

1.2. Расчеты по несущей способности (ULS-STR)

Расчеты двускатных балок с постоянным уклоном верхнего пояса при подборе продольной арматуры и проверке трещиностойкости выполняются по наиболее опасному сечению. В балке, загруженной равномерно распределенной нагрузкой (рис. 2), опасное сечение расположено на расстоянии от оси опоры, равном

$$x = \frac{h}{i} \left(\sqrt{i \cdot \frac{l_{eff}}{h} + 1} - 1 \right),$$

где $i = 1 : 12$ – уклон верхнего пояса балки; $h = 790$ мм – высота балки на опоре.

$$x = \frac{790 \cdot 12}{1} \left(\sqrt{\frac{1}{12} \cdot \frac{17600}{790} + 1} - 1 \right) = 6542 \text{ мм.}$$

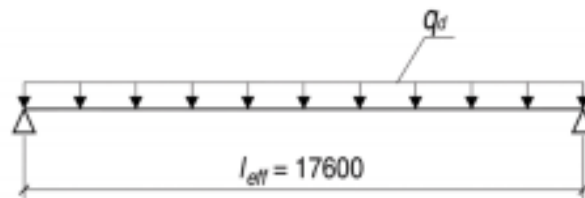


Рис. 2. Расчетная схема балки

Изгибающий момент в наиболее опасном сечении $x-x$ балки (см. рис. 1), которое расположено на расстоянии $x = 6542$ мм, определяется по формуле

$$M_x = M_{Ed} = \frac{q_d \cdot x}{2} (l_{eff} - x) = \frac{39,77 \cdot 6,542}{2} (17,6 - 6,542) = 1438,5 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Высота сечения балки в сечении $x-x$

$$h_x = h + (175 + 6542)i = 790 + 6717 \cdot \frac{1}{12} = 1350 \text{ мм.}$$

1.2.1. Расчет продольной арматуры

Балка покрытия выполняется из бетона класса С30/37. Расчетное сопротивление бетона на сжатие определяется в соответствии с [5, п. 3.1.6] по формуле

$$f_{cd} = \frac{a_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,9 \cdot 30}{1,5} = 18 \text{ МПа,}$$

где $f_{ck} = 30$ МПа – нормативное значение цилиндрической прочности бетона [5, табл. 3.1]; $a_{cc} = 0,9$ – коэффициент, учитывающий влияние длительных эффектов на прочность бетона; $\gamma_c = 1,5$ – коэффициент надежности для бетона [5, табл. 2.1N].

Примечание

При использовании класса бетона по кубиковой прочности (С.../37) нормативная призмная прочность бетона определяется по [14] и подставляется вместо f_{ck} .

Для балки применяется предварительно напряженная арматура класса А600. Расчетное значение сопротивления растяжению арматуры

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \frac{575}{1,15} = 500 \text{ МПа,}$$

где $f_{p0,1k} = 0,959 \cdot 600 = 575$ МПа – нормативное значение сопротивления растяжению арматуры (условный предел текучести) при остаточной деформации 0,1 % [5, п. 3.3.3.(1)Р] (см. примечание далее); $\gamma_s = 1,15$ – коэффициент надежности для арматуры [5, табл. 2.1N].

Примечание

В EN 1992-1-1 для напрягаемой арматуры условный предел текучести $f_{p0,1k}$ определяется при остаточной деформации 0,1 %. В стандарте РФ [14] условный предел текучести арматуры $R_{s,ser}$ определяется при остаточной деформации 0,2 %. Для определения условного предела текучести при остаточной деформации 0,1 % можно использовать эмпирическую зависимость (1.18) [20]. Эта зависимость имеет вид

$$\epsilon_{sp1} = 0,25 \left(\sigma_s / \sigma_{0,2} - 0,8 \right)^3,$$

где $\epsilon_{sp1} = 0,1/100 = 0,001$ – пластические деформации арматурной стали; $\sigma_s = f_{p0,1k}$ – условный предел текучести арматуры при остаточной деформации 0,1 %; $\sigma_{0,2} = R_{s,ser} = 600$ МПа – нормативное значение сопротивления растяжению арматуры (условный предел текучести) при остаточной деформации 0,2 %.

