

Министерство образования Республики Беларусь  
БЕЛОРУССКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ

---

---

Кафедра «Железобетонные и каменные конструкции»

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ  
ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ ДВУСКАТНОЙ БАЛКИ ПОКРЫТИЯ  
ПО ТКП EN 1992-1-1-2009\*

Учебно-методическое пособие  
по выполнению курсового проекта №2 по дисциплине  
«Железобетонные и каменные конструкции» для студентов специальности  
1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство»

Учебное электронное издание

Минск 2017

УДК 624.012.35

ББК

**Авторы:**

В.В. Латыш, Н.А. Рак

**Рецензент:**

*А.И. Згировский, зав. кафедрой «Металлические и деревянные конструкции» БНТУ, канд. техн. наук*

Учебно-методическое пособие содержит пример расчета и конструирования предварительно напряженной двускатной балки покрытия одноэтажного промышленного здания, в соответствии с программой дисциплины для выполнения курсового проекта №2. Приведены сбор нагрузок на балку, определение усилий в сечениях балки, расчет балки по предельным состояниям несущей способности и эксплуатационной пригодности. Пример расчета выполнен в соответствии с требованиями норм проектирования ТКП EN 1992-1-1-2009\*. Даны необходимые ссылки на учебную и нормативную литературу.

Учебно-методическое пособие предназначено для студентов специальности 1-70 02 01 – “Промышленное и гражданское строительство”, а так же может быть использовано при курсовом проектировании студентов других специальностей.

Белорусский национальный технический университет  
пр-т Независимости, 65, г. Минск, Республика Беларусь

Тел: (+375 17) 265-96-97 Факс: (+375 17) 265-96-97

E-mail: [RCS@bntu.by](mailto:RCS@bntu.by)

<http://www.bntu.by/rcs.html>

Регистрационный №

УДК 624.012.35

ББК

ISBN

© БНТУ, 2017

© В.В. Латыш, Н.А. Рак, 2017

## СОДЕРЖАНИЕ

1. Данные для проектирования.....	4
2. Расчетные характеристики материалов.....	4
3. Определение нагрузок.....	6
4. Назначение геометрических размеров балки.....	9
5. Определение усилий в сечении балки.....	10
6. Предварительный подбор продольной напрягаемой арматуры.....	11
7. Определение потерь усилия предварительного напряжения.....	18
8. Проверка несущей способности балки при действии нагрузок в стадии эксплуатации.....	29
9. Проверка несущей способности балки в стадии изготовления.....	32
10. Расчет несущей способности балки в стадии эксплуатации на действие поперечной силы.....	39
11. Проверка несущей способности балки в коньке на отрыв верхней полки от стенки.....	57
12. Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента.....	58
13. Проверка выполнения условия декомпрессии.....	59
14. Проверка ширины раскрытия трещин.....	59
15. Расчет деформаций балки.....	62
ЛИТЕРАТУРА.....	67
ПРИЛОЖЕНИЯ.....	68

## 1. ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Требуется запроектировать предварительно напряженную двускатную балку покрытия производственного здания пролетом 18 м. Расстояние между балками вдоль здания 7 м. Место строительства – г. Минск. – Высота местности над уровнем моря -  $A=235$  м.

Категория долговечности здания – S4. Класс среды по условиям эксплуатации – ХС3. Относительная влажность воздуха – RH=70%.

Балка сборная заводского изготовления в рабочем положении. Бетон тяжелый класса по прочности на сжатие  $C^{30}/_{37}$ , подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении.

Способ натяжения арматуры – механический на упоры стенда.

В качестве напрягаемой арматуры принят тип канатной арматуры Y1860S7 по СТБ EN 10138-3-2009. Для ненапрягаемой арматуры сварных каркасов и сеток принята стержневая арматура класса S500.

## 2. РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРИАЛОВ

### 2.1. Бетон

Для бетона класса  $C^{30}/_{37}$ :

- характеристическая прочность на сжатие  $f_{ck} = 30$  МПа;
- кубиковая прочность на сжатие  $f_{ck,cube} = 37$  МПа;
- средняя прочность бетона при отпуске усилия натяжения  $f_{cm}(t)=26$  МПа;
- среднее значение цилиндрической прочности бетона на сжатие  $f_{cm} = 38$  МПа;
- среднее значение предела прочности бетона при осевом растяжении  $f_{ctm} = 2,9$  МПа;
- характеристическая прочность на осевое растяжение  $f_{ctk,0,05} = 2,0$  МПа;
- расчетное значение предела прочности на осевое сжатие  $f_{cd} = a_{cc}f_{ck}/\gamma_c = 1 \times 30/1,5 = 20$  МПа;
- расчетное значение предела прочности на осевое растяжение  $f_{ctd} = a_{ct}f_{ctk,0,05}/\gamma_c = 1 \times 2,0/1,5 = 1,33$  МПа;
- модуль упругости бетона, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении,  $E_{cm} = 33000$  МПа.

### 2.2 Арматура

Для напрягаемой арматуры – канатов класса Y1860S7 по СТБ EN 10138-3-2009:

– характеристическое значение предела прочности на растяжение предварительно напряженной стали  $f_{pk} = 1860$  МПа;

– характеристическое значение условного предела текучести при остаточной деформации 0,1 % предварительно напряженной стали для канатной арматуры зависит от диаметра каната. Поэтому предварительно принимаем:

$$f_{p0,1k} = 1600 \text{ МПа}$$

– расчетное сопротивление предварительно напряженной стали

$$f_{pd} = f_{p0,1k} / \gamma_s = 1600 / 1,15 = 1391 \text{ МПа};$$

– Расчетное значение модуля упругости для канатов  $E_p = 195$  ГПа.

Для ненапрягаемой арматуры класса S500:

– характеристическое значение предела текучести арматуры  $f_{yk} = 500$  МПа;

– расчетное значение предела текучести арматуры  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435$  МПа;

– расчетное значение предела текучести поперечной арматуры

$$f_{ywd} = f_{yd} \times 0,8 = 435 \times 0,8 = 348 \text{ МПа}.$$

### 3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗОК

На балку действуют постоянные и временные воздействия. Постоянные включают вес кровли, теплоизоляционного ковра, железобетонных плит покрытия и балки. Временные – вес снегового покрова.

Таблица 1

Нормативные и расчетные значения нагрузок на 1м.п. стропильной балки (при шаге стропильных балок 7 м)

№	Вид воздействия	Характеристическое значение, кН/м	$\gamma_F$	Расчетное значение, кН/м
<u>Постоянное воздействие</u>				
1	Двухслойная кровля ( $m = 15 \text{ кг/м}^2$ ) 0,15×7	1,05	1,35	1,42
2	Цементно-песчаная стяжка М100 $\delta = 30 \text{ мм}$ ( $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$ ) 0,03×18×7	3,78	1,35	5,1
3	Утеплитель – пенополистирол $\delta = 150 \text{ мм}$ ( $\rho = 30 \text{ кг/м}^3$ ) 0,15×0,35×7	0,32	1,35	0,43
4	Пароизоляция ( $m = 7 \text{ кг/м}^2$ ) 0,07×7	0,49	1,35	0,66
5	Собственный вес плит покрытия ( $m = 200 \text{ кг/м}^2$ ) 2,0×7	14,0	1,15*	16,1
6	Собственный вес балки	5,0	1,15*	5,75
Итого:		$g_k = 24.64$		$g_d = 29.46$
<u>Переменное воздействие</u>				
	Снеговая (г. Минск) 1,28×7	8,96	1,5	13,44
Итого ( $q$ )		$q_k = 8.96$		$q_d = 13.44$
* Значение коэффициента принято с учетом требований табл. НП.1 п.А.3.1(1) (таблица А.2(В)) [1]:				
$0.1 \cdot \frac{\sum_{i=1}^n \overset{\circ}{a} Q_{k,i}}{\sum_{j=1}^n \overset{\circ}{a} G_{k,j} + \sum_{i=1}^n \overset{\circ}{a} Q_{k,i}} = \frac{8.96}{24.64 + 8.96} = 0.26 \cdot 0.4$				

Согласно ТКП EN 1991-1-3-2009 [3] характеристическое значение снеговой нагрузки на покрытие определяется по формуле:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k,$$

где  $\mu_i$  - коэффициент формы снеговых нагрузок (при уклоне поверхности покрытия  $\alpha < 30^\circ$  принимается  $\mu_i = 0,8$ );

$C_t$  - температурный коэффициент. Используется в расчетах для снижения снеговых нагрузок на покрытия с повышенной теплопередачей.

При определении снеговых нагрузок для неутепленных покрытий цехов с повышенными тепловыделениями при уклонах кровли свыше 3% и обеспечении надлежащего отвода талой воды допускается вводить понижающий коэффициент  $C_t = 0,8$ . В остальных случаях  $C_t = 1,0$ . При этом нагрузка  $s_k$  должна составлять минимум 0,5 кПа.

$C_e$  - коэффициент окружающей среды. При выборе коэффициента учитываются условия эксплуатации сооружения. Значения коэффициента приведены в табл. 5.1 ТКП EN 1991-1-3-2009 [3];

$s_k$  - характеристическое значение снеговых нагрузок на грунт определяется по формуле таблицы НП1.1 ТКП EN 1991-1-3-2009 [3])

Для определения снеговой нагрузки принимаем следующие данные: условия местности обычные ( $C_e = 1$ ). Наклон покрытия  $\alpha < 30^\circ$ . Согласно п. 5.3.2 ТКП EN 1991-1-3-2009 [3] коэффициент формы снеговых нагрузок принят  $\mu_i = 0,8$ .

Согласно карты снеговых районов, приведенной на рисунке НП.1 [3] г. Минск расположен в снеговом районе 2в.

Характеристическое значение снеговой нагрузки на грунт определяем по формуле таблицы НП1.1 ТКП EN 1991-1-3-2009 [3])

$$s_k = 1.45 + \frac{0.6(A - 210)}{100} = 1.45 + \frac{0.6(235 - 210)}{100} = 1.6 \text{ кН/м}^2.$$

где  $A=235$  м – высота местности над уровнем моря (принимаем согласно усредненной отметки размещения объекта, либо приведено в задании КП).

Следовательно, характеристическое значение снеговой нагрузки на покрытие составит:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0.8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1.6 = 1.28 \text{ кН/м}^2.$$

Нагрузку на балку условно считаем равномерно распределенной, так как количество сосредоточенных усилий в местах опирания плит покрытия не менее пяти.

При расчете балки по предельным состояниям несущей способности (ULS) согласно ТКП EN 1990-2011\* [1] составляем следующие сочетания воздействий при постоянных и переходных ситуациях:

– первое основное сочетание

$$P_{d1} = g_d + \psi_0 \cdot q_d = 29,46 + 0,6 \cdot 13,44 = 37,52 \text{ кН/м};$$

– второе основное сочетание

$$P_{d2} = \xi \cdot g_d + q_d = 0,85 \cdot 29,46 + 13,44 = 38,48 \text{ кН/м}$$

Для дальнейших расчетов балки по предельным состояниям несущей способности (ULS) принимаем наиболее неблагоприятное сочетание:

$$P_d = 38,48 \text{ кН/м.}$$

Для расчетов балки по предельным состояниям эксплуатационной пригодности (SLS) составляем следующие сочетания воздействий:

- частое сочетание

$$P_{k,fr} = g_k + \psi_1 \cdot q_k = 24,64 + 0,5 \cdot 8,96 = 29,12 \text{ кН/м};$$

- практически постоянное сочетание:

$$P_{k,lt} = g_k + \psi_2 \cdot q_k = 24,64 + 0 \cdot 8,96 = 24,64 \text{ кН/м};$$



#### 4. НАЗНАЧЕНИЕ ГЕОМЕТРИЧЕСКИХ РАЗМЕРОВ БАЛКИ

Геометрические размеры балки принимаем исходя из размеров типовых сечений балок двускатных для покрытий одноэтажных зданий.

