5h_n$; $\leq 10h_1$);
 $b_n \times h_n = 45 \times 70$ мм; $b_v \times h_v = 45 \times 70$ мм. Порода – сосна, сорт – 2.

Моделирование фермы на лобовых врубках производилось с использованием программного комплекса ANSYS. Для моделирования деревянных элементов применялся конечный элемент Solid 45. Схема разбивки поясов фермы на конечные элементы представлена на рисунке 2. Количество конечных элементов – 64048. Количество узлов – 75348.

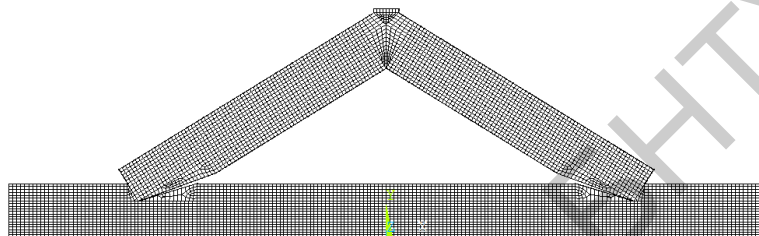


Рисунок 2 – Схема разбиения фермы на конечные элементы

Расчет производился для двух вариантов задачи: 1) – древесина рассматривалась как изотропный материал с модулем упругости $E=10000$ МПа и коэффициентом Пуассона $\nu=0.5$; 2) - древесина рассматривалась как анизотропный материал с модулем упругости вдоль волокон $E=10000$ МПа и поперек волокон $E_{0,90}=400$ МПа. Модуль сдвига древесины относительно осей, направленных вдоль и поперек волокон принят $G_{0,90}=500$ МПа. Коэффициент Пуассона древесины поперек волокон при напряжениях, направленных вдоль волокон, $\nu_{90,0}=0,5$, а вдоль волокон при напряжениях направленных поперек волокон, $\nu_{0,90}=0,02$. Расчетная схема фермы приведена на рисунке 1. Величина вертикальной нагрузки (F) принята равной 15 кН.

Разрушение лобовых врубок от скалывания является весьма опасным явлением, так как происходит очень в короткий промежуток времени вследствие слабых связей между волокнами древесины.

На рисунках 3, 4 представлены картины распределения касательных напряжений по площадкам скалывания исследованных образцов (изотропный и анизотропный материалы).

Проведенные численные исследования напряженно-деформированного состояния лобовых врубок показывают, что касательные напряжения по площадкам скалывания в обоих случаях имеют схожий характер распределения по длине. Наибольшие касательные

напряжения возникают в начальном участке площадки скалывания с последующим уменьшением величины касательных напряжений. Максимальные касательные напряжения в первом случае составили 5.12 МПа, во втором случае – 3.42 МПа, но при этом зона распределения касательных напряжений в первом случае оказалась меньше чем во втором приблизительно на 65 % (эффект анизотропии).

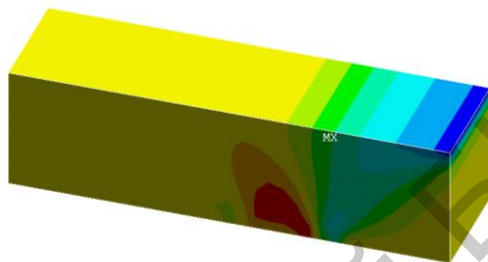


Рисунок 3 – Характер распределения касательных напряжений по площадке скалывания для изотропного материала

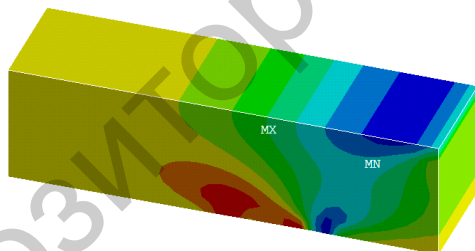


Рисунок 4 – Характер распределения касательных напряжений по площадке скалывания для анизотропного материала

Проведенное исследование напряженно-деформированного состояние узла фермы с использованием программного комплекса ANSYS показывает, что учет анизотропии в работе материала является важным фактором, способствующим лучшему пониманию работы узлового соединения и, как следствие, обеспечению более высокого уровня надежности сопряжения. Визуализация картин напряженно-деформированного состояния будет помогать лучшему пониманию студентами изучаемого материала.

УДК 624.078

**Исследование влияния анизотропии древесины
на напряженно-деформированное состояние нагельного
соединения**

Шукан Г.С., Пушкина И.С.

(Научные руководители – Фомичев В.Ф., Ильючик В.В.)

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

Рассмотрено напряженно-деформированное состояние деревянного образца с отверстием в средней его части и размещенного в нем фрагмента стального нагеля. Размеры образца приняты 400x100x20 мм, диаметр нагеля – 16 мм.

Конечно-элементная модель создавалась с использованием программного комплекса ANSYS. Для моделирования деревянных элементов и нагелей применялся конечный элемент Solid 45. Общий вид КЭ-модели представлен на рисунке 1. Связь между деревянным элементом и стальным моделировалась посредством 32 коротких стержневых конечных элементов LINK 10.

Схема разбивки модели на конечные элементы в области нагельного соединения представлена на рисунке 2. Количество конечных элементов в модели – 9856. Количество узлов – 11934.

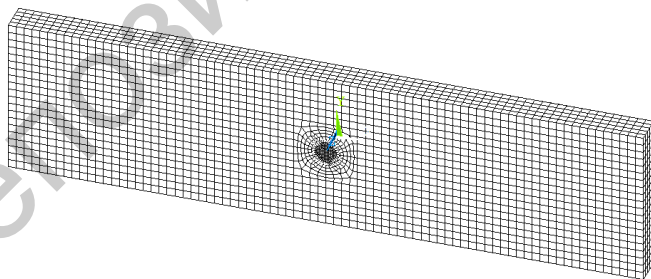


Рисунок 1 – Общий вид КЭ-модели

Рассмотрено два варианта расчета: 1) древесина рассматривалась как изотропный материал с модулем упругости $E=10\,000$ МПа и коэффициентом Пуассона $\nu=0,5$; 2) древесина - как анизотропный

материал с модулем упругости вдоль волокон $E=10000$ МПа и поперек волокон $E_{0,90}=400$ МПа. Модуль сдвига древесины относительно осей, направленных вдоль и поперек волокон принят $G_{0,90}=500$ МПа. Коэффициент Пуассона древесины поперек волокон при напряжениях, направленных вдоль волокон, $\nu_{90,0}=0,5$, а вдоль волокон при напряжениях направленных поперек волокон, $\nu_{0,90}=0,02$. Нагель в обоих случаях моделировался как стальной элемент с модулем упругости $E=206000$ МПа и коэффициентом Пуассона $\nu=0,3$.

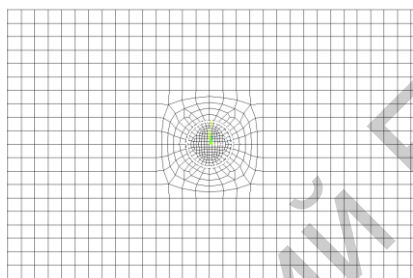


Рисунок 2 – Схема разбивки на конечные элементы нагельного соединения в месте установки нагеля

Стальной нагель закреплялся от смещения по всем направлениям. Равномерно-распределенная нагрузка прикладывалась по поверхности правого торца деревянного элемента. Интенсивность нагрузки равнялась 1,28 МПа.

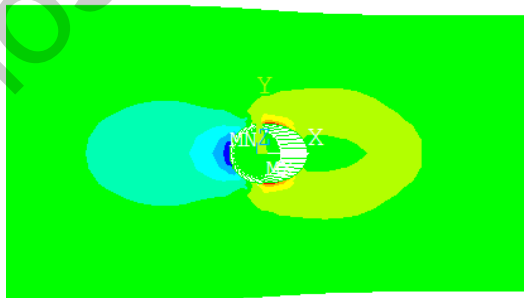


Рисунок 3 – Характер распределения нормальных напряжений в нагельном гнезде для изотропного материала

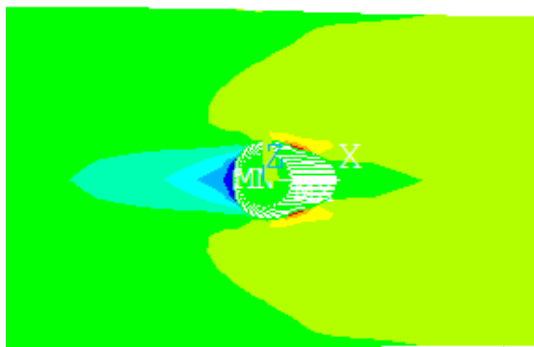


Рисунок 4 – Характер распределения нормальных напряжений в нагельном гнезде для анизотропного материала

Проведенные численные исследования напряженно-деформированного состояния нагельного соединения показывают, что нормальные сжимающие напряжения в нагельном гнезде в обоих случаях имеют схожий характер распределения. В случае анизотропного материала нормальные напряжения распределяются на меньшую зону по вертикали, что является следствием влияния анизотропии (см. рисунки 3, 4). Максимальные сжимающие напряжения в первом случае составили 6.75 МПа, во втором случае – 10.73 МПа, и при этом зона распределения сжимающих напряжений в поперечном направлении в первом случае больше чем во втором на 87 %.

Проведенное исследование напряженно-деформированного состояния нагельного соединения с использованием программного комплекса ANSYS показывает, что учет анизотропии в работе материала является важным фактором, способствующим лучшему пониманию работы соединения и, как следствие, обеспечению более высокого уровня надежности сопряжения. Полученные картины напряженно-деформированного состояния соединения позволяют студентам лучше усвоить изучаемый материал.

**Анализ закона изменения жесткости элементов
переменного сечения**

Парахня Д.В.

(Научный руководитель – Мартынов Ю.С.)

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

В данной статье приведена аналитическая оценка распределения усилий и напряжений по длине элементов переменного сечения, подверженных чистому изгибу в зависимости от закона изменения жесткости последних, выполненная при помощи аппарата метода сил строительной механики [2] и программного комплекса MathCAD [3].

Рассмотрим, к примеру, один раз статически неопределимую металлическую двутавровую балку переменной жесткости, изменение жесткости которой происходит за счет изменения высоты стенки (рисунок 1).

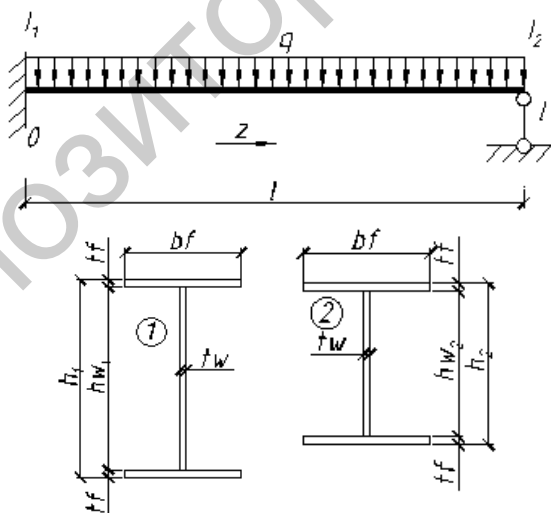


Рисунок 1 – Расчетная схема рассматриваемой балки

Для такой балки выведем закон изменения момента инерции, принимая во внимание линейное изменение высоты стенки двутаврового элемента в зависимости от ординаты рассматриваемого сечения:

$$I(z) = \frac{tw \cdot \left(\frac{(hw_1 - hw_2) \cdot (l - z)}{l} + hw_2 \right)^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{bf \cdot tf^3}{12} + \frac{bf \cdot tf}{4} \cdot \left(\frac{(hw_1 - hw_2) \cdot (l - z)}{l} + hw_2 + tf \right)^2 \right)$$

Как видно, данная зависимость представляет собой кубическую гиперболу и графически представлена на рисунке 2 сплошной линией $I(z)$.

Подставляя в основное каноническое уравнение метода сил вместо момента инерции сечения закон его изменения, при помощи интегрирования находим коэффициенты и свободные члены уравнения метода сил, определяем закон распределения изгибающего момента по длине балки. Иными словами, определяем аналитическую зависимость для описания эпюры изгибающих моментов, представленной на рисунке 3 сплошной тонкой линией $M(z)$.

Полученная при помощи программного комплекса MathCAD эпюра изгибающих моментов и аналитическая зависимость как нельзя более точно описывают распределение усилий по длине балки со сложным законом изменения жесткости. Однако результаты вычисления коэффициентов и свободных членов канонического уравнения не могут быть представлены в общем виде, ввиду большой сложности производимых при интегрировании операций. Иными словами MathCAD может выдать только частные численные значения данных коэффициентов, но не может дать самой формулы, позволяющей, зная изначальные геометрические характеристики балки, получить значения коэффициентов без выполнения операции интегрирования. Операция же интегрирования, ввиду сложности подынтегральной функции, не может быть выполнена ручным счетом, без использования программного комплекса MathCAD.

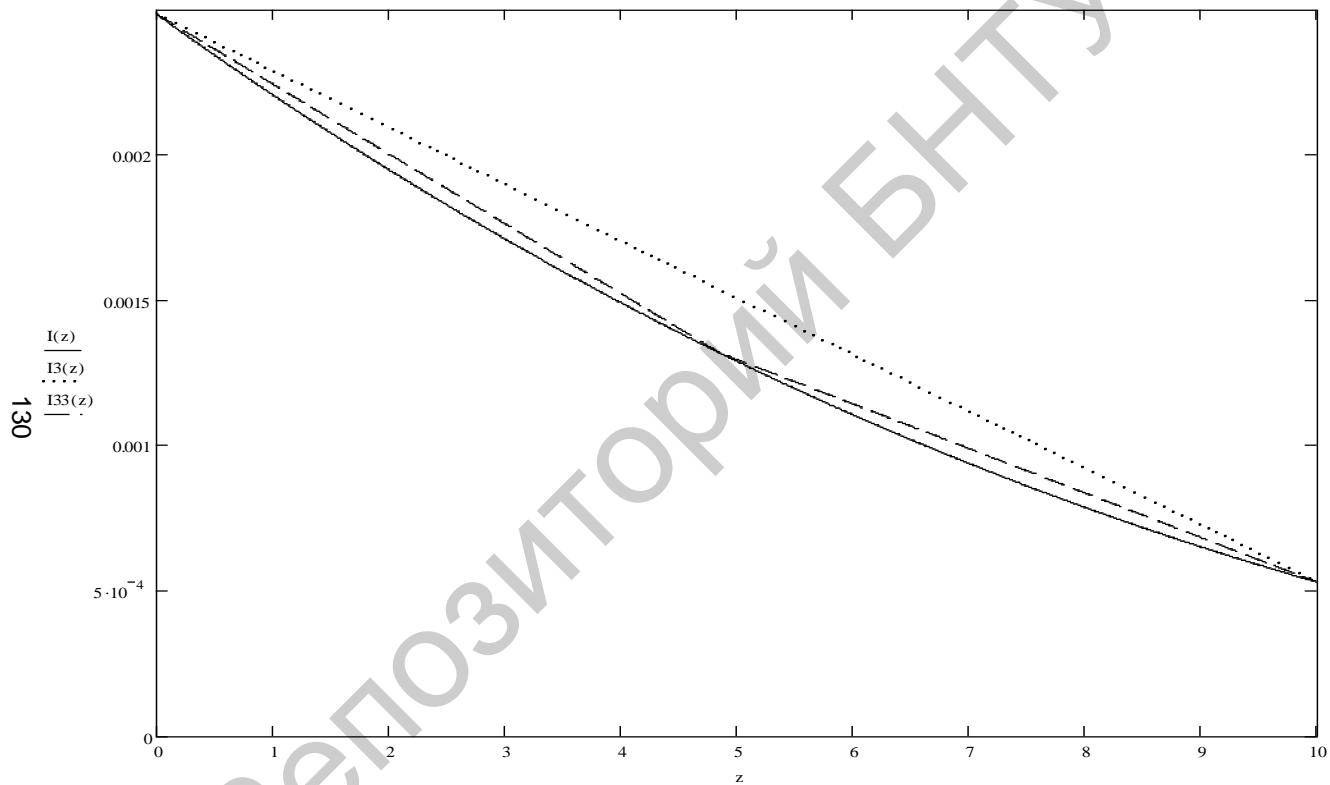


Рисунок 2 – Графики законов изменения момента инерции балки: точного $I(z)$, приближенного $I_3(z)$ и уточненного $I_{33}(z)$

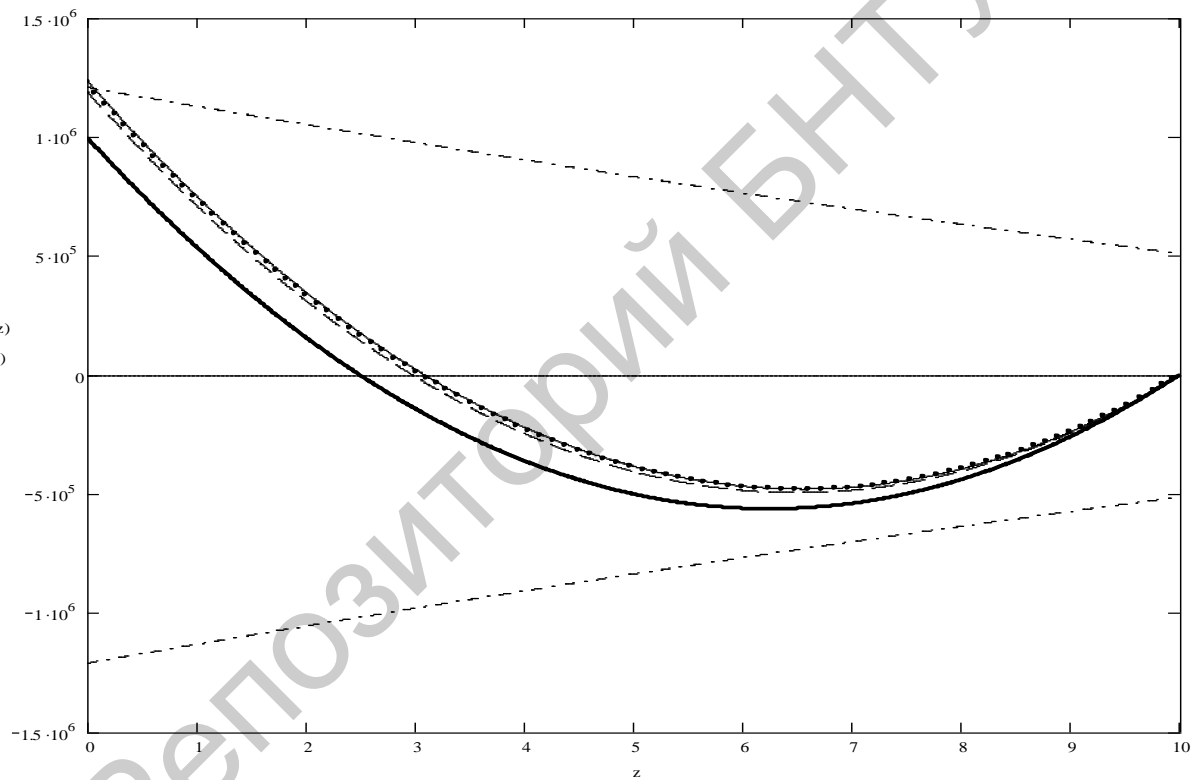


Рисунок 3 – Графики функций $M(z)$, $M_{\max}(z)$, $M_{\text{const}}(z)$, $M_1(z)$, $M_2(z)$

Для того чтобы решить эту проблему изучим более детально закон изменения момента инерции по длине балки (рисунок 2)

Заменим точный кубический закон изменения момента инерции приближенным линейным. Так, линией из точек на рисунке 2 изображен приближенный закон $I3(z)$, представляющий собой прямую, проведенную через две опорные точки балки. Штрихпунктирной линией изображен уточненный закон изменения момента инерции $I33(z)$, состоящий из двух участков с линейным законом на каждом. Как видно из рисунка 2 данное описание является более приближенным к самому закону изменения момента инерции.

Следует отметить, что точка, в которой происходит разбиение элемента на два участка с различными линейными законами изменения жесткости, есть абсцисса сечения, в котором расхождение между точным и приближенным законами изменения момента инерции максимально (определяется путем приравнивания к нулю производной разницы обеих функций). Данная точка смещена от середины балки в сторону сечений с большей жесткостью на 1-2% от общей длины всей балки, однако для приближенных расчетов можно использовать точку с абсциссой равной 1/2 общей длины.

Подставляя в основное каноническое уравнение метода сил, вместо момента инерции сечения его приближенный $I3(z)$ и уточненный $I33(z)$ законы изменения, при помощи интегрирования находим коэффициенты и свободные члены уравнения метода сил для обоих случаев, определяем законы распределения изгибающих моментов по длине балки, строим функции эпюр моментов.

На рисунке 3 сплошной тонкой линией изображена истинная эпюра моментов $M(z)$, полученная путем подстановки в уравнение метода сил точного закона изменения жесткости. Штрихпунктиром с точками – функция эпюры материала, определяющаяся зависимостью

$$\pm M_{\max}(z) = W(z) \cdot f_y,$$

и графически представляющая собой несущую способность каждого из сечений, в зависимости от его координаты вдоль оси балки.

Так, для обеспечения несущей способности элемента, эпюра моментов на участке $[0, l]$ должна находиться в пределах $[-M_{\max}(z), +M_{\min}(z)]$, т.е. значения изгибающего момента не должны превышать несущей способности ни в одном из сечений балки.

Штрихпунктирной линией на графике изображена эпюра моментов $M1(z)$ при приближенном линейном задании закона изменения момента инерции. Максимальное расхождение в абсолютных значениях изгибающих моментов для точной $M(z)$ и приближенной $M1(z)$ эпюр моментов наблюдается в точке с абсциссой равной 0 (в жестком защемлении) и составляет 3,6%. Но, как видно из рисеurf 3, данной погрешности вполне достаточно для того, чтобы сделать неверные выводы о несущей способности конструкции: несущая способность приближенных к левому, жестко защемленному краю сечений балки по такому способу расчета является обеспеченной, и в то же время, точный интегральный расчет дает основание говорить о том, что внутренние усилия в данных сечениях превышают их несущую способность.

Обратимся к уточненному закону изменения момента инерции $I33(z)$, представляющему собой 2 участка с линейной приближенной зависимостью на каждом из них. Эпюра моментов при таком описании функции момента инерции изображена на рис.3 линией из точек $M2(z)$, и практически сливается с точной эпюрой моментов. Идентичность двух графиков говорит о большой точности примененного способа задания функции изменения жесткостных параметров балки. Максимальное расхождение в абсолютных значениях изгибающих моментов для точной $M(z)$ и рассматриваемой $M2(z)$ эпюр моментов составило всего 0,6%.

Для сравнения на рисунке 3 сплошной жирной линией приведена эпюра изгибающих моментов для балки, обладающей постоянной жесткостью при всех прочих равных условиях, $Mconst(z)$. Максимальное расхождение в абсолютных значениях изгибающих моментов для балки с постоянной и переменной жесткостями составило 19%, что в очередной раз подчеркивает сложность характера перераспределения усилий, вызванного изменением жесткостных характеристик сечений элемента по его длине.

Здесь также следует обратить внимание на получивший наибольшее распространение метод расчета элементов переменной жесткости, при котором закон изменения жесткости задается путем разбиения элемента переменного сечения на участки постоянной жесткости, взятой по среднему сечению для каждого из таких участков. Графически данный способ задания функции жесткости представляет собой ломаную линию, изображенную на рисунке 4

штрихпунктирно линией (точками) $I5(z)$. Здесь же сплошной линией изображен реальный закон изменения жесткости $I(z)$ и штрихпунктирном – рассматриваемая нами приближенная зависимость $I33(z)$. Как видно из рисунка 4, и линейное задание функции жесткости, и ступенчатое являются одинаково приближенными к реальному закону изменения жесткости, однако в первом случае для такого приближения требуется в разы меньшее количество участков, на которые разбивается элемент.

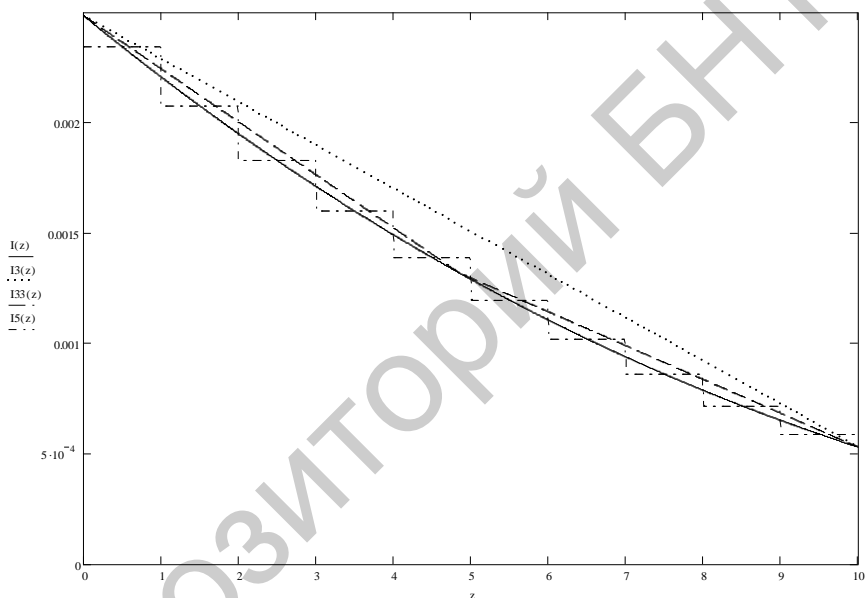


Рисунок 4 – Графическое сравнение методик описания функции жесткости

С этой точки зрения есть смысл продолжить рассмотрение данного аналитического метода, сделав его основой численной компьютерной программы. В результате данная программа, при такой же точности, будет производить меньшее количество вычислительных операций, а, соответственно, и сам расчет будет занимать меньшее количество времени. При увеличении же числа участков, до такого же количества, которое применяется для вычислений численным методом, значительно возрастет точность расчета.

Подытоживая все вышесказанное, хочется отметить, что описанные в данной статье зависимости очень хорошо зарекомендовали себя на практике при выполнении статического расчета однопролетной металлической рамы переменной жесткости с элементами двутаврового сечения. Полученная по результатам расчета эпюра изгибающих моментов практически идентична эпюре моментов, полученной при расчете рамы численным методом с использованием программного комплекса Lira и разбиением элементов рамы на множество участков постоянной жесткости. Однако при расчетах согласно описанной методике количество требуемых для расчета участков в десятки меньше, а сам расчетный процесс значительно проще, и может быть выполнен без использования ЭВМ.

Литература

1. СНиП II-23-81* Стальные конструкции/Госстрой СССР, - М.:ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96с.
2. Строительная механика / А.В.Дарков, В.И.Кузнецов / Высшая школа 1962. – 745 с.
3. Высшая математика на базе MathCAD. Общий курс. /Черняк А.А., Черняк Ж.А., Доманова Ю.А./ Спб.:БХВ-Петербург, 2004.- 608 с.

**Сравнение методик сбора снеговой нагрузки
по СНиП 2.01.07–85* и ТКП EN 1991-1-3–2009**

Рогач В.В.

(Научный руководитель – Мартынов Ю.С.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

1 Введение

С 01.01.2010 на территории РБ действует альтернативная система нормативных документов, касающаяся расчета строительных конструкций. Ее структура может быть представлена в виде следующей схемы:

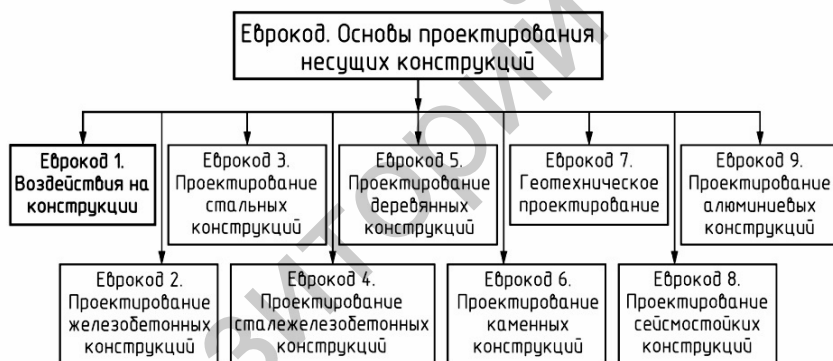


Рисунок 1 – Структура альтернативной системы нормативных документов

В свою очередь каждый из Еврокодов разбит на некоторое количество документов. Еврокод 1 включает в себя 10 документов. Сбор снеговой нагрузки ведется в соответствии с ТКП EN 1991-1-3–2009 «Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-3. Общие воздействия. Снеговые нагрузки». Этот документ является идентичным европейскому стандарту EN 1991-1-3:2003 Eurocode 1: Actions on structures. Part 1-3: General actions – Snow loads. Национальная редакция каждого документа Еврокода включает полный текст Еврокода, а также национальное приложение, которое актуализирует

нормативный документ по вопросам технологии ведения строительных работ, климатическим особенностям, применяемым в строительстве материалам, изделиям, конструкциям.

Перехода к европейским стандартам в области строительства является важным для нашего государства как в экономическом, так и политическом смысле. Этот шаг позволит беспрепятственно производить проектные работы иностранных фирм на территории РФ и в свою очередь производить проектирование строительных конструкций нашими специалистами на территории ЕС.

Кроме отмеченных выше положительных сторон ввода европейских норм на территории РФ, существуют и отрицательные стороны. Одной из таких сторон является то, что, как говорят многие специалисты, Еврокод не способен охватить все вопросы проектирования строительных конструкций. Вторая проблема заключается в экономичности продукции, получаемой на основании европейских норм.

Целью настоящей работы является сравнение значения снеговых нагрузок, полученных по ТКП EN 1991-1-3-2009 и СНиП 2.01.07-85*, что косвенно характеризует экономичность проектируемой строительной продукции. Вторая задача – указать на проблемные места в обоих документах касательно сбора снеговых нагрузок на скатные многопролетные покрытия.

2 Сравнение методик сбора снеговой нагрузки на скатные покрытия

ТКП EN 1991-1-3-2009	СНиП 2.01.07-85*
<p>Рисунок 2 – Коэффициенты формы снеговых нагрузок</p>	<p>Рисунок 3 – Коэффициенты формы снеговых нагрузок</p>

Переход к расчетному значению снеговой нагрузки	
$s = \mu_i \cdot s_k$	$s = \mu \cdot C_e \cdot s_0$
Условные обозначения см. 5.2 (3) ТКП EN	Условные обозначения см. 5.1 СНиП.
Значения коэффициентов, приведенные на графике, применимы в случае, когда снег беспрепятственно соскальзывает с покрытия. При наличии на кровле снегоудерживающих заграждений или других элементов кровельных сооружений или когда нижний край ската покрытия заканчивается парапетом, коэффициент формы должен быть не менее 0,8.	Для пологих покрытий (с уклоном до 12% или с $\frac{f}{l} \leq 0,05$) покрытий однопролетных и многопролетных зданий без фонарей, проектируемых в районах со средней скоростью ветра за три наиболее холодных месяца $v > 2$ м/с значения коэффициентов, приведенные на графике, следует снижать умножением на коэффициент $C_e = (1,2 - 0,1v\sqrt{k})(0,8 + 0,002b)$ Условные обозначения см. 5.5 СНиП.

Односкатные покрытия

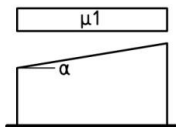


Рисунок 4 – Коэффициенты μ

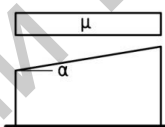


Рисунок 5 – Коэффициенты μ

Двускатные однопролетные покрытия

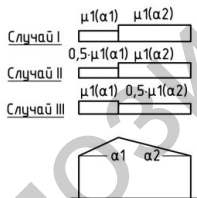
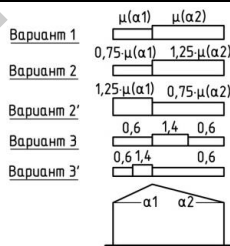


Рисунок 6 – Коэффициенты μ



Вариант 2 - при $20^\circ < \alpha < 30^\circ$;
Вариант 3 - при $10^\circ < \alpha < 30^\circ$ только при наличии ходовых мостиков или аэрационных устройств по коньку покрытия

Рисунок 7 – Коэффициенты μ

Двускатные двухпролетные покрытия

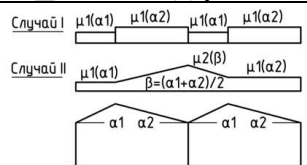
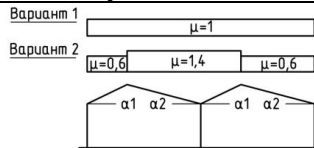


Рисунок 8 – Коэффициенты μ



Вариант 2 следует учитывать при $\alpha > 15^\circ$

Рисунок 9 – Коэффициенты μ

Как известно, для расчета снеговой нагрузки по Еврокод используются характеристические значения снеговой нагрузки, которые существенным образом отличаются (в сторону увеличения) от нормативных значений, принятых для расчета по СНиП.

Для дальнейшего сопоставления двух альтернативных методик определения снеговой нагрузки, приведем графики зависимости коэффициента C_e от высоты здания z для типа местности В, скорости ветра за три наиболее холодных месяца года v , равной 5 м/с и заданной ширины здания.

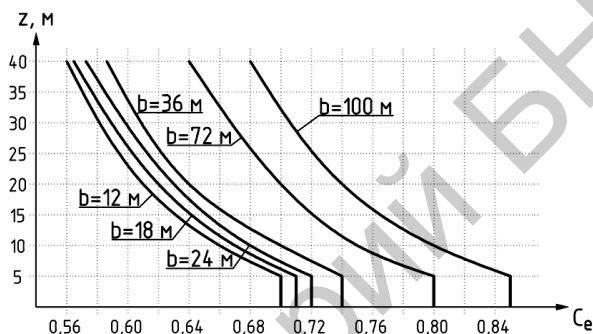


Рисунок 10 – Коэффициенты C_e

Уклон кровли производственных зданий не превышает 20° и при отсутствии на кровле снегоудерживающих ограждений в расчет по СНиП принимается коэффициент μ , равный 1. Из этого следует, что в расчете по СНиП расчетное значение снеговой нагрузки при, указанных выше, условиях зависит исключительно от уменьшающего коэффициента C_e .

Из рисунков 2 и 10 видно, что по ТКП EN к характеристическому значению снеговой нагрузки применяется уменьшающий коэффициент μ , равный 0,8. По СНиП к нормативному значению снеговой нагрузки применяется уменьшающий коэффициент C_e , значение которого в большинстве случаев меньше, чем 0,8. То есть мы и без того заниженные нормативные значения снеговой нагрузки уменьшаем более, чем на 20%.

Проводя оценку экономичности получаемых конструкций косвенным путем, можно сделать вывод, что сбор снеговых нагрузок по методике, изложенной в СНиП, приведет к появлению меньших усилий в элементах конструкций, и тем самым рассчитанная конструкция будет более экономичной.

3 Проблемы СНиП 2.01.07–85* и ТКП EN 1991-1-3–2009

В приведенном выше сравнении двух документов отсутствует случай загрузки снеговой нагрузкой, описываемый в 5.3 СНиП. Этот пункт гласит: «В тех случаях, когда более неблагоприятные условия работы элементов конструкций возникают при частичном нагружении, следует рассматривать схемы со снеговой нагрузкой, действующей на половине или четверти пролета».

Такого рода загрузки необходимо применять при расчете ригеля рамы для нахождения максимальной поперечной силы.

ТКП EN рассматривает только естественное распределение снега на покрытии, что не дает права проектировщику рассмотреть наиболее невыгодное нагружение снеговой нагрузкой.

Вторая проблема ТКП EN связана с распределением снега на покрытии с учетом заноса (случай ii) для несимметричных покрытий (рисунок 11).

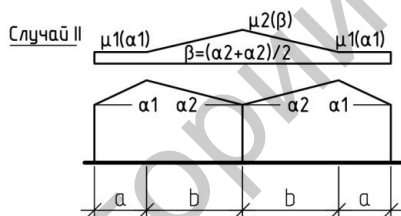


Рисунок 11 – Распределение снега на покрытии с учетом заноса

По методике, изложенной в ТКП EN, в случае, когда занос снега ветром не рассматривается, на покрытии находится 80% снега от количества, которое могло бы выпасть на грунт. При действии ветра это значение может увеличиваться ($\mu_2 \geq 0,8$). В случаях, когда a много меньше b , может получиться ситуация, при которой на кровле по расчету окажется снега больше, чем могла бы выпасть на грунт.

Такое же случай можно получить при расчете по СНиП (вариант 2 и 3), но в гораздо меньшем количестве случаев.

Литература

1. ТКП EN 1991-1-3-2009. Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-3. Общие воздействия. Снеговые нагрузки.
2. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 36 с.

Научное издание

**СОВРЕМЕННЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЁТОВ И ОБСЛЕДОВАНИЙ
МЕТАЛЛИЧЕСКИХ И ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

Материалы 68-й студенческой
научно-технической конференции

27 апреля 2012 года

Технический редактор *О. В. Песенько*

Подписано в печать 16.07.2012. Формат 60×84¹/₁₆. Бумага офсетная. Ризография.
Усл. печ. л. 8,08. Уч.-изд. л. 6,32. Тираж 50. Заказ 787.

Издатель и полиграфическое исполнение: Белорусский национальный технический университет. ЛИ № 02330/0494349 от 16.03.2009. Пр. Независимости, 65. 220013, г. Минск.