После подстановки указанных значений эта зависимость будет иметь вид

$$0,001 = 0,25 \left(f_{p0,1k} / 600 - 0,8 \right)^3;$$

$$0,004 = \left(\frac{f_{p0,1k}}{600} \right)^3 - 3 \left(\frac{f_{p0,1k}}{600} \right)^2 \cdot 0,8 + 3 \cdot \frac{f_{p0,1k}}{600} \cdot 0,8^2 - 0,8^3;$$

$$0,004 \cdot 600^3 = 3 f_{p0,1k}^2 \cdot 600 \cdot 0,8 + 3 f_{p0,1k} \cdot 0,8^2 \cdot 600^2 - 0,8^3 \cdot 600^3;$$

$$f_{p0,1k}^3 - 1440 f_{p0,1k}^2 + 691200 f_{p0,1k} - 111456000 = 0,$$

где $a = -1440$; $b = 691200$; $c = -111456000$.

Уравнение третьей степени приводится к уравнению вида $y^3 + py + q = 0$

$$\text{подстановкой } f_{p0,1k} = y - \frac{a}{3} = y + \frac{1440}{3} = y + 480;$$

$$q = \frac{2}{27} a^3 - \frac{1}{3} ab + c = \frac{2}{27} (-1440)^3 + \frac{1}{3} \cdot 1440 \cdot 691200 - 111456000 = -864000;$$

$$p = b - \frac{a^2}{3} = 691200 - \frac{1440^2}{3} = 0.$$

Окончательно уравнение принимает вид

$$y^3 - 864000 = 0; y \approx 95,0$$

$$f_{p0,1k} = y + 480 = 95,0 + 480 = 575 \text{ МПа.}$$

С использованием зависимости (1.18) [20] получается ориентировочное соотношение $f_{p0,1k} = 0,959 R_{s,ser}$. Так, для класса арматуры A1000 $f_{p0,1k} = 0,959 R_{s,ser} = 1000 \times 0,959 = 959$ МПа, для класса арматуры Вр1200 $f_{p0,1k} = 0,959 R_{s,ser} = 1200 \times 0,959 = 1150$ МПа и т. д. Более точные значения $f_{p0,1k}$ для арматуры различных классов могут быть установлены экспериментальным путем.

Предварительно задается диаметр продольной арматуры 25 мм и предполагается, что арматура в балке расположена в два ряда. Номинальная толщина защитного слоя бетона для арматуры определяется по формуле [5, п. 4.4.1, (4.1)]

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev},$$

где $\Delta c_{dev} = 10$ мм – допустимое при проектировании отклонение [5, п. 4.1.3];

c_{min} – минимальная толщина защитного слоя,

$$c_{min} = \max \begin{cases} c_{min,b}; \\ c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; \\ 10 \text{ мм}, \end{cases}$$

где $c_{min,b} = 2,5\varnothing = 2,5 \cdot 25 = 62,5$ мм – минимальная толщина из условия сцепления для предварительно напряженной арматуры [5, п. 4.4.1.2 (3)]; $c_{min,dur} = 25$ мм (для заданного класса конструкции S4 и класса условий эксплуатации XC1) – минимальная толщина из условий защиты от влияния окружающей среды [5, п. 4.4.1.2 (5), табл. 4.5N]; $\Delta c_{dur,\gamma} = 0$ – дополнительный элемент надежности; $\Delta c_{dur,st} = 0$ – уменьшение минимальной толщины при использовании нержавеющей стали; $\Delta c_{dur,add} = 0$ – уменьшение минимальной толщины при использовании дополнительной защиты;

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = c_{min,b} + 10 = 62,5 + 10 = 72,5 \text{ мм}.$$

Расстояние от поверхности бетона до центра арматуры с учетом того, что расстояние в свету между стержнями должно быть не менее $2\varnothing$ [5, п. 8.10.1.2],

$$c = c_{nom} + \varnothing + 2\varnothing/2 = 72,5 + 25 + 25 = 122,5 \text{ мм}.$$

Рабочая высота балки в сечении x-x (рис. 3)

$$d = h_x - c = 1350 - 122,5 = 1227,5 \text{ мм}.$$

Расчетная ширина полки, включенная в расчетное сечение, определяется исходя из расстояния l_0 между точками нулевых моментов условной балки [5, п. 5.3.2.1]:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b,$$