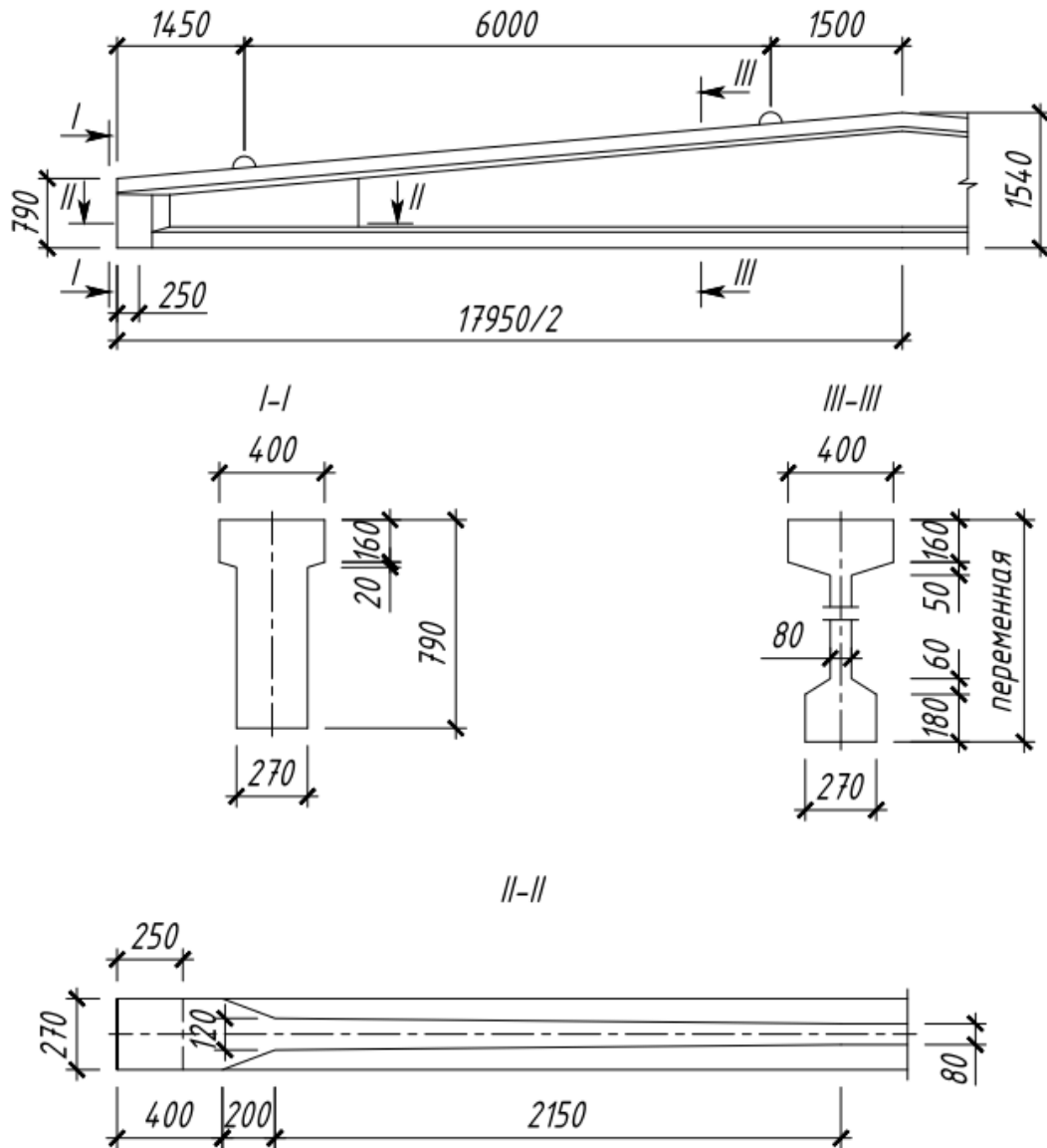


Рис. 4.1. Геометрические размеры балки

## 5. ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В СЕЧЕНИИ БАЛКИ

Расчетный пролет принят равным расстоянию между серединами закладных деталей, длина которых равна 250 мм.

$$l_{eff} = l - \frac{250}{2} \times 2 = 17950 - 250 = 17700 \text{ мм.}$$

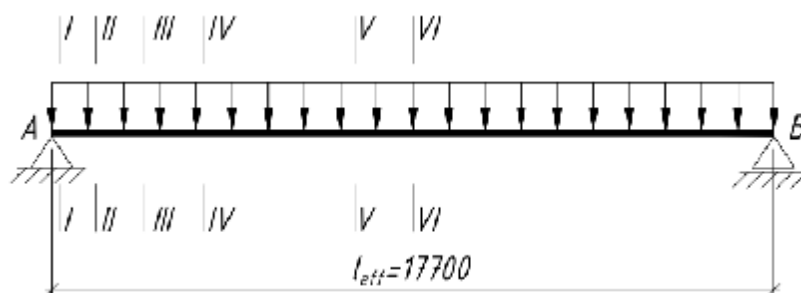


Рис. 5.1. Расчетная схема и расчетные сечения балки

Расчетными сечениями при расчете балки являются сечения I-I...VI-VI со следующими координатами (см. таблицу 2).

Таблица 2

№№ сечений	Места расположения сечений	Расстояние от торца балки до сечения (мм)	Расстояние от опоры А до сечения по расчетной схеме (мм)
I-I	по грани опоры	250	125
II-II	в месте перехода опорного вута в стенку	600	475
III-III	в месте установки первой монтажной петли	1475	1350
IV-IV	в месте перехода к постоянной толщине стенки	2750	2625
V-V	опасное сечение при расчете балки на расстоянии 0,37 расчетного пролета (при уклоне верхнего пояса 1:12)	6675	6550
VI-VI	в середине пролета	8975	8850

Изгибающие моменты в сечениях балки (таблица 3) определены при действии всех расчетных нагрузок по формулам:

$$M_i = 0,5p_d \times x_i \times (l_{eff} - x_i);$$

$$p_d = 38.48 \text{ кН/м.}$$

где  $x_i$  – расстояние от опоры до сечения по расчетной схеме балки.

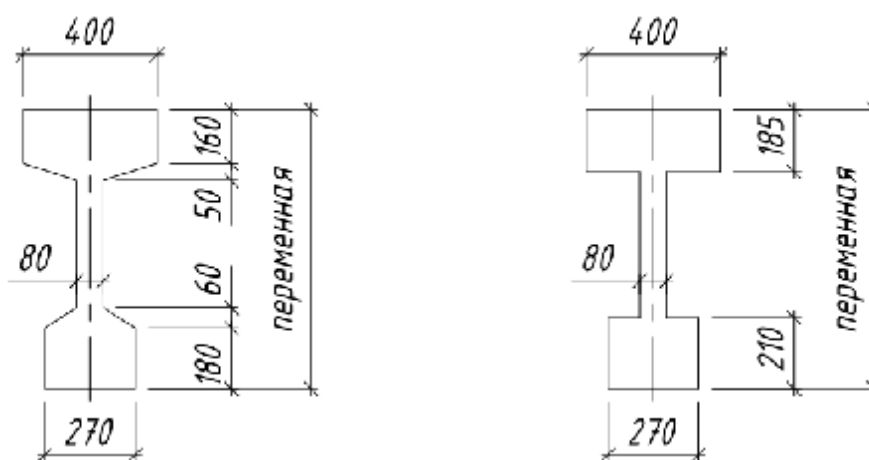
Таблица 3

№ сечения	$x_i / l_{eff}$	$x_i$ , м	$M_{Ed}$ , кН·м $g_F > 1$
I-I	0,0071	0,125	42,27
II-II	0,0268	0,475	157,42
III-III	0,0763	1,35	424,6
IV-IV	0,148	2,625	761,4
V-V	0,37	6,55	1405,1
VI-VI	0,5	8,85	1506,9

## 6. ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫЙ ПОДБОР ПРОДОЛЬНОЙ НАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРЫ

### 6.1 Выбор расчетного сечения

В двускатных балках с уклоном верхнего пояса  $i = 1:12$  площадь продольной напрягаемой арматуры рассчитывают по усилиям, действующим в опасном сечении, т.е. на расстоянии  $0,37l_{eff}$  от опоры. При этом действительное сечение балки заменяется эквивалентным.



а) фактическое сечение

б) эквивалентное сечение

Рис.6.1. Поперечное сечение балки

Размеры поперечного сечения балки в расчетном сечении при подборе продольной арматуры и расчете прочности нормального сечения при действии изгибающего момента:

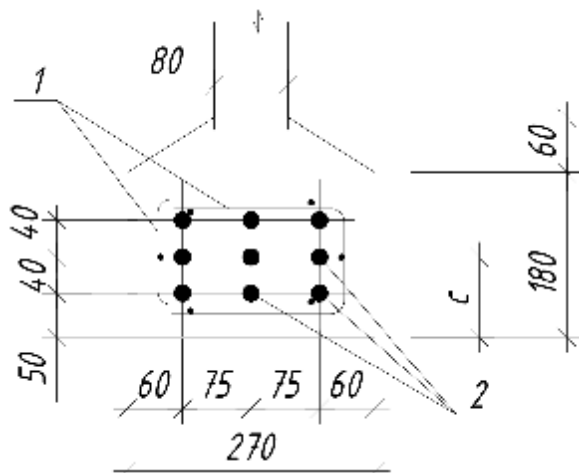
$$b = 80 \text{ мм}; b'_f = 400 \text{ мм}; b_f = 270 \text{ мм}; h'_f = 185 \text{ мм}; h_f = 210 \text{ мм}.$$

Высота балки в рассматриваемом сечении

$$h = h_s + \frac{x + 0,125}{12} = 0,79 + \frac{6,55 + 0,125}{12} = 1,346 \text{ м}.$$

Предполагаем, что напрягаемая арматура в нижней полке будет размещаться в три ряда (рис. 6.2).

Предварительно  $c$  принято равным расстоянию до центра тяжести среднего ряда  $c = 90 \text{ мм}$ ; тогда рабочая высота сечения будет равна  $d = h - c = 1346 - 90 = 1256 \text{ мм}$ .



- 1– конструктивные сетки армирования нижней полки;  
2– продольная напрягаемая арматура.

Рис. 6.2. Предполагаемое размещение напрягаемой арматуры в сечении балки

### 6.2. Определение геометрических характеристик сечений балки

Геометрические характеристики сечения при обеспеченном сцеплении ненапрягаемой арматуры с бетоном следует определять по правилам сопротивления материалов с учетом площади ненапрягаемой арматуры с использованием коэффициента приведения, равного отношению модуля упругости ненапрягаемой арматуры к модулю упругости бетона.

В запас расчета при вычислении геометрических характеристик балки площадь ненапрягаемой арматуры не учитываем. Результаты вычислений сведены в таблицу 4.

Таблица 4

Вычисляемые величины*	Значения величин в сечениях					
	I-I	II-II	III-III	IV-IV	V-V	VI-VI
$l_x + 0,125$ м	0,25	0,6	1,475	2,750	6,675	8,975
$h_x$ , м	0,81	0,84	0,913	1,019	1,346	1,54
$b'_f$ , м	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
$b_f$ , м	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27
$h'_f$ , м	0,17	0,185	0,185	0,185	0,185	0,185
$h_f$ , м	–	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21
$b_w$ , м	0,27	0,12	0,103	0,08	0,08	0,08
$A_c$ , м <sup>2</sup>	0,242	0,1841	0,1825	0,1806	0,20678	0,2223
$S_c$ , м <sup>3</sup>	0,10539	0,08436	0,09096	0,10056	0,150868	0,18475
$y_{0-0}$ , м	0,435	0,458	0,498	0,557	0,730	0,831
$(h_x - y_{0-0})$ , м	0,375	0,382	0,415	0,462	0,616	0,709
$c$ , м	0,090	0,090	0,090	0,090	0,090	0,090
$z_{cp}$ , м	0,355	0,368	0,408	0,467	0,640	0,741
$I_c$ , м <sup>4</sup>	0,01412	0,01372	0,01821	0,02379	0,04873	0,06865

\*Примечание:

$b'_f$  и  $h'_f$  – ширина и высота верхней полки;

$b_f$  и  $h_f$  – ширина и высота нижней полки;

$b_w$  – ширина ребра;

$A_c$  – площадь бетонного сечения;

$S_c$  – статический момент площади бетонного сечения относительно нижней грани;

$y_{0-0}$  – расстояние от нижней грани до центра тяжести бетонного сечения;

$(h_x - y_{0-0})$  – расстояние от верхней грани до центра тяжести бетонного сечения;

$c$  – расстояние от нижней грани сечения до центра тяжести напрягаемой арматуры;

$z_{cp}$  – расстояние от точки приложения равнодействующей усилия предварительного обжатия до центра тяжести сечения;

$I_c$  – момент инерции бетонного сечения относительно его центра тяжести.

