

## ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА НЕРАЗРЕЗНОГО ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ КОРОБЧАТОГО СЕЧЕНИЯ

В данному матеріалі розглядається методика розрахунку металеві тонкостінної балки прогонової будови коробчатого перерізу із умов роботи в нерозрізній системі. Даний матеріал дає можливість оцінити дійсну роботу прогонової будови, що, в свою чергу, дає можливість виконувати розрахунок за I і II групами граничних станів, із забезпеченням загальної і місцевої стійкості стінки балки.

*Ключові слова:* тонкостінна балка, прогонова будова, коробчатий переріз, нерозрізна система

В данном материале рассматривается методика расчета металлической тонкостенной балки пролётного строения коробчатого сечения из условий работы в неразрезной системе. Данный материал дает возможность оценить действительную работу пролётного строения, что, в свою очередь, дает возможность производить расчет по I и II группам предельных состояний, с обеспечением общей и местной устойчивости стенки балки.

*Ключевые слова:* тонкостенная балка, пролётное строение, коробчатое сечение, неразрезная система

The design procedure of a steel thin-walled beam of the box-shaped bridge longitudinal system is considered. This material gives the possibility to estimate the valid work of a superstructure. It gives the possibility to calculate beams on I and II groups of limit states with maintenance of the general and local stability of a beams wall.

*Keywords:* thin-walled beam, span, box-shaped bridge, longitudinal system

Предложенная методика была разработана для расчета пролётного строения эстакады в г. Днепропетровске через пр. Свободы, промышленную зону и ул. Маяковского на участке дороги от ул. Кайдацкий путь до а/д Киев – Луганск – Изварино по проекту ОАО «Институт Днепрогипротранс».

Данная эстакада представляет собой неразрезное тонкостенное пролётное строение коробчатого сечения расчетной длиной 440 м (4×110 м).

Особенностью данного пролётного строения является расположение на кривой радиусом 2000 м в плане по оси эстакады и выпуклой вертикальной кривой радиусом 10000 м.

Материал пролётного строения сталь марок 15ХСНД, 15ХСНД-2, 10ХСНД, 10ХСНД-2 по ГОСТ 6713-91.

По действующим нормам необходимо было обеспечить работу пролётного строения по I и II группам предельных состояний при эксплуатации и по I группе на стадии монтажа.

Конфигурация сечения пролётного строения в пролёте показана на рис. 1.

При изгибе балок верхние и нижние широкие пояса (ортотропные плиты) пролётного строения включаются в работу совместно со стенками только за счет передачи касательных напряжения со стенок на плиты.

Поэтому нормальные напряжения в плите вблизи стенок, как правило, больше чем на периферии.

Неравномерность распределения напряжений происходит из-за двух факторов:

- 1) эффекта запаздывания касательных напряжений;
- 2) эксцентриситеты нагрузки относительно продольной оси балки.

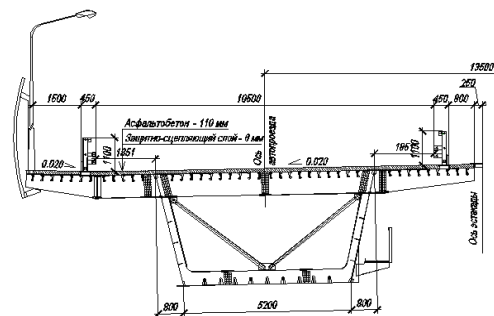


Рис. 1. Поперечное сечение эстакады в пролёте

При невозможности точного построения пространственных схем для расчёта по МКЕ, альтернативно можно использовать формулы, рекомендуемые в приложении к Eurocode [3], [1]. В результате расчетов необходимо определять «эффективную ширину полок». Отношение эффективной ширины к номинальной составляет коэффициент редукиции ширины  $\beta$ , который зависит от расчетных пролетов пролётного строения и положения сечения в пролете согласно рис. 2. Промежуточные значения коэффициента редукиции необходимо определять линейной интерполяцией.

Расчетная схема для расчета коэффициентов редукиции ширины показана на рис. 3.