где $b_{eff,i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0$ и $b_{eff,i} \leq b_i$; $b = 400$ мм – ширина верхней полки

балки; $b_i = 160$ мм – ширина свеса верхней полки балки;

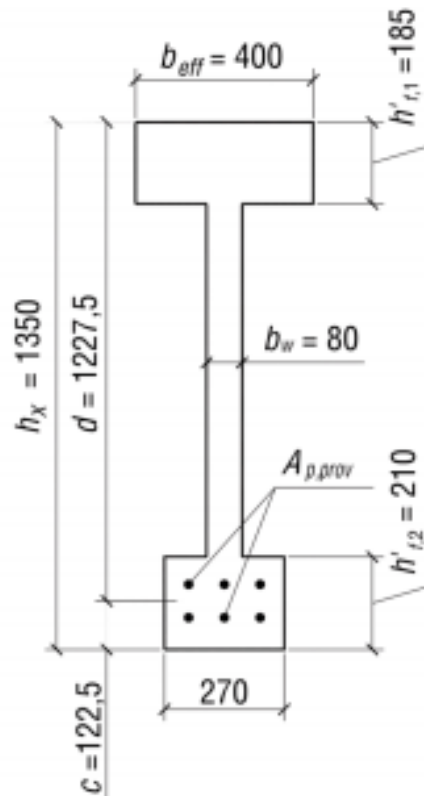


Рис. 3. Расчетное сечение балки (в сечении X-X)

$l_0 = l_{eff} = 17600$ мм – расстояние между точками нулевых моментов условной балки;

$$b_{eff} = 0,2 \cdot 160 + 0,1 \cdot 17600 = 1792 \text{ мм} < 0,2l_0 = 0,2 \cdot 17600 = 3520 \text{ мм};$$

$$b_{eff} = 1792 \text{ мм} < b_i = 160 \text{ мм};$$

$$b_{eff} = 2 \cdot 160 + 80 = 400 \text{ мм} = b = 400 \text{ мм}.$$

Момент, воспринимаемый сечением с полностью сжатой верхней полкой,

$$M_f = f_{cd} h'_f b_{eff} \left(d - \frac{h'_f}{2} \right) = 18 \cdot 185 \cdot 400 \left(1227,5 - \frac{185}{2} \right) =$$

$$= 1511,8 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} > M_{Ed} = 1438,5 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм},$$

нейтральная ось проходит в полке.

Определяется коэффициент K (разд. 1 [21]):

$$K = \frac{M_{Ed}}{b_{eff} d^2 f_{cd}} = \frac{1438,5 \cdot 10^6}{400 \cdot 1227,5^2 \cdot 18} = 0,133 < K' = 0,348,$$

сжатая арматура по расчету не требуется.

Примечание

Рекомендации по определению граничного значения коэффициента K' приведены в разделе 1 [21]. Гра-

ничное значение коэффициента $K = K'$:

— для конструкций без возможности перераспределения моментов (свободно опертые плиты, балки и т.д.) $K' = 0,348$;

— для конструкций с возможным перераспределением моментов (многопролетные неразрезные плиты, балки и т.д.) $K' = 0,296$.

Если

$$\frac{M_{Ed}}{b_{eff} d^2 f_{cd}} > K',$$

необходимо устанавливать рабочую арматуру и в сжатой зоне бетона элемента, т.е. переходить к двойному армированию [10, п. 5.2.2].

Определяется плечо внутренней пары сил (разд. 1 из [21])

$$z = \frac{d}{2} (1 + \sqrt{1 - 2K}) = \frac{1227,5}{2} (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,133}) = 1139,6 \text{ мм.}$$

Требуемая площадь сечения арматуры

$$A_{p,req} = \frac{M_{Ed}}{f_{pd} z} = \frac{1438,5 \cdot 10^6}{500 \cdot 1139,6} = 2525 \text{ мм}^2.$$

Принимается арматура $6\varnothing 25 \text{ A600}$ с $A_p = A_{p,prov} = 2945 \text{ мм}^2$.

Примечание

Для рассчитываемой балки требуемая площадь продольной арматуры, вычисленная по EN 1992-1-1, на 46,4 % больше площади продольной арматуры, вычисленной по стандарту РФ. Общая стоимость материалов балки (бетона и арматуры) увеличивается ориентировочно на 14 %.