### **6.3 Назначение величины предварительного напряжения в напрягаемой арматуре**

Усилие, прилагаемое к напрягающему элементу,  $P_{\max}$  не должно превышать следующее значение [4, п.5.10.2.1(1)]:

$$P_{\max} \leq A_p \cdot s_{p,\max},$$

где  $A_p$  – площадь сечения напрягающего элемента;

$s_{p,\max}$  – максимальное напряжение, приложенное к напрягающему элементу;

$$s_{p,\max} = \min \begin{cases} 0,8f_{pk}, \\ 0,9f_{p0,1k}, \end{cases}$$

где:  $f_{p0,1k} = 1600$  МПа – характеристическое значение 0,1%-ного условного предела текучести предварительно напряженной стали.

$f_{pk} = 1860$  МПа – характеристическое значение предела прочности на растяжение предварительно напряженной стали.

$$\text{Тогда: } s_{p,\max} = \min \begin{cases} 0,8f_{pk} = 0,8 \cdot 1860 = 1488 \text{ МПа;} \\ 0,9f_{p0,1k} = 0,9 \cdot 1600 = 1440 \text{ МПа;} \end{cases}$$

Принимаем  $s_{p,\max} = 1350$  МПа.

Для определения  $\xi_{\lim}$  при предварительном подборе арматуры рекомендуется принимать ориентировочно суммарную величину потерь предварительного напряжения до их расчета в пределах  $\Delta P_t(t) \approx (0,3 \dots 0,35)P_0$ . Тогда установившиеся напряжения в напрягаемой арматуре:

$$s_{pm,t} \approx (0,65 \dots 0,7)s_{p,\max}$$

Определяем  $s_{pm,t} = 0,7s_{p,\max} = 0,7 \cdot 1350 = 945$  МПа.

### **6.4 Определение площади напрягаемой арматуры**

Расчет следует выполнять по эквивалентному сечению (см. рис. 6.1). Предварительный подбор площади сечения напрягаемой арматуры выполняем с использованием расчетной модели с укороченной прямоугольной эпюрой напряжений в сжатой части сечения. Продольную ненапрягаемую арматуру, установленную в верхней полке (в сжатом бетоне) не учитываем.

Предельное усилие в бетоне сжатой зоны определяется при напряжениях, равных расчетной прочности бетона на сжатие с учетом коэффициента  $\eta$  для определения эффективной прочности бетона:  $\eta f_{cd}$ .

Сжимающие напряжения считают равномерно распределенными по высоте  $x_{eff} = \lambda x$  условной сжатой зоны (прямоугольная эпюра напряжений в сжатой зоне бетона) сечения.

Значение коэффициента  $\lambda$ , применяемого для определения эффективной высоты сжатой зоны сечения, и значение коэффициента  $\eta$  для определения эффективной прочности принимают согласно указаниям п. 3.1.7(3) ТКП EN 1992-1-1\* [4]

Так для бетонов  $f_{ck} < 50$  МПа –  $\lambda=0.8$ ,  $\eta=1.0$ ;

Значение изгибающего момента  $M_{Ed}$  от расчетного значения нагрузки в расчетном сечении на расстоянии  $0,37 l_{eff}$  (сечение V-V) от опоры балки:

$$M_{Ed} = 1405.1 \text{ кНм.}$$

Определяем положение нейтральной оси при расчете таврового сечения:

$$M_{Rd,f} = f_{cd} \times b_f \times \eta \times \left( d - \frac{h_f}{2} \right) = 20 \times 400 \times 1.85 \times \left( 256 - \frac{185}{2} \right) \times 10^{-6} = 1722 \text{ кНм.}$$

Поскольку  $M_{Rd,f} = 1722 \text{ кНм} > M_{Ed} = 1405,1 \text{ кНм}$  сечение рассчитываем как прямоугольное с шириной  $b = b'_f = 400 \text{ мм}$ .

$$a_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \times b \times d^2} = \frac{1405.1 \times 10^6}{20 \times 400 \times 256^2} = 0.111.$$

Относительная высота сжатой зоны с учетом фактического значения высоты сжатой зоны ( $x = x_{eff}/\lambda$ ):

$$x = \frac{1}{\lambda} \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times a_m} \right) = \frac{1}{0.8} \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.111} \right) = 0.147.$$

Требуемая площадь напрягаемой арматуры

$$A_p = \frac{M_{Ed}}{f_{pd} \times d \times (1 - 0.5 \times x)} = \frac{1405.1 \times 10^6}{1391 \times 256 \times (1 - 0.5 \times 0.8 \times 0.147)} = 854 \text{ мм}^2;$$

Требуемую площадь напрягаемой арматуры, рассчитанную по несущей способности, рекомендуется увеличить на 10-25% для обеспечения условий предельных состояний эксплуатационной пригодности (SLS). Одним из таких условий является проверка условия декомпрессии (все части напрягаемого элемента, имеющего сцепление с бетоном, должны быть расположены не менее чем на 25 мм внутри сжатого бетона).

Согласно таблице 7.1 N [4] для предварительно напряженных конструкций класса эксплуатации ХС2, ХС3 и ХС4 должно выполняться условие декомпрессии при практически постоянном сочетании воздействий, т.е. должно выполняться условие

$$M_{Ed,lt} \leq M_{rp},$$

где:  $M_{Ed,lt}$  - изгибающий момент в рассчитываемом сечении при практически постоянном сочетании воздействий:

$$M_{Ed,lt} = 0,5 \times p_{d,lt} \times x_i \times (l_{eff} - x_i) = 0,5 \times 24,64 \times 6,55 \times (17,7 - 6,55) = 899,8 \text{ кНм.}$$

$M_{rp}$  – момент усилия предварительного напряжения относительно верхней ядровой точки, определяемый по формуле:

$$M_{rp} = P_{k,inf} (z_{cp} + r).$$

Согласно п.5.10.9 [4] при расчетах по эксплуатационной пригодности и усталости необходимо учитывать возможные изменения предварительного напряжения. В расчет вводится нижний предел значения усилия предварительного напряжения  $P_{k,inf} = r_{inf} \times P_{m,t}$ ,

где  $r_{inf}$  – коэффициент, определяющий нижний предел значения усилия предварительного напряжения при расчетах по предельным состояниям эксплуатационной пригодности, принимаемый равным 0,95.

$$P_{k,inf} = r_{inf} P_{m,t} = 0,95 \times P_{m,t}$$

Расстояние от центра тяжести бетонного сечения до верхней ядровой точки равно

$$r = \frac{W_c}{A_c} = \frac{0,0668}{0,29678} = 0,323 \text{ м.}$$

Значения  $W_c$ ,  $A_c$ ,  $z_{cp}$  – приведены в таблице 4.

Руководствуясь приведенным выше, определим площадь сечения напрягаемой арматуры из условия декомпрессии предварительно приняв:

$$P_{k,inf} = r_{inf} P_{m,t} = 0,95 \times P_{m,t} = 0,95 \times s_{pmt} \times A_p$$

Тогда:

$$A_p = \frac{M_{Ed,lt}}{0,95 \times s_{pmt} \times (z_{cp} + r)} = \frac{899,8 \times 10^6}{0,95 \times 945 \times (640 + 323)} = 1040 \text{ мм}^2;$$

Таким образом, руководствуясь полученными значениями  $A_p$ , в качестве напрягаемой арматуры принимаем по СТБ EN 10138-3-2009 канатную арматуру EN 10138-3-Y1860S7-12,5-A с площадью поперечного сечения  $S_0=93 \text{ мм}^2$  ( $\varnothing 12,5 \text{ мм}$ ).

Общее количество канатной арматуры принимаем шт.12.



Тогда общая площадь напрягаемой арматуры составит:

$$A_p = 12 \times 93 = 1116 \text{ мм}^2.$$

Канаты размещаем в три ряда (рис. 6.3). При назначении защитного слоя бетона для напрягаемой арматуры необходимо руководствоваться п.4.4.1 ТКП EN 1992-1-1\* [4]. При назначении расстояний между канатной арматурой необходимо руководствоваться требованиями п. 8.10 ТКП EN 1992-1-1\* [4].

Тогда расстояние до центра тяжести напрягаемой арматуры составит  $s=90$  мм, а рабочая высота расчетного сечения –  $d=1256$ мм.

Уточняем характеристическое значение условного предела текучести при остаточной деформации 0,1 % предварительно напряженной стали для выбранного диаметра канатной арматуры с учетом данных приведенных в таблице 2 СТБ EN 10138-3-2009:

для  $\text{Ø}12.5 \text{ Y1860S7}$ :  $f_{p0,1k} = F_{p0,1} / S_0 = 149 \cdot 10^3 / 93 = 1602 \text{ МПа}$ .

– расчетное сопротивление предварительно напряженной стали

$$f_{pd} = f_{p0,1k} / \gamma_s = 1602 / 1,15 = 1393 \text{ МПа};$$

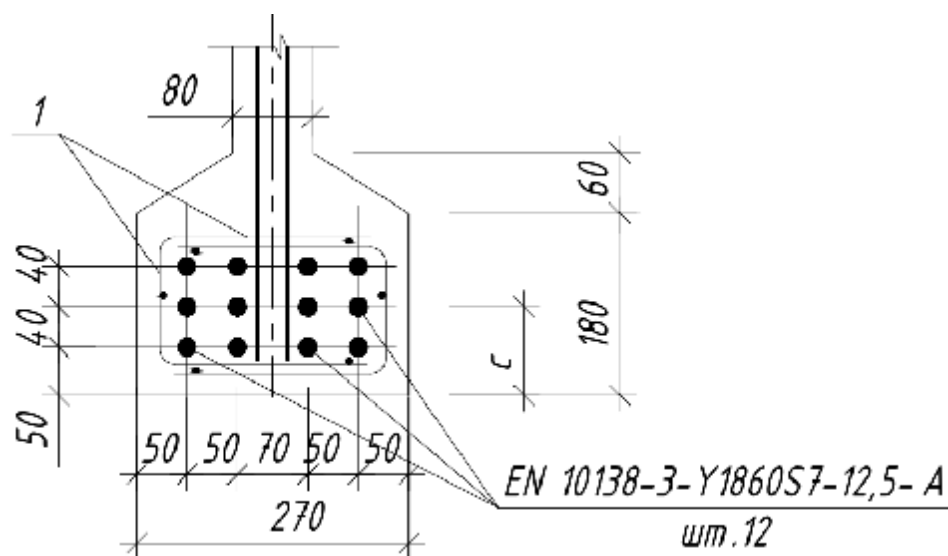


Рис. 6.3. Принятое размещение напрягаемой арматуры в сечении балки

## 7. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПОТЕРЬ УСИЛИЯ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ

**7.1. Прямые (первые) потери** усилия предварительного напряжения при предварительном натяжении:

### 7.1.1. Потери от кратковременной релаксации напряжений в арматуре

Расчет потерь от релаксации в напрягаемой стали осуществляется, как правило, на основе значения  $\gamma_{1000}$  — потерь от релаксации, %, через 1000 ч с момента натяжения при средней температуре 20 °С (см. EN 10138 для определения изотермических релаксационных испытаний).

Значение  $\gamma_{1000}$  приводится как процентная доля начального напряжения и определено для начального напряжения, равного  $0,7f_p$ , где  $f_p$  является фактическим пределом прочности на растяжение образцов напрягаемой стали. При проектировании применяется характеристический предел прочности на растяжение  $f_{pk}$ , и это значение учтено в последующих формулах.

Значения для  $\gamma_{1000}$  могут быть приняты равными: 8 % — для класса 1; 2,5 % — для класса 2 и 4 % — для класса 3, или взяты из соответствующего свидетельства (сертификата).

Потери от релаксации могут быть приняты из испытательных сертификатов производителя или определены как процентная доля изменения предварительного напряжения по сравнению с начальным предварительным напряжением, определяемая по формулам (3.28... 3.30) ТКП EN 1992-1-1-2009 [4]. в зависимости от класса релаксации напрягаемой арматурной стали (всего три класса).

Канатная арматура по EN 10138 относится к классу 2: проволока или канат — низкая релаксация.

Поэтому потери от релаксации определяются по формуле 3.29 ТКП EN 1992-1-1-2009:

$$\text{Класс 2} \quad \frac{Ds_{pr}}{s_{pi}} = 0,66 \times \gamma_{1000} e^{9,1m} \times \frac{t}{1000} \times \frac{\sigma}{\sigma}^{0,75(1-m)} \times 10^{-5}. \quad (3.29)$$

где  $Ds_{pr}$  — абсолютное значение потерь предварительного напряжения в результате релаксации;

$s_{pi}$  — для пост-напряженной арматуры абсолютное значение начального напряжения  $s_{pi} = s_{pm0}$  (см. также 5.10.3 (2)); для предварительно напряженной арматуры  $s_{pi}$  равно максимальному напряжению растяжения в арматуре, за вычетом прямых потерь, возникающих в процессе напряжения, см. 5.10.4 (1) (i);

$t$  — время после натяжения, ч;

$$m = s_{pl} / f_{pk}$$

здесь  $f_{pk}$  — характеристическое значение предела прочности при растяжении напрягаемой стали;

$r_{1000}$  — значение релаксационных потерь, %, за 1000 ч после момента натяжения при средней температуре 20 °С.