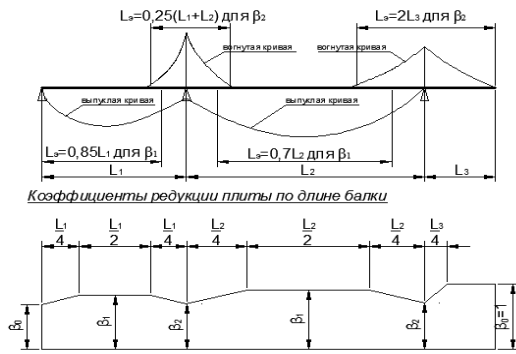


Рис. 2. Значения коэффициентов редуции от положения сечения

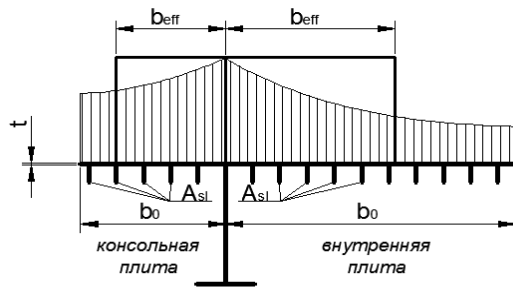


Рис. 3. Расчетная схема

Коэффициент редуции ширины  $\beta$  может быть определен по формулам из табл. 1 и коэффициента  $k$  :

$$k = \frac{\alpha_0 \cdot b_0}{L_3},$$

$$\alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{sl}}{b_0 \cdot t}},$$

где  $A_{sl}$  – площадь продольных ребер плиты;  $t$  – толщина плиты настила;  $L_3$  – эффективная длина пролета, в соответствии с приведенным выше рис. 2.

При неодинаковых по длине консольных свесах ортотропной плиты, разным шагом продольных ребер ортотропной плиты в консолях и частях ортотропных плит между стенками балки пролётного строения необходимо определять коэффициент редуции ширины  $\beta$  для каждой отдельной части поперечного сечения, а также необходимо определять по геометрическим характеристикам пролётного строения и шага продольных ребер действительное количество продольных ребер, которые эффективно воспринимают изгиб пролётного строения.

Условно, сечение, которое необходимо принимать, как расчетное изображено на рис. 4. штриховкой; и линейные размеры плит которого:  $A_i \times \beta_i$ .

Значение коэффициента редуции  $\beta$  от  $k$

$k$	Рассматриваемый участок	Значение коэффициента $\beta$
$\leq 0,02$	–	$\beta = 1,0$
0,02... 0,70	Вогнутая эпюра	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{1 + 6,4 \cdot k^2}$
	Выпуклая эпюра	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{1 + 6,0 \left( \frac{2500 \cdot k^2 - 1}{2500 \cdot k} \right) + 1,6 \cdot k}$
$> 0,70$	Вогнутая эпюра	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{5,9 \cdot k}$
	Выпуклая эпюра	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{8,6 \cdot k}$
Все значения $k$	Конечное опирание	$\beta_0 = \left( 0,55 + \frac{0,025}{k} \right) \cdot \beta_1,$ но $\beta_0 < \beta_1$

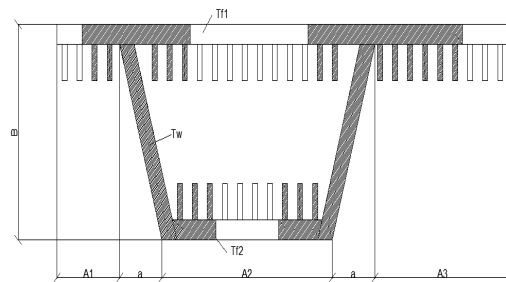


Рис. 4. Расчетное сечение

Для обеспечения прочности пролетного строения, а так же обеспечения устойчивости стенки коробчатого сечения необходимо определять напряжения:

- 1) нормальные от изгиба пролётного строения;
- 2) нормальные напряжения от местных воздействий и нагрузок согласно схемам загрузки;
- 3) касательные напряжения от подкручивания пролетного строения (как от поперечной установки подвижного состава, так и криволинейности пролетного строения в плане);
- 4) касательные напряжения от воздействия поперечной силы в точках:
  - крайних по высоте сечения;
  - крепления стенки к плите;
  - крепления продольных ребер жесткости к стенке балки (при их наличии).

