

СОВРЕМЕННЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА ЛЕГКИХ СТАЛЬНЫХ ТОНКОСТЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В настоящее время в России динамично развивается металлургия и строительство зданий из металлоконструкций, которые продолжают демонстрировать себя как универсальные, прочные, легкие и быстровозводимые. Список производителей металлоконструкций велик. Это и ООО «Балтпрофиль», производящий гнутые легкие металлопрофили, и ЗАО «Термопанель-СПб» и ПО «ПНСК», производящее быстромонтируемые АЗС, и чешская фирма ASTRON, производящий аж полнокомплектные большепролетные здания. Поэтому элементы легких строительных конструкций перед их внедрением в строительство должны быть подвергнуты тщательному анализу. Особенно это актуально для незамкнутых тонкостенных профилей, таких как швеллер, двутавр, зетовый и уголковый профили.

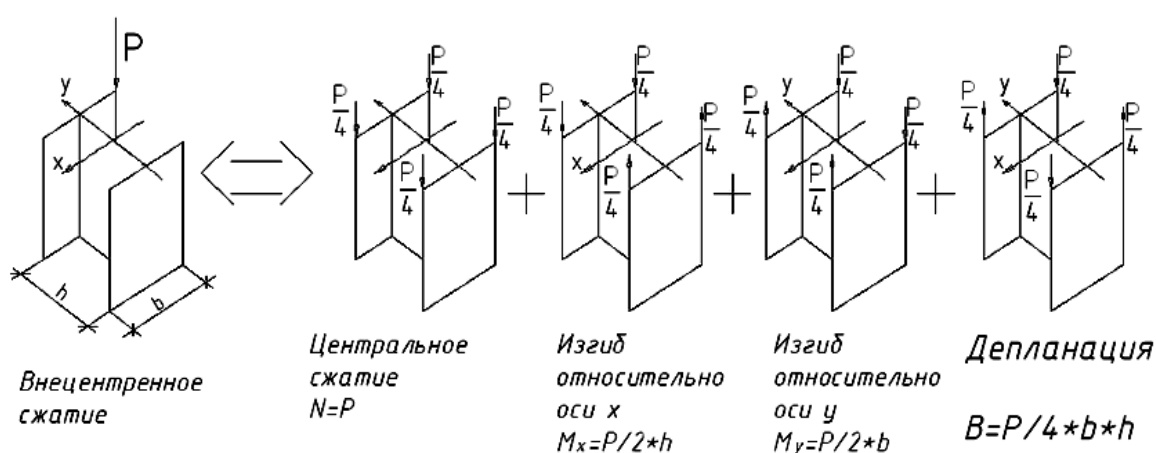


Рис. 1. Статическое представление депланации при сжатии

Напряженно-деформированное состояние стержня (тонкого металлического профиля) характеризуется шестью видами деформаций: перемещение по оси x , сдвиг по осям y и z , кручение вокруг оси x , изгиб вокруг осей y и z . Но все законы и формулы, связанные с расчетами на прочность и жесткость, справедливы лишь при принятии гипотезы плоских сечений. Понятно, что при нарушении плоскостности поперечного сечения возникнут дополнительные напряжения и деформации, характеризующиеся новыми силовыми факторами.

Такой вид деформации впервые введен В.З.Власовым и назван депланацией [1], а соответствующий силовой фактор – бимоментом (пара моментов), размерность которого – единица силы на квадрат единицы длины. Наглядно бимомент B легко представлен в виде четырех, равных по величине сил, но ориентированных в разные стороны (рис. 1).

Таким образом, бимомент представляет собой систему сил, статически эквивалентную нулю, и, следовательно, не может быть определен из уравнений равновесия стержня. Исследования показали, что депланация больше отражается на нормальных напряжениях, нежели на касательных. И трехчленная формула нормальных напряжений превращается в четырехчленную:

$$\sigma = \frac{P}{F} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} + \frac{B_\omega}{W_\omega}$$

Как в действующем СНиП 2-23-81* [2], так и в пособии [3] о депланации и бимоменте, как дополнительном внутреннем силовом факторе, говорится очень мало. В [2] в качестве внутренних усилий выступают только продольная и поперечная силы, а также изгибающий и крутящий моменты. Все предлагаемые формулы в этой связи

касаются лишь проверки на устойчивость, а не на прочность. В частности, приводится сложная формула, описывающая изгибно-крутильную форму потери устойчивости. В новом своде правил СП 53-102-2004 [4] также нет никаких рекомендаций по расчету на прочность с учетом деформации. Особенно опасно это для балок, имеющих несимметричный профиль относительно оси нагружения: несовпадение центра тяжести сечения с центром изгиба (рис.2) вызывает изгибное кручение и деформацию поперечного сечения. В известных публикациях не содержится решение научной задачи выбора расчетной модели при расчете балок открытого тонкостенного профиля. Задачей работы являлось сопоставление различных способов расчета подобных балок на прочность и выбор из них оптимального, то есть выдающего наиболее достоверные результаты.

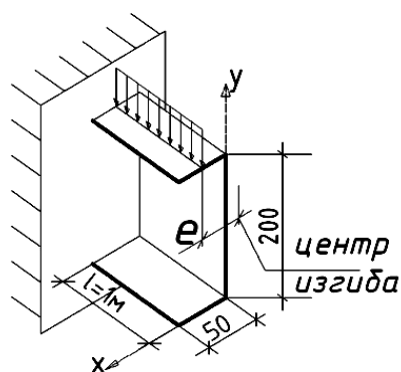


Рис. 2. Схема нагружения балки

Рассмотрим балку (рис. 2), защемленную одним концом и нагруженную равномерной погонной нагрузкой 200 кг/м. В качестве профиля балки выберем холодногнутый швеллеровый профиль ООО «Балтпрофиль» 200·50·1 мм со следующими геометрическими и физическими характеристиками: момент сопротивления относительно оси x – $W_x = 12,0 \text{ см}^3$, момент инерции относительно оси x – $J_x = 144,4 \text{ см}^4$, секториальный момент инерции $J_\omega = 453,0 \text{ см}^6$, момент инерции при кручении $J_d = 0,01 \text{ см}^4$, координата центра изгиба: $ax = 1,55 \text{ см}$, предел текучести $R_y = 2550 \text{ кг/см}^2$ и модули упругости и сдвига соответственно $E = 2100000 \text{ кг/см}^2$ и $G = 810000 \text{ кг/см}^2$.

Расчеты по известным формулам и зависимостям показали, что сечение, взятое с трехкратным запасом прочности по методике СНиП, оказалось неподходящим: напряжения больше допустимых (2040 кг/см^2 при пределе текучести, равном 2550 кг/см^2 и коэффициенте условия работы 0,8). Более того, нормальные напряжения в нижней сжатой зоне примыкания стенки к полке, вычисленные с учетом влияния бимоментов, превышают напряжения от изгибающего момента в 2,5 (!) раза. И все это без учета касательных напряжений.

Та же балка была представлена и рассчитана в виде стержня. Причем сечение задано через конструктор сечений «ТОНУС». Расчет стержневых систем в этой программе не позволяет получить величины напряжений в явном виде, а лишь только по выдаваемым эпюрам M , N и Q , среди которых эпюра бимоментов B отсутствует, поэтому результаты этого расчета будут отличаться от других.

Та же балка была представлена как совокупность пластин с шагом разбиения в стенке $50 \times 50 \text{ мм}$, а в полках $50 \times 25 \text{ мм}$, и приложена нагрузка – уже не погонная 200 кг/м , а распределенная по площади 4000 кг/м^2 .

Расчет на прочность не противоречит результатам, полученным «ручным» методом. По данным полей нормальных напряжений, а точнее их составляющая от бимоментов, возникающих в полках максимальное и минимальное напряжения в переводе на кг и см численно оказались равны: $+1953 \text{ кг/см}^2$ и -1974 кг/см^2 . Поле напряжений в стенке от изгибающего момента оказалось вполне ожидаемым: напряжения $+1714$ и -1730 кг/см^2

В данной работе использовано математическое моделирование балки швеллерового профиля. В качестве характеристик, слагающих модель, взяты геометрические характеристики профиля, физические характеристики материала, прикладываемая на балку нагрузка и граничные условия закрепления балки. К основным допущениям относятся условие недеформируемости нейтральной линии балки, равномерность приложения нагрузки, неучет геометрической и физической нелинейностей, что в реальности все же имеет место. Основным методом автоматизированного расчета служит метод конечных элементов.

также можно считать одинаковыми. Касательные напряжения оказались малы по сравнению с нормальными, что также оправдано.

Как выяснилось, значения напряжений, вычисленных двумя автоматизированными способами и одним «ручным», имеют не принципиальное отличие, а численное, в пределах одного порядка. Если же говорить о соответствии полученных результатов реальности, то в ходе исследования было подтверждено влияние деформации на напряжения, которая действительно имеет место в реальности.

В результате выполненной работы получены следующие научно-практические результаты: показана неприменимость гипотезы плоских сечений к расчету балок открытого тонкостенного профиля, что было подтверждено автоматизированным расчетом. Предложено использовать оболочечную модель балки при подобных расчетах.

ЛИТЕРАТУРА:

1. Кузьмин Н.А., Лукаш П.А., Милейковский И.Е. Расчет конструкций из тонкостенных стержней и оболочек. Госстройиздат, 1960.
2. СНИП II-23-81*. Стальные конструкции/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990.
3. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНИП II-23-81* «Стальные конструкции»)/ ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989.
4. СП 53-102-2004. Общие правила проектирования стальных конструкций. М.: ФГУП ЦПП, 2005.