Для преднатягиваемых элементов следует учитывать влияние повышенной температуры при пропаривании бетона на потери от релаксации, т.к. релаксация ускоряется во время применения термической обработки.

Эквивалентное время  $t_{eq}$  должно быть добавлено ко времени, прошедшему после предварительного натяжения  $t$ , в функциях времени релаксации, приведенных в формуле 3.29, для учета влияния термической обработки на потери предварительного натяжения из-за релаксации напряженной стали.

Эквивалентное время может быть определено по формуле (10.2) ТКП EN 1992-1-1-2009 [4]:

$$t_{eq} = \frac{1,14^{T_{max} - 20}}{T_{max} - 20} \overset{n}{\underset{i=1}{\dot{\alpha}}} (T_{(Dt_i)} - 20) \times Dt_i, \quad (10.2)$$

где  $t_{eq}$  — эквивалентное время, ч;

$T_{(Dt_i)}$  — температура, °С, в течение интервала времени  $Dt_i$ ;

$T_{max}$  — максимальная температура, °С, во время термической обработки.

Таким образом определим потери от релаксации с учетом режима тепловой обработки представленном на графике ниже



Рис.7.1 График режима тепловлажностной обработки

Расчет эквивалентного времени в следствии тепловой обработки:

$$t_{eq} = \frac{1.14^{80-20}}{80-20} \times [(20-20) \times 1 + (50-20) \times 7 + (80-20) \times 6.5 + (50-20) \times 1.5] = 27903 \text{ ч.}$$

$$\frac{D_{s_{pr}}}{s_{pi}} = 0,66 \times 1000 e^{9,1m} \times \frac{e^{-0,75(1-m)}}{1000} \times 10^{-5}.$$

$$s_{pi} = s_{0max} = s_{pmax} = 1350 \text{ МПа.}$$

$$DP_{ir} = 0.66 \times 2.5 e^{9.1 \times \frac{1350}{1860}} \times \frac{e^{-0.75 \times \frac{1350}{1860}}}{1000} \times 1350 \times 10^{-5} \times 1116 \times 10^{-3} = 36.4 \text{ кН.}$$

**7.1.2 Потери вследствие ограниченного расширения бетона, при тепловой обработке сборных железобетонных элементов (п.10.5.2 EN 1992-1-1-2009 [4]).**

Снижение натяжения в напрягающих элементах и ограниченное расширение бетона вследствие изменения температуры приводит к специфической термической потере  $DP_q$ . Величина потери может быть рассчитана по формуле (10.3) ТКП EN 1992-1-1-2009 [4]:

$$DP_q = 0.5 A_p E_p a_c (T_{max} - T_0) = 0.5 \times 1116 \times 1.95 \times 10^5 \times 10 \times 10^{-6} \times (80 - 5) \times 10^{-3} = 81.6 \text{ кН.}$$

где  $A_p = 1116 \text{ мм}^2$  – площадь сечения напрягающих элементов;

$E_p = 1.95 \cdot 10^5 \text{ МПа}$  – модуль упругости напрягающих элементов;

$a_c = 10 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$  – коэффициент теплового линейного расширения бетона (см. 3.1.3 (5)) [4];

$T_{max} - T_0$  – разность между максимальной и начальной температурой в бетоне, окружающем напрягающие элементы,  $^\circ\text{C}$ .

здесь  $T_0 = 5^\circ\text{C}$  – предполагаемое минимальное значение температуры в производственном здании в зимний период.

*Примечание* — Потеря усилия натяжения  $DP_q$ , вызванная расширением вследствие тепловой обработки, может быть проигнорирована, если выполняется предварительный нагрев напрягающих элементов.

**7.1.3. Потери от деформации анкеров, расположенных в зоне натяжных устройств, при натяжении на упоры следует рассчитывать по формуле (п. 9.3.1.3 [СНБ 5.03.01]), мм**

$$DP_{sl} = \frac{Dl}{l} \times E_p \times A_p,$$

где  $l$  – длина натягиваемого стержня (расстояние между наружными гранями упоров стенда или формы), мм;

$Dl$  – обжатие опрессованных шайб, смятие высаженных головок и т.п., принимаемое равным 2 мм; смещение стержней в инвентарных зажимах, определяемое по формуле, мм

$$Dl = 1,25 + 0,15A_{\Sigma},$$

здесь  $A_{\Sigma}$  – диаметр, натягиваемого стержня, мм.

Определяем потери от деформации анкерных устройств при натяжении на упоры

$$DP_{sl} = \frac{Dl}{l} \times E_p \times A_p = \frac{1,25 + 0,15 \times 12,5}{18000 + 1000} \times 1,95 \times 10^5 \times 1116 \times 10^{-3} = 35,8 \text{ кН}.$$

**7.1.4.** Потери от деформации стальной формы  $DP_f = 0$ , т.к. натяжение выполняется на упоры стенда.

**7.1.5.** Потери, вызванные трением арматуры о стенки каналов и об огибающие приспособления равны нулю, т.к. натяжение на упоры с прямолинейным расположением арматуры по длине балки ( $DP_{m(x)} = 0$ ).

Усилие предварительного напряжения с учетом потерь, проявившихся к моменту передачи обжатия на бетон (до снятия с упоров):

$$P_{0,c} = P_0 - DP_{ir} - DP_q - DP_{sl} - DP_f - DP_{m(x)} = \\ = 1506,6 - 36,4 - 81,6 - 35,8 - 0 - 0 = 1352,8 \text{ кН},$$

где  $P_0 = s_{0,max} \times A_p = 1350 \times 1116 \times 10^{-3} = 1506,6 \text{ кН}$

**7.1.6.** Потери, вызванные упругой деформацией бетона следует определять для элементов с натяжением напрягаемой арматуры на упоры. В элементах с натяжением арматуры на бетон этот вид потерь следует учитывать только в случае последовательного отпуска напрягаемых стержней (п. 9.3.1.8 [СНБ]).

При натяжении на упоры значения потерь следует определять по формуле

$$DP_{el} = a \times r_p \times \frac{\sigma}{\epsilon} + z_{cp}^2 \times \frac{A_c}{I_c} \times \frac{\sigma}{\epsilon} \times P_{0,c};$$

где  $r_p = \frac{A_p}{A_c}$ ;  $a = \frac{E_s}{E_{cm}}$ ;

$P_{0,c}$  – усилие предварительного напряжения с учетом потерь, реализованных к моменту обжатия бетона.

Потери, вызванные упругой деформацией бетона в момент передачи обжатия на бетон, составят:

$$DP_{el} = a \times r_p \times \frac{\sigma}{e} + z_{cp}^2 \times \frac{A_c}{I_c} \times P_{0,c} =$$

$$= \frac{1.95 \times 10^5}{33 \times 10^3} \times \frac{1116}{0.20678 \times 10^6} \times \frac{\sigma}{e} + 640^2 \times \frac{0.20678 \times 10^6}{0.04873 \times 10^{12}} \times \frac{\sigma}{e} \times 352.8 = 118.1 \text{ кН.}$$

Суммарные прямые (первые) потери усилия предварительного напряжения

$$DP_1 = DP_{ir} + DP_q + DP_{sl} + DP_f + DP_{m(x)} + DP_{el} =$$

$$= 36.4 + 81.6 + 35.8 + 0 + 0 + 118.1 = 271.9 \text{ кН,}$$

Значение начального усилия предварительного напряжения  $P_{m0}(x)$  (в момент времени  $t = t_0$ ), приложенного непосредственно после предварительного натяжения:  $P_{m0} = P_0 - DP_1 = 1506.6 - 271.9 = 1234.7 \text{ кН,}$

Усилие предварительного напряжения  $P_{m0}$  к моменту времени  $t = t_0$ , действующее непосредственно после передачи усилия предварительного напряжения на конструкцию (при натяжении на упоры) или после завершения натяжения (при натяжении на бетон), в соответствии с п.5.10.3 EN 1992-1-1-2009 [4] должно быть не более:

$$P_{m0} < A_p \times s_{pm0},$$

где:  $s_{pm0}$  - напряжение в напрягающем элементе непосредственно после передачи:

$$s_{pm0} = \min\{0.75f_{pk}; 0.85f_{p0.1k}\} = \min\{0.75 \times 860 \text{ МПа}; 0.85 \times 602 \text{ МПа}\} = 1362 \text{ МПа}$$

Указанное условие выполняется поскольку:

$$P_{m0} = 1234,7 \text{ кН} < A_p \times s_{pm0} = 1116 \times 362 \times 10^{-3} = 1519 \text{ кН;}$$

**7.2. Зависящие от времени потери** усилия предварительного напряжения при предварительном натяжении (вторые потери):

**Проверка напряжений в бетоне на уровне напрягаемой арматуры после передачи усилия обжатия**

Сжимающие напряжения в бетоне конструкции, возникающие от усилия предварительного натяжения и других нагрузок, действующих во время натяжения и после отпуска предварительного напряжения, необходимо ограничивать следующим образом:

$s_c \leq 0.6f_{ck}(t)$  - возможность образования продольных трещин;

$s_c \leq 0.45f_{ck}(t)$  - необходимо учитывать нелинейность ползучести

Примем значение  $f_{ck}(t) = 0.95f_{ck} = 28.5 \text{ МПа}$  - передаточная прочность бетона.

$$s_{cp0} = \frac{P_{m0}}{A_c} + \frac{P_{m0} \times z_{cp}^2}{I_c} = \frac{1234.7 \times 10^3}{0.20678 \times 10^6} + \frac{1234.7 \times 10^3 \times 640^2}{0.04873 \times 10^{12}} = 5.97 + 10.38 = 16.35 \text{ МПа};$$

$s_{cp0} = 16.35 \text{ МПа} < 0.6 \times 28.5 = 17.1 \text{ МПа}$  - исключена возможность образования продольных трещин;

$s_{cp0} = 16.35 \text{ МПа} > 0.45 \times 28.5 = 12.83 \text{ МПа}$  - необходимо произвести учет нелинейной ползучести.

Зависящие от времени потери усилия предварительного напряжения (реологические потери) вычисляем для времени  $t = 18250$  суток (50 лет).

Реологические потери, вызванные ползучестью и усадкой бетона, а также длительной релаксацией напряжений в арматуре следует вычислять по формуле 5.46 EN 1992-1-1-2009 (п. 5.10.6) [4]:

$$DP_{c+s+r} = A_p Ds_{p,c+s+r} = A_p \times \frac{e_{cs} \times E_p + 0,8 Ds_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \times j(t, t_0) \times s_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \times \frac{A_p}{A_c} \times \frac{\alpha}{\epsilon} + \frac{A_c}{I_c} \times z_{cp}^2 \times \frac{\sigma}{\sigma} \times [1 + 0,8j(t, t_0)]}$$

### Определения деформаций усадки бетона

$e_{cs}(t, t_0) = e_{cs}(18250)$  – ожидаемые относительные деформации химической усадки для возраста бетона  $t = 18250$  суток (50 лет). Значение  $e_{cs}(18250)$  определяют по формуле 3.8 (п. 3.1.4.6 [4]):

$$e_{cs} = e_{cd} + e_{ca}$$

где  $e_{cd}$  – относительная деформация бетона усадки, обусловленная высыханием (испарение влаги)

$e_{ca}$  – относительная деформация аутогенной усадки.

Развитие во времени относительной деформации усадки, обусловленной высыханием (испарением влаги), определяется из выражения 3.9 EN 1992-1-1-2009 [1].

$$e_{cd}(t) = b_{ds}(t, t_s) \times k_h e_{cd,0},$$

где  $e_{cd,0}$  - номинальное значение для свободной относительной деформации усадки бетона может быть принято из таблицы 3.2 EN 1992-1-1-2009 [4] по ин-

терполяции при бетоне  $C^{30}/_{37}$  и относительной влажности помещения при эксплуатации  $RH = 70\%$ :

$$e_{cd,0} = 0,353 \text{ ‰}$$

$k_h$  — коэффициент, зависящий от приведенного размера сечения  $h_0$ , принимаемый по таблице 3.3 EN 1992-1-1-2009 [4].

Приведенный размер расчетного сечения V-V равен:

$$h_0 = \frac{2 \times A_c}{u} = \frac{2 \times 0,20678 \times 10^6}{3872} = 106,8 \text{ мм.}$$

где  $u$  - периметр поперечного сечения (приведенного сечения) балки в расчетном сечении V-V равен

$$u = 2 \times (h_x + b'_f + b_f - b_w) = 2 \times (1346 + 400 + 270 - 80) = 3872 \text{ мм.}$$

Руководствуясь значением приведенного размера расчетного сечения  $h_0 = 106,8$  мм, с помощью интерполяции определяем значение коэффициента  $k_h$  по таблице 3.3 EN 1992-1-1-2009 [1]:

$$k_h = 0,989.$$

Функция развития усадки бетона во времени (в возрасте  $t = 18250$  суток (50 лет) при окончания влажного хранения бетона в возрасте  $t_s = 7$  суток) равна:

$$b_{ds}(18250, 7) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \times \sqrt{h_0^3}} = \frac{(18250 - 7)}{(18250 - 7) + 0.04 \times \sqrt{106.8^3}} = 0.998;$$

Тогда влажностная составляющая усадки, вызванная испарением (удалением) влаги из структуры бетона составит:

$$e_{cd}(18250) = 0.998 \times 0.989 \times 0.353 \times 10^{-3} = 34.8 \times 10^{-5}.$$

Относительная деформация аутогенной усадки определяется по формуле 3.11 EN 1992-1-1-2009 [4]:

$$e_{ca}(t) = b_{as}(t) \times e_{ca}(\text{‰}),$$

где  $e_{ca}(\text{‰})$  – предельное значение части усадки, обусловленной процессами твердения бетона, определяем по формуле 3.12

$$e_{ca}(\text{‰}) = 2.5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6} = 2.5 \times (30 - 10) \times 10^{-6} = 5 \times 10^{-5}.$$

Функция развития во времени усадки бетона, обусловленной процессами твердения бетона, определяем по формуле 3.13



$$b_{as}(18250) = 1 - \exp(-0.2t^{0.5}) = 1 - \exp(-0.2 \times 18250^{0.5}) = 1.$$

$t=18250$  сут.

Тогда относительная деформация аутогенной усадки равна:

$$e_{ca}(18250) = 1 \times 5 \times 10^{-5} = 5 \times 10^{-5}.$$

Полная величина относительных деформаций усадки:

$$e_{cs}(18250) = e_{ca}(18250) + e_{ca}(18250) = 34.8 \times 10^{-5} + 5 \times 10^{-5} = 39,8 \times 10^{-5}.$$

### Определения коэффициента ползучести бетона

Значение коэффициента ползучести  $j(t, t_0)$  определим по формулам приложения В EN 1992-1-1-2009 [4].

$$j(t, t_0) = j_0 b_c(t, t_0), \quad (B.1)$$

где  $j_0$  – условный коэффициент ползучести, который может быть определен следующим образом:

$$j_0 = j_{RH} \times b(f_{cm}) \times b(t_0), \quad (B.2)$$

здесь  $j_{RH}$  – коэффициент, учитывающий влияние относительной влажности воздуха на условный коэффициент ползучести:

$$j_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1\sqrt[3]{h_0}} \quad \text{для } f_{cm} \leq 35 \text{ МПа}, \quad (B.3a)$$

$$j_{RH} = \frac{\hat{e}}{\hat{e}_1} + \frac{1 - RH/100}{0,1\sqrt[3]{h_0}} \times a_1 \frac{\dot{u}}{\dot{u}_2} \times a_2 \quad \text{для } f_{cm} > 35 \text{ МПа}; \quad (B.3b)$$

$RH$  – относительная влажность воздуха окружающей среды, %;

$b(f_{cm})$  – коэффициент, учитывающий влияние предела прочности при сжатии бетона на условный коэффициент ползучести:

$$b(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16,8}{\sqrt{38}} = 2,73. \quad (B.4)$$

$f_{cm}=38$  МПа – средняя прочность при сжатии бетона, в возрасте 28 сут;

$b(t_0)$  – коэффициент, учитывающий влияние возраста бетона при начале нагружения на условный коэффициент ползучести:

$$b(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,20}} = \frac{1}{0,1 + 7^{0,20}} = 0,636. \quad (B.5)$$

$h_0=106,8$  мм – условный приведенный размер элемента.

$b_c(t, t_0)$  — коэффициент, описывающий развитие ползучести после приложения нагрузки, который рассчитан по следующей формуле:

$$b_c(t, t_0) = \frac{\hat{e}(t - t_0) \hat{u}^{0.3}}{\hat{e}(b_H + t - t_0) \hat{u}} = \frac{\hat{e}(18250 - 7) \hat{u}^{0.3}}{\hat{e}(407,15 + 18250 - 7) \hat{u}} = 0,993. \quad (\text{B.7})$$

здесь  $t=18250$  сут. (50 лет) – возраст бетона на рассматриваемый момент, сут;

$t_0=7$  сут. – возраст бетона в момент приложения нагрузки, сут;

$t - t_0$  – неоткорректированная продолжительность нагружения, сут;

$b_H$  – коэффициент, учитывающий относительную влажность воздуха (RH, %) и условный размер элемента ( $h_0$ , мм). Он может быть определен следующим образом:

$$b_H = 1,5 \hat{e} + (0,012RH)^{18} \hat{u} \times h_0 + 250 \leq 1500 \quad \text{для } f_{cm} \leq 35 \text{ МПа}, \quad (\text{B.8a})$$

$$b_H = 1,5 \hat{e} + (0,012RH)^{18} \hat{u} \times h_0 + 250a_3 \leq 1500a_3 \quad \text{для } f_{cm} > 35 \text{ МПа}; \quad (\text{B.8b})$$

$a_{1/2/3}$  – коэффициенты для учета влияния прочности бетона:

$$a_1 = \frac{\hat{e}35 \hat{u}^{0.7}}{\hat{e}f_{cm} \hat{u}}; \quad a_2 = \frac{\hat{e}35 \hat{u}^{0.2}}{\hat{e}f_{cm} \hat{u}}; \quad a_3 = \frac{\hat{e}35 \hat{u}^{0.5}}{\hat{e}f_{cm} \hat{u}}. \quad (\text{B.8c})$$

Тогда:

$$a_1 = \frac{\hat{e}35 \hat{u}^{0.7}}{\hat{e}f_{cm} \hat{u}} = \frac{\hat{e}35 \hat{u}^{0.7}}{\hat{e}38 \hat{u}} = 0,944.$$

$$a_2 = \frac{\hat{e}35 \hat{u}^{0.2}}{\hat{e}f_{cm} \hat{u}} = \frac{\hat{e}35 \hat{u}^{0.2}}{\hat{e}38 \hat{u}} = 0,984.$$

$$a_3 = \frac{\hat{e}35 \hat{u}^{0.5}}{\hat{e}f_{cm} \hat{u}} = \frac{\hat{e}35 \hat{u}^{0.5}}{\hat{e}38 \hat{u}} = 0,960.$$

$$b_H = 1,5 \left[ 1 + (0,012RH)^{18} \right] \times h_0 + 250a_3 = 1,5 \left[ 1 + (0,012 \times 70)^{18} \right] \times 106,8 + 250 \times 0,960 = 407,15 < 1500a_3 = 1440.$$

Тогда:

$$j_{RH} = \frac{\hat{e}}{\hat{e}} + \frac{1 - RH/100}{0,13\sqrt{h_0}} \times a_1 \hat{u} \times a_2 = \frac{\hat{e}}{\hat{e}} + \frac{1 - 70/100}{0,13\sqrt{106,8}} \times 0,944 \hat{u} \times 0,984 = 1,571.$$

$$j_0 = j_{RH} \times b(f_{cm}) \times b(t_0) = 1,571 \times 2,73 \times 0,636 = 2,73.$$

Коэффициент ползучести :

$$j(t, t_0) = j_0 \cdot \phi_c(t, t_0) = 2.73 \times 0.993 = 2.71.$$

Значения коэффициент ползучести :  $j(t, t_0)$ , определенные по приведенным выше формулам, должны быть связаны с касательным модулем  $E_c$ , который может быть принят равным  $1.05E_{cm}$ .

Как было указано ранее, при  $s_{cp0} = 16.35 \text{ МПа} > 0.45 \times 28.5 = 12.83 \text{ МПа}$  – необходимо учитывать нелинейную ползучесть.

В этих случаях нелинейный коэффициент ползучести определяется по формуле 3.7 EN 1992-1-1-2009 [4]:

$$j_{nl}(t, t_0) = j(t, t_0) \cdot \exp(1.5 \cdot (k_s - 0.45)).$$

где  $k_s$  – отношение «напряжение — прочность»  $s_c / f_{ck}(t_0)$ , где  $s_c$  — напряжение сжатия, а  $f_{ck}(t_0)$  — характеристическая прочность бетона в момент времени, соответствующий нагружению (передаточная прочность бетона):

$$k_s = \frac{s_{cp0}}{f_{ck}(t)} = \frac{16.35}{28.5} = 0.574.$$

Тогда нелинейный условный коэффициент ползучести равен:

$$j_{nl}(18250, 7) = 2.71 \cdot \exp(1.5 \cdot (0.574 - 0.45)) = 3.26.$$

### **Потери от длительной релаксации арматурной стали**

Абсолютное значение потерь предварительного напряжения в результате долговременной релаксации напрягаемой арматуры определяем с учетом положений п.3.3.2(8) EN 1992-1-1-2009 [4], принимая для расчета интервал времени  $t = 500\,000$  ч (т. е. примерно 57 лет):

$$\frac{Ds_{pr}}{s_{pi}} = 0.66 \times 1000 e^{9.1m} \times \frac{\sigma_c}{\sigma} \frac{t}{1000}^{0.75(1-m)} \times 10^{-5}.$$

$$m = s_p / f_{pk},$$

$$s_p = s_{pm0} + a_p \times s_{cp} = 1106.4 + 5.628 \times 15.9 = 1195.9 \text{ МПа}.$$

$$s_{pm0} = \frac{P_{m0}}{A_p} = \frac{1234.7}{1116} \times 10^3 = 1106.4 \text{ МПа}.$$

$$a_p = \frac{E_p}{1.05E_{cm}} = 5.628.$$

Изгибающий момент в расчетном сечении от действия практически постоянного воздействия, включая только собственный вес конструкции при  $g_F > 1$ :

$$M_{Ed.lt} = 0,5 \times g_d \times x_i \times (l_{eff} - x_i) = 0,5 \cdot 33,22 \cdot 6550 \cdot (17700 - 6550) \cdot 10^{-6} = 1213,1 \text{ кНм.}$$

Приращение напряжений в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры от действия практически постоянного сочетания воздействий, включая только собственный вес конструкции при  $\gamma_F > 1$

$$s_{cp} = \frac{M_{Ed.lt}}{I_c} \times z_{cp} = \frac{1213,1 \times 10^6}{48730 \times 10^6} \times 640 = 15,9 \text{ МПа.}$$

Тогда полные напряжения в напрягаемой арматуре от действия практически постоянной нагрузки равны:

$$Ds_{pr} = 0,66 \times 2,5e^{9,1 \times \frac{1195,9}{1860}} \times \frac{1195,9}{1860} \times \frac{1195,9}{1860} \times 195,9 \times 10^{-5} = 36,2 \text{ МПа.}$$

Начальные напряжения  $s_{cp0}$  в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры от действия усилия предварительного обжатия  $P_{m0}$  (с учетом прямых (первых) потерь при  $t = t_0$ ) было определено ранее как:

$$s_{cp0} = \frac{P_{m0}}{A_c} + \frac{P_{m0} \times z_{cp}^2}{I_c} = \frac{1234,7 \times 10^3}{0,20678 \times 10^6} + \frac{1234,7 \times 10^3 \times 640^2}{0,04873 \times 10^{12}} = 5,97 + 10,38 = 16,35 \text{ МПа;}$$

Тогда напряжение в бетоне, окружающем напрягающий элемент, от собственного веса, начального усилия предварительного напряжения и других возможных практически постоянных воздействий:

$$s_{c,QP} = -s_{cp} + s_{cp,0} = -15,9 + 16,35 = 0,45 \text{ МПа.}$$

при этом сжимающие напряжения применяются с положительным знаком.

Тогда реологические потери, вызванные ползучестью и усадкой бетона, а также длительной релаксацией напряжений в арматуре можно вычислять по формуле

$$DP_{c+s+r} = A_p Ds_{p,c+s+r} = A_p \times \frac{e_{cs} \times E_p + 0,8 Ds_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \times j(t, t_0) \times s_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \times \frac{A_p}{A_c} \times \frac{1}{e} + \frac{A_c}{I_c} \times z_{cp}^2 \times \frac{1}{e} + 0,8 j(t, t_0)} =$$

$$= 1116 \times \frac{39,8 \times 10^{-5} \times 1,95 \times 10^5 + 0,8 \times 36,2 + \frac{1,95 \times 10^5}{1,05 \times 3,3 \times 10^4} \times 3,26 \times 0,45}{1 + \frac{1,95 \times 10^5}{1,05 \times 3,3 \times 10^4} \times \frac{1116}{206780} + \frac{206780}{48730 \times 10^6} \times 640^2 \times [1 + 0,8 \times 3,26]} =$$

$$= 98574 \text{ Н} = 98,6 \text{ кН.}$$

Окончательно значение усилия предварительного напряжения  $P_{m,t}$  с учетом всех потерь составило:

$$P_{m,t} = P_{m,0} - \Delta P_{c+s+r} = 1234,7 - 98,6 = 1136,1 \text{ кН.}$$

## 8. ПРОВЕРКА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ БАЛКИ ПРИ ДЕЙСТВИИ НАГРУЗОК В СТАДИИ ЭКСПЛУАТАЦИИ.

Поскольку балка выполнена из бетона класса  $C^{30}/_{37}$ , имеет симметричное относительно вертикальной оси сечение и арматура сосредоточена у наиболее растянутой грани, проверку способности сечения сопротивляться действию изгибающего момента, допускается выполнять с использованием уравнений статического равновесия.

Изгибающий момент в расчетном сечении составляет  $M_{Ed} = 1405,1 \text{ кНм}$ .

По результатам предварительного расчета в балке установлена рабочая арматура  $12\text{Ø}12.5 \text{ Y1860S7}$  СТБ EN 10138-3-2009 общей площадью  $A_p = 1116 \text{ мм}^2$ .

Определение положения нейтральной оси в элементе таврового сечения из условия:

$$f_{pd} \times A_p \leq f_{cd} \times b_f' \times h_f'$$

$$f_{pd} \times A_p = 1393 \times 1116 \times 10^{-3} = 1554.5 \text{ кН.}$$

$$f_{cd} \times b_f' \times h_f' = 20 \times 400 \times 85 \times 10^{-3} = 1480 \text{ кН.}$$

т.к.  $1554.5 > 1480 \text{ кН}$ , то нейтральная ось проходит в ребре.

Находим высоту сжатой зоны сечения:

$$x = \frac{1}{\lambda} \times \frac{f_{pd} \times A_p - f_{cd} \times (b_f' - b_w) \times h_f'}{f_{cd} \times b_w} = \frac{1}{0.8} \times \frac{1393 \times 1116 - 20 \times (400 - 80) \times 85}{20 \times 80} = 289.5 \text{ мм.}$$

где  $\lambda=0.8$  - для бетонов  $f_{ck} < 50 \text{ МПа}$  согласно указаниям п. 3.1.7(3) ТКП EN 1992-1-1\* [4]:

Значение высоты сжатой зоны найдено в предположении достижения напряжений в напрягаемой арматуре значений расчетного сопротивления  $f_{pd}$ . Для подтверждения данного допущения необходимо определить значение относительных деформаций в напрягаемой арматуре  $\epsilon_p$  и сравнить их с деформациями  $\epsilon_{pd}$ , соответствующими расчетному сопротивлению  $f_{pd}$ .

Относительных деформаций в напрягаемой арматуре  $\epsilon_p$  определяются как сумма относительных деформаций от внешней нагрузки  $\epsilon_{pEd}$  и относительных деформаций, вызванных предварительным натяжением  $\epsilon_{pmt}$  (см. рис.8.1).

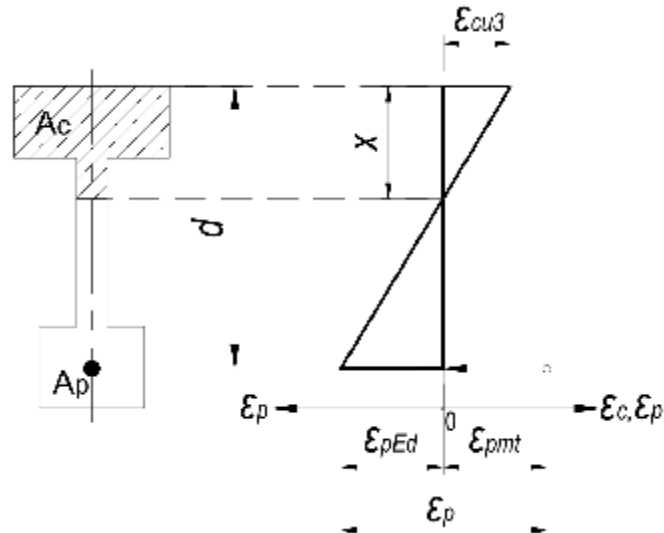


Рисунок 8.1 Распределение деформаций по высоте сечения

Тогда:

$$e_p = e_{pEd} + e_{pmt} = 11.53 + 5.22 = 16.75\%$$

$$\text{где } e_{pEd} = \frac{e_{cu3} \cdot (d - x)}{x} = \frac{3.5 \cdot (1243.5 - 289.5)}{289.5} = 11.53\%$$

$$e_{pmt} = \frac{s_{pmt}}{E_p} = \frac{1018.0}{1.95 \cdot 10^5} \cdot 1000 = 5.22\%$$

$$\text{где } s_{pmt} = \frac{P_{m,t}}{A_p} = \frac{1136.1 \cdot 10^3}{1116} = 1018,0 \text{ МПа.}$$

Руководствуясь значением  $e_p$  определим уровень напряжений в напрягаемой арматуре по рис.3.10 [4], используя диаграмму с горизонтальной верхней ветвью без ограничения относительных деформаций:

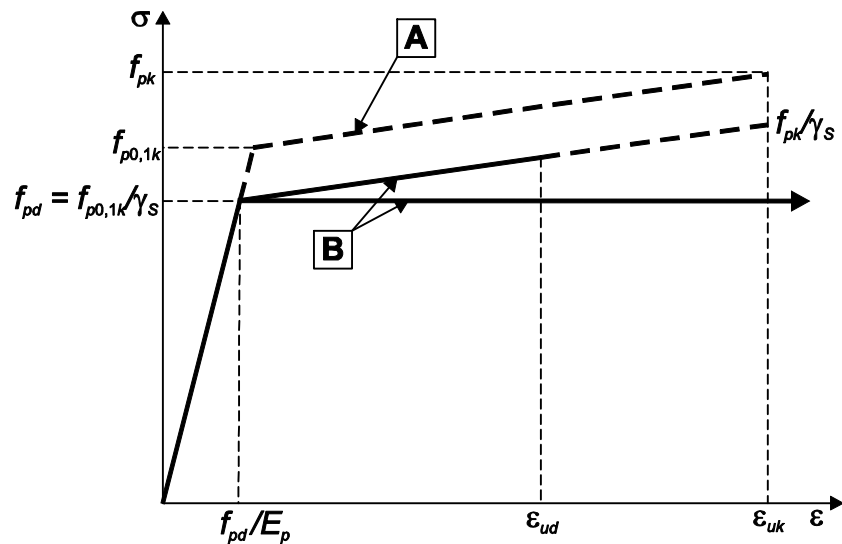


Рис. 8.2. (3.10 [4]) Идеализированная (А) и расчетная (В) диаграммы «напряжение — относительная деформация» для напрягаемой стали

$$\text{где } e_{pd} = \frac{f_{pd}}{E_p} = \frac{1393}{1.95 \times 10^5} \times 1000 = 7.14\%$$

Т.к.  $e_p = 16.75\% > e_{pd} = 7.14\%$ , то напряжения в напрягаемой арматуре достигают расчетного сопротивления арматуры  $f_{pd}$ . Высота сжатой зоны сечения  $x$  найдена верно.

В случае  $e_p < e_{pd}$  требуется расчет значения высоты сжатой зоны с учетом фактических напряжений ( $s_p < f_{pd}$ ) в напрягаемой арматуре.

Далее находим величину изгибающего момента, воспринимаемого сечением:

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= f_{cd} \times b_w \times x \times (d - 0.5x) + f_{cd} \times (b_f' - b_w) \times h_f' \times (d - 0.5h_f') = \\ &= 20 \times 80 \times 0.8 \times 289.5 \times (1256 - 0.5 \times 0.8 \times 289.5) + 20 \times (400 - 80) \times 185 \times \\ &\times (1256 - 0.5 \times 185) \times 10^{-6} = 1800,1 \text{ кНм} > M_{Ed} = 1405,1 \text{ кНм.} \end{aligned}$$

Несущая способность нормального сечения балки в стадии эксплуатации обеспечена.

## 10. Проверка несущей способности сечения балки в стадии изготовления

Проверку несущей способности сечения балки в стадии изготовления необходимо выполнить в сечении, в котором возникает при подъеме балки из опалубки максимальный по величине изгибающий момент, растягивающий верхние волокна балки. При этом следует учитывать коэффициент динамичности, равный 1,4.

Максимальный изгибающий момент при принятом размещении монтажных петель возникает в сечении, расположенном в месте установки первой от торца балки монтажной петли (на расстоянии  $l_x = 1,475$  м) сечение III-III.

$$M_{Ed} = g_d \times 1,4 \times \frac{l_x^2}{2} = 5 \times 1,35 \times 1,4 \times \frac{1,475^2}{2} = 10,28 \text{ кНм.}$$

где:  $g_d=5$ кН/м – вес метра погонного стропильной балки.

Вычисляем первые потери усилия предварительного напряжения при предварительном натяжении в сечении балки на расстоянии от опоры на 1,35 м (от торца балки  $l_x = 1,475$  м) :

*Потери от кратковременной релаксации напряжений в арматуре* (см. п.7.1.1 методических указаний):

$$DP_{ir} = 36.4 \text{ кН.}$$

*Потери вследствие ограниченного расширения бетона, при тепловой обработке сборных железобетонных элементов* (см. п.7.1.2 методических указаний):

$$DP_q = 0.5A_p E_p a_c \times (T_{max} - T_o) = 81.6 \text{ кН.}$$

*Потери от деформации анкеров* (см. п.7.1.3 методических указаний):

$$DP_{sl} = \frac{Dl}{l} \times E_p \times A_p = 35.8 \text{ кН.}$$

*Потери, вызванные упругой деформацией бетона* в момент передачи обжатия на бетон, следует определять по геометрическим характеристикам рассматриваемого сечения III-III:

При натяжении на упоры значения потерь следует определять по формуле

$$DP_{el} = a \times r_p \times \frac{\sigma}{e} \times \left( 1 + z_{cp}^2 \times \frac{A_c}{I_c} \right) \times P_{0,c} ;$$

где  $r_p = \frac{A_p}{A_c}$ ;  $a = \frac{E_s}{E_{cm}}$ ;

$P_{0,c}$  – усилие предварительного напряжения с учетом потерь, реализованных к моменту обжатия бетона (до снятия с упоров):



$$P_{0,c} = P_0 - DP_{ir} - DP_q - DP_{sl} = 1506.6 - 36.4 - 81.6 - 35.8 = 1352.8 \text{ кН},$$

Тогда, потери, вызванные упругой деформацией бетона, в момент передачи обжатия на бетон в сечении III-III составят:

$$DP_{el} = a \times \sigma_p \times \frac{A_c}{I_c} + z_{cp}^2 \times \frac{A_c}{I_c} \times \frac{\ddot{\sigma}}{\sigma} \times P_{0,c} =$$

$$= \frac{1.95 \times 10^5}{33 \times 10^3} \times \frac{1116}{0.1825 \times 10^6} \times \frac{\ddot{\sigma}}{\sigma} + 408^2 \times \frac{0.1825 \times 10^6}{0.01821 \times 10^{12}} \times \frac{\ddot{\sigma}}{\sigma} \times 1352.8 = 130.4 \text{ кН}.$$

Суммарные прямые (первые) потери усилия предварительного напряжения

$$DP_1 = DP_{ir} + DP_q + DP_{sl} + DP_{el} =$$

$$= 36.4 + 81.6 + 35.8 + 130.4 = 284.2 \text{ кН},$$

Значение начального усилия предварительного напряжения  $P_{m0}(x)$  (в момент времени  $t = t_0$ ), приложенного непосредственно после предварительного натяжения:  $P_{m,0} = P_0 - DP_1 = 1506.6 - 284.2 = 1222.4 \text{ кН}$ ,

Расчет несущей способности сечения в стадии изготовления с учетом изгибающего момента от собственного веса выполняют как внецентренно сжатого элемента.

Усилие предварительного напряжения с учетом частного коэффициента для усилия предварительного обжатия  $g_{p,unfav} = 1,2$ , учитывающего его неблагоприятный эффект при проверке несущей способности в стадии обжатия (пп. 5.10.8, 2.4.2.2, [4]):

$$P_{d,0} = g_{p,unfav} \times P_{m,0} = 1,2 \times 1222,4 = 1466.9 \text{ кН},$$

Передаточная прочность бетона принята ранее (см. п.7.2) и составляет:

$$f_{ck}(t) = 0.95 f_{ck} = 28.5 \text{ МПа}$$

Тогда расчетное значение предела прочности на осевое сжатие бетона при передаче на него усилия обжатия составляет:

$$f_{cd}^p = a_{cc} \frac{0.95 f_{ck}}{g_c} = 1 \times \frac{28.5}{1.5} = 19.0 \text{ МПа}.$$

По конструктивным требованиям устанавливаем в верхней полке балки, растянутой при предварительном обжатии и действии изгибающего момента от собственного веса продольную арматуру с учетом требований п. 9.2.1.1 [4]

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d, \text{ но не менее } 0,0013 \cdot b_t d, \quad (9.1N)$$

где  $b_t$  — средняя ширина зоны растяжения; для тавровых балок со сжатой полкой для расчета  $b_t$  нужно принимать в расчет только ширину ребра  $b_w$ ;

$f_{ctm}$  — средняя прочность бетона при растяжении, определяемая исходя из соответствующего класса прочности бетона согласно таблице 3.1.

$d$  — рабочая высота сечения (см. таблица 4):  $d = h - c_1 = 913 - 50 = 863$  мм;

$c_1$  — расстояние от верхней грани бетонного сечения до центра тяжести продольной арматуры в верхней полке, принято 50 мм;

$b_w = 103$  мм — ширина ребра в сечении III-III;

$$A_{s,min} = \max \begin{cases} 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_w d = 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 103 \times 863 = 134,0 \text{ мм}^2 \\ 0,0013 b_w d = 0,0013 \times 103 \times 863 = 115,6 \text{ мм}^2 \end{cases}$$

Принимаем 4Æ12 класса S500 с  $A_{s1} = 452$  мм<sup>2</sup>.

Усилие предварительного обжатия при расчете несущей способности внецентренно сжатого сечения следует рассматривать как внешнюю силу  $N_{p,0}$  и определять с учетом снижения напряжений в предварительно напряженной арматуре вследствие обжатия сечения.

$$N_{p,0} = P_{d,0} - Ds_p \times A_p.$$

где  $Ds_p = De_p \times E_p$  — снижение напряжений в предварительно напряженной арматуре вследствие обжатия сечения.

Значение деформаций в преднапрягаемой арматуре определим из схемы распределения деформаций по высоте сечения представленной на рисунке 9.1:

$$\frac{De_p}{x - c} = \frac{e_{cu3}}{x};$$

$$De_p = \frac{e_{cu3} \times (x - c)}{x}.$$

$$\text{Тогда: } N_{p,0} = P_{d,0} - \frac{e_{cu3} \times (x - c)}{x} E_p A_p.$$

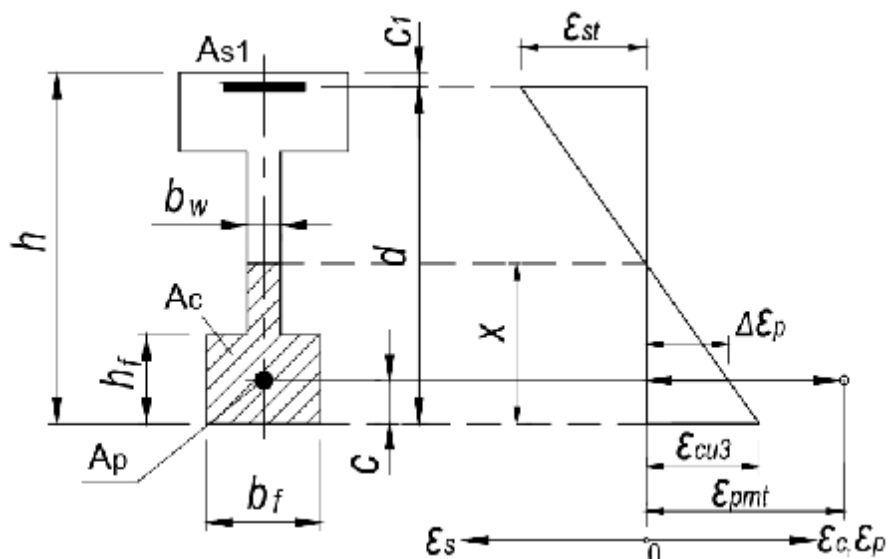


Рисунок 9.1 Распределение деформаций по высоте сечения

Значение высоты сжатой зоны найдем из условия равновесия – равенства нулю суммы проекций всех сил на продольную ось элемента. Предполагаем, что граница сжатой зоны проходит в ребре.

Тогда:

$$N_{p,0} + f_{yd} \times A_{s1} = f_{cd}^p \times b_w \times x + f_{cd}^p \times (b_f - b_w) \times h_f.$$

или

$$P_{d,0} - \frac{e_{cu3} \times (x - c)}{x} E_p A_p + f_{yd} \times A_{s1} = f_{cd}^p \times b_w \times x + f_{cd}^p \times (b_f - b_w) \times h_f.$$

обозначим

$$P_{cu3} = e_{cu3} E_p A_p.$$

$$P_{d,0} - P_{cu3} \times \frac{(x - c)}{x} + f_{yd} \times A_{s1} = f_{cd}^p \times b_w \times x + f_{cd}^p \times (b_f - b_w) \times h_f$$

где  $\lambda=0.8$  - для бетонов  $f_{ck} < 50$  МПа согласно указаниям п. 3.1.7(3) ТКП EN 1992-1-1\* [4]:

Подставим численные значения. Рекомендуется подставлять значения в МПа, МН и м:

$$1,4669 - 0,0035 \times 1,95 \times 10^5 \times 116 \times 10^{-6} \times \frac{(x - 0,09)}{x} + 435 \times 452 \times 10^{-6} =$$

$$= 19 \times 0,103 \times 0,8x + 19 \times (0,270 - 0,103) \times 0,210.$$

Преобразовав, получим квадратное уравнение:

$$1,5656x^2 - 0,2355x - 0,0686 = 0$$

Решив квадратное уравнение, получим значение высоты сжатой зоны:

$$x = 0,2976 \text{ м.}$$

Т.к.  $x=297,6 \text{ мм} > h_f=210\text{мм}$ , то предположение сделанное ранее (при составлении уравнения проекций всех сил на продольную ось элемента) об нахождении границы сжатой зоны в ребре является верным. Пересчет высоты сжатой зоны не производим.

В свою очередь, значение высоты сжатой зоны найдено в предположении достижения в арматуре  $A_{s1}$  напряжений, соответствующих расчетному сопротивлению  $f_{yd}$ . Для подтверждения данного допущения необходимо определить значение относительных деформаций  $e_{st}$  в арматуре от действующей нагрузки и сравнить их с деформациями  $e_{sy}$ , соответствующими расчетному сопротивлению  $f_{yd}$ .

Для определения относительных деформаций в арматуре  $e_{st}$  воспользуемся схемой распределения относительных деформаций по высоте сечения приведенным на рис.9.1.

Тогда:

$$e_{st} = \frac{e_{cu3} \cdot (d - x)}{x} = \frac{3.5 \cdot (863 - 297,6)}{297,6} = 6.65\text{‰}$$

Руководствуясь значением  $e_{st}$ , определим уровень напряжений в арматуре  $A_{s1}$  по рис.3.8 [4], используя диаграмму с горизонтальной верхней ветвью без ограничения относительных деформаций:

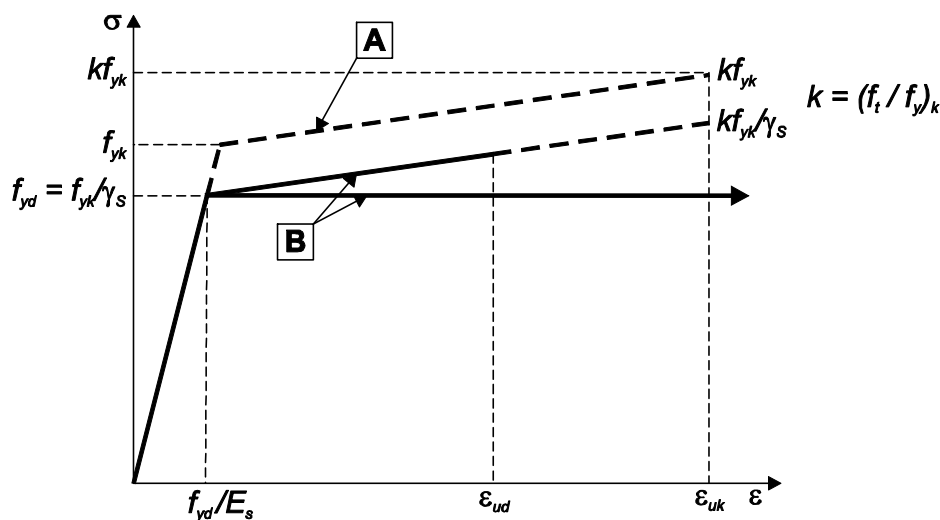


Рисунок 3.8 — Идеализированная (А) и расчетная (В) диаграммы «напряжение — относительная деформация» для арматуры (для растяжения и сжатия)

Рис. 9.2. (3.10 [4]) Идеализированная (А) и расчетная (В) диаграммы «напряжение — относительная деформация» для напрягаемой стали

$$\text{где } e_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{2 \times 10^5} \times 1000 = 2.175\%$$

Т.к.  $e_{st} = 6,65\% > e_{sy} = 2.175\%$ , то напряжения в арматуре  $A_{s1}$  достигают расчетного сопротивления арматуры  $f_{yd}$ . Использование расчетного сопротивления арматуры  $f_{yd}$  при нахождении высоты сжатой зоны является верным.

При  $e_{st} < e_{sy}$  требуется расчет значения высоты сжатой зоны с учетом фактических напряжений в арматуре ( $s_s < f_{yd}$ ).

При найденном значении  $x=297,6$  мм имеем:

$$De_p = \frac{e_{cu3} \times (x - c)}{x} = \frac{3,5 \times (297,6 - 90)}{297,6} = 2,4415 \%$$

$$N_{p,0} = P_{d,0} - De_p E_p A_p = 1466,9 - 0.0024415 \times 1,95 \times 10^5 \times 116 \times 10^{-3} = \\ = 1466,9 - 531,32 = 935,58 \text{ кН.}$$

Проверим правильность определения значения высоты сжатой зоны  $x$ . Для этого проверим выполнения условия равновесия – равенства нулю суммы проекций всех сил на продольную ось элемента:

$$N_{p,0} + f_{yd} \times A_{s1} - f_{cd}^p \times b_w \times x - f_{cd}^p \times (b_f - b_w) \times h_f = 935,58 \times 10^3 + 435 \times 452 - \\ - 19 \times 103 \times 0,8 \times 297,6 - 19 \times (270 - 103) \times 210 = \\ = 935580 + 196620 - 465922 - 666330 = - 52 \text{ Н} = 0.052 \text{ кН} \gg 0.$$

Отклонение проверки вызвано округлением значений при вычислении.

Сохраняем найденное значение высоты сжатой зоны  $x=297,6$  мм для дальнейших расчетов.

Выполним проверку несущей способности сечения стропильной балки в стадии изготовления, как внецентренно сжатого элемента.

В расчетном сечении действует внецентренно приложенное усилие  $N_{p,0}$  и изгибающий момент от собственного веса балки  $M_{Ed} = 10,28$  кНм.

Изгибающий момент от расчетного значения нагрузки относительно центра тяжести растянутой арматуры составит:

$$M_{Ed1} = N_{p,0} \times e_{s1} + M_{Ed} = 935,58 \times 0,773 + 10,28 = 733,5 \text{ кНм.}$$

где:  $e_{s1} = d - c = 863 - 90 = 773$  мм. (см. рис. 9.1)

Значение изгибающего момента, воспринимаемого сечением:

$$\begin{aligned}
M_{Rd} &= f_{cd}^p \times (b_f - b_w) \times h_f \times \frac{a}{e} - \frac{h_f}{2} \times \frac{\sigma}{\sigma} + f_{cd}^p \times b_w \times l \times \frac{a}{e} - \frac{l \times \sigma}{2 \times \sigma} = \\
&= 19 \times (270 - 103) \times 210 \times \frac{863}{e} - \frac{210}{2} \times \frac{\sigma}{\sigma} \times 10^{-6} + \\
&+ 19 \times 103 \times 0,8 \times 297,6 \times \frac{863}{e} - \frac{0,8 \times 297,6}{2} \times \frac{\sigma}{\sigma} \times 10^{-6} = 851,7 \text{ кНм.},
\end{aligned}$$

Поскольку выполняется условие:  $M_{Ed1} = 733,5 \text{ кНм} < M_{Rd} = 851,7 \text{ кНм}$ , то несущая способность балки в стадии изготовления при ее подъеме из опалубки после передачи усилия обжатия на бетон в сечении по первой монтажной петле, расположенной на расстоянии 1,475 м от торца, обеспечена.

## 10. Расчет несущей способности балки в стадии эксплуатации на действие поперечной силы

### 10.1 Определение усилий в сечениях балки

Расчетное значение поперечной силы в сечениях балки от действия внешней нагрузки определяем с учетом фактической схемы ее приложения – сосредоточенная нагрузка от веса конструкции покрытия и снега, приложенная в месте опирания ребристых плит покрытия. При этом распределительным характером собственного веса балки пренебрегаем, приводя ее так же к сосредоточенной нагрузке, приложенной в месте опирания ребристых плит.

Тогда значение сосредоточенной нагрузки, при ширине ребристых плит покрытия равной 3 м, составит:

$$P_d = p_d \cdot V_{пл} = 38,48 \cdot 3 = 115,4 \text{ кН.}$$

Расчетная схема балки и эпюра поперечной силы  $V_{Ed}$  приведены на рисунке 10.1.

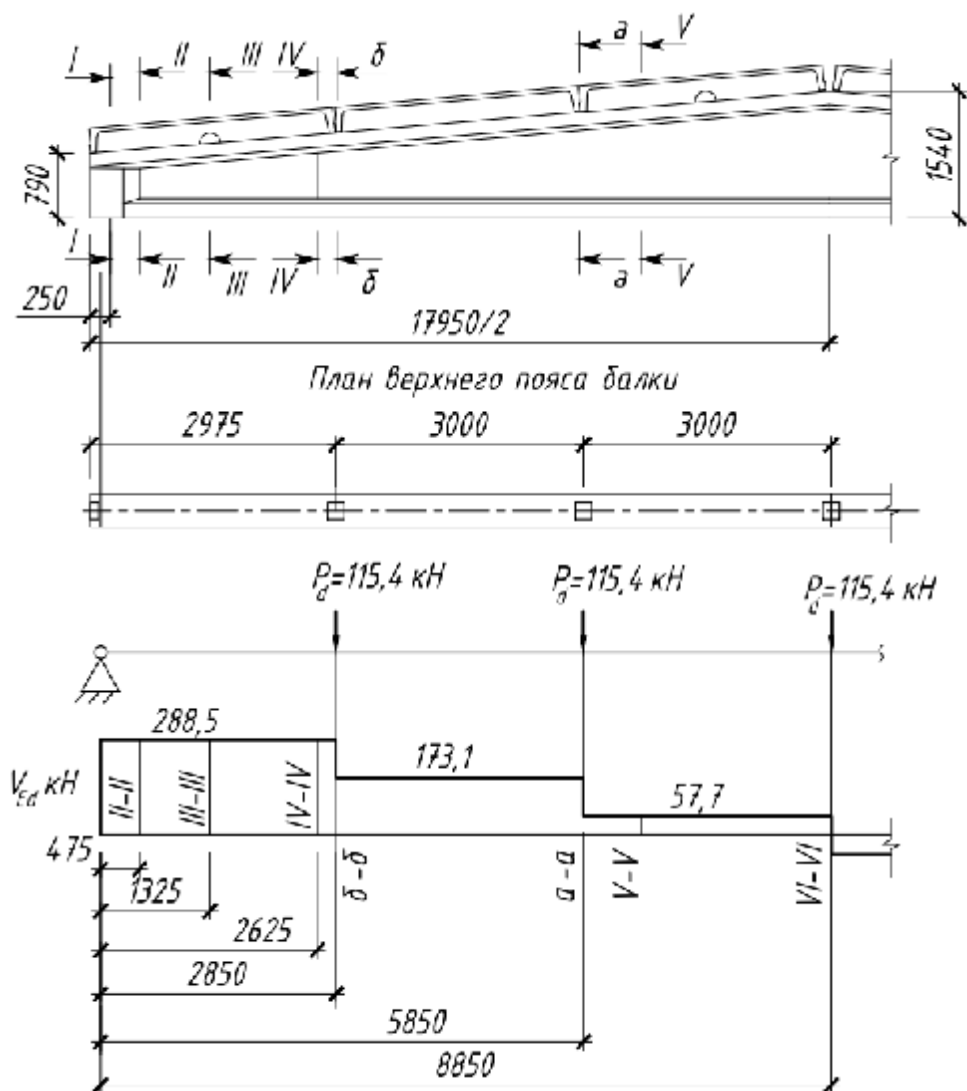


Рис.10.1 Расчетная схема балки и эпюра поперечной силы  $V_{Ed}$

## 10.2 Проверка необходимости постановки поперечной арматуры

Так как нагрузка на балку приложена в виде сосредоточенных сил, эпюра поперечных сил имеет постоянное значение в пределах участка, который равен ширине плиты покрытия (3 м). Значение сопротивления поперечной силе  $V_{Rd,c}$  зависит от геометрических размеров сечения – рабочей высоты сечения  $d$  и толщины стенки  $b_w$ .

Вследствие того, что поперечная сила на участке постоянна, а рабочая высота сечения  $d$  в пределах участка меняется незначительно, рекомендуется выбирать в качестве первого расчетного сечения - сечение имеющее минимальное толщину стенки  $b_w$ .

В пределах первого участка (первой плиты перекрытия считая от опоры) таким сечением является сечение IV – IV.

### Сечение IV – IV:

В соответствии с п. 6.2.2 (2) [4], для однопролетных предварительно напряженных элементов без поперечной арматуры расчетное значение сопротивления поперечной силе  $V_{Rd,c}$  определяется в зависимости от наличия трещин вследствие изгиба.

Поэтому для определения  $V_{Rd,c}$  в начале определяем наличие трещин в сечении вследствие изгиба.

Проверка по образованию трещин производится по условию:

$$M_{Ed} \leq M_{cr},$$

где  $M_{cr} = f_{ctd} \cdot W_c + M_{gp}$ ,  $M_{gp} = P_{m,t} \cdot (z_{cp} + r)$ ;

$W_c$  – упругий момент сопротивления бетонного сечения при образовании трещин нормальных к продольной оси элемента

$$W_c = \frac{I_c}{y_{0-0}} = \frac{0,02379}{0,557} = 0,0427 \text{ м}^3.$$

$M_{gp}$  – момент усилия предварительного напряжения относительно верхней ядровой точки.

Согласно п.5.10.8(1) в общем случае, расчетное значение усилия предварительного напряжения определяется как

$$P_{d,t}(x) = \varphi P_{m,t}(x);$$

где:  $P_{m,t}(x)$  - значение усилия предварительного напряжения в расчетном



сечении с учетом всех потерь.

Для определения значения  $P_{m,t}(x)$  в сечении IV-IV необходимо выполнить расчет потерь предварительного напряжения для данного сечения. В учебных целях для уменьшения объема расчетов принимаем значение потерь в сечении IV-IV, таким же как и в сечении V-V. Тогда для сечения IV-IV:

$$P_{m,t} = 1136,1 \text{ кН.}$$

$$g_p = 1 \text{ - согласно п. 2.4.2.2 [4].}$$

Расстояние от центра тяжести бетонного сечения до верхней ядровой точки равно:

$$r = \frac{W_c}{A_c} = \frac{0,0427}{0,1806} = 0,236 \text{ м.}$$

Тогда момент, воспринимаемый сечением, перед образованием трещин равен:

$M_{cr} = f_{ctd} \times W_c + P_{m,t} \times (z_{cp} + r) = 1,33 \times 0,0427 \times 10^3 + 1136,1 \times (0,467 + 0,236) = 855,5 \text{ кНм};$   
 т.к.  $M_{Ed} = 761,4 \text{ кНм} < M_{cr} = 855,5 \text{ кНм}$ , то трещины не образуются и для определения  $V_{Rd,c}$  используем зависимость 6.4 [4].

$$V_{Rd,c} = \frac{I b_w}{S} \sqrt{f_{ctd}^2 + a_1 \times s_{cp} \times f_{ctd}}, \quad (6.4)$$

где  $I$  – момент инерции сечения;

$b_w$  – ширина поперечного сечения в центре тяжести.

$S$  – статический момент площади сечения, расположенного над центральной осью, относительно этой оси;

$$S = b_f' \times h_f' \times \left( h_x - y_{0-0} - \frac{h_f'}{2} \right) + b_w \times \left( h_x - y_{0-0} - h_f' \right) \times \frac{(h_x - y_{0-0} - h_f')}{2} =$$

$$= 400 \times 185 \times \left( 1019 - 557 - \frac{185}{2} \right) + 80 \times (1019 - 557 - 185) \times \frac{(1019 - 557 - 185)}{2} = 30412160 \text{ м}^3$$

$$a_1 = \frac{l_x}{l_{pt2}} \leq 1,0 \text{ – для преднапряженных элементов;}$$

$l_x = 2750 \text{ мм}$  – расстояние до рассматриваемого сечения от начала зоны передачи напряжений;

$l_{pt2}$  — верхнее предельное значение длины зоны передачи напряжений для предварительно напряженных элементов согласно формуле (8.18) [4].;

$s_{cp}$  — сжимающие напряжения в бетоне на уровне центра тяжести от продольной силы и/или предварительного напряжения ( $s_{cp} = N_{Ed}/A_c$ , МПа,  $N_{Ed} > 0$  при сжатии).

$$l_{pt2} = 1,2l_{pt};$$

где  $l_{pt}$  - базовое значение длины зоны передачи напряжения определяется по формуле:

$$l_{pt} = a_1 a_2 A_E \times \frac{s_{pm0}}{f_{bpt}}, \quad (8.16)$$

где  $a_1 = 1,0$  — для постепенного отпуска;

$a_2 = 0,19$  — для канатов с тремя и семью проволоками;

$A_E$  — номинальный диаметр напрягающего элемента;

$s_{pm0}$  — напряжение в напрягающем элементе непосредственно после отпуска, т.е. с учетом первых потерь без учета потерь преднапряжения от упругого обжатия бетона.

$$s_{cp0} = \frac{P_{0,c}}{A_p} = \frac{1352,8 \times 10^3}{1116} = 1212,2 \text{ МПа};$$

При отпуске напрягающего элемента может быть принято, что предварительное напряжение передается на бетон с постоянным напряжением сцепления  $f_{bpt}$ :

$$f_{bpt} = h_{p1} h_1 f_{ctd}(t), \quad (8.15)$$

где  $h_{p1}$  — коэффициент, учитывающий вид напрягающего элемента и условия сцепления при отпуске:

$h_{p1} = 3,2$  — для канатов с тремя и семью проволоками;

$h_1 = 1,0$  — для хороших условий сцепления (см. п. 8.4.2[4]);

$f_{ctd}(t)$  — расчетное сопротивление бетона при растяжении в момент отпуска напрягающего элемента с учетом п 3.1.2 (9) и 3.1.6 (2)P[4]:

$$f_{ctd}(t) = a_{ct} 0,7 \times \frac{f_{ctm}(t)}{\gamma_c}.$$

где:  $a_{ct} = 1$ ,  $\gamma_c = 1,5$ .

$$f_{ctm}(t) = [b_{cc}(t)]^a \times f_{ctm}; \quad (3.4)$$

где:  $a = 1$  для  $t < 28$

$f_{ctm} = 2,9$  МПа.

$$b_{cc}(t) = \exp\left[0,20 \cdot \left(1 - \frac{28}{t}\right)^{1,2}\right] = \exp\left[0,20 \cdot \left(1 - \frac{28}{7}\right)^{1,2}\right] = 0,8187;$$

$s=0,20$  — для цемента классов прочности СЕМ 42,5 R, СЕМ 52,5 N и СЕМ 52,5 R (класс R);

$t=7$  — возраст бетона в сутках в момент отпуска напрягающего элемента.

Положительным влиянием тепло-влажностной обработки на степень зрелости бетона при определении значения  $f_{ctm}(t)$  пренебрегаем в запас надежности расчета.

Тогда:

$$f_{ctm}(t) = [b_{