Оценить эффективную работу сечения при подкручивании пролётного строения можно по внутреннему замкнутому контуру, с равномерным распределением крутящего момента между стенками, верхней и нижней плиты без учёта консольных свесов [2]. Расчетное сечение показано на рис. 5.

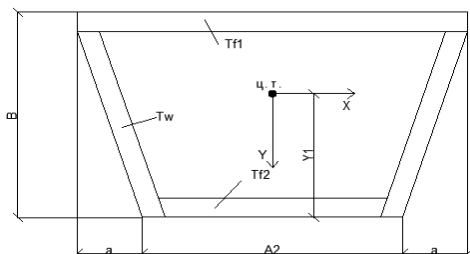


Рис. 5. Расчетное сечение для расчета на кручение

При данном способе расчета касательные напряжения:

– для верхней плиты:  $\tau_{кр} = \frac{M_{кр}}{4(B - y_1) \cdot t_{f1}}$  ;

– для нижней плиты:  $\tau_{кр} = \frac{M_{кр}}{4y_1 \cdot t_{f2}}$  ;

– для стенки:

$$\tau_{кр} = \frac{M_{кр}}{4B \cdot t_w \cdot \sqrt{y_1^2 + \frac{A_2^2}{4}}} \times \frac{1}{\sin \left( 90^\circ + \alpha - \arcsin \left( \frac{y_1}{\sqrt{y_1^2 + \frac{A_2^2}{4}}} \right) \right)}$$

где  $\alpha$  – угол наклона стенки к вертикальной плоскости, град.

В зависимости от направления действия крутящего момента необходимо выбирать наиболее неблагоприятное сочетание воздействий на стенку балки, когда касательные напряжения от подкручивания и от действия поперечной силы равны по знаку, а также необходимо учитывать перегруженность одной из опорных частей, что вызовет повышенное давление верхнего балансира опорной части на стенку балки. Данное воздействие может стать основополагающим как при расчете по I группе предельных состояний, так и при расчете устойчивости стенки балки.

В результате проведенных расчетов было выявлено, что при заданной конфигурации поперечного сечения и расчетных пролётах:

1) нижняя ортотропная плита, при выбранных из расчёта ортотропных плит, с шагом продольных ребер по плите 400 мм, имела всегда больший коэффициент редукиции, чем верхняя плита с шагом продольных ребер по плите 300 мм;

2) сечение было подобрано оптимально, в пролётах и на крайних опорах сечение было мало редуцировано, и коэффициенты редукиции составляли от 0,986 до 0,993;

3) сечения на первых от крайних промежуточных опорах были максимально редуцированы, и коэффициенты редукиции составляли от 0,628 (для большей консоли) до 0,723 (для нижней плиты). Учитывая максимальность изгибающих моментов, поперечных сил и наиболее эффективную работу нижней ортотропной плиты, было принято решение об увеличении толщины нижней ортотропной плиты, а так же увеличение типоразмера продольных ребер без изменения шага;

4) касательные напряжения от подкручивания пролётного строения, во многих сечениях, составляли более 60 % касательных напряжений от поперечной силы, а так же не превышали 10 % от расчетного сопротивления стали на сдвиг;

5) учитывая перегруженность одной опорной части, что приводило к увеличению нормальных напряжений в стенке балки, а так же максимальные суммарные касательные напряжения, было принято решение об установке сдвоенных поперечных диафрагм, с увеличением их по высоте;

6) при проведении поверочных пространственных расчётов МКЕ разница по полученным значениям напряжений не превышала 5 % от полученных с помощью заданной методики напряжений и без превышения расчётных сопротивлений материала пролётного строения, что дает возможность утверждать о хорошей достоверности данной методики.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Корнеев, М. М. Стальные мосты [Текст]: теоретическое и практическое пособие по проектированию / М. М. Корнеев. – К., 2003. – 546 с.
2. Металлические конструкции. Элементы конструкций [Текст] / под ред. проф. В. В. Горева. – М.: Высш. шк., 2004. – 551 с.
3. ENV 1993-1-5 EUROCODE 3 [Текст]: Design of steel structures. Part 1-5: General rules – Supplementary rules for planar plated structure without transverse loading.

Поступила в редколлегию: 18.07.2011.

Принята к печати 06.08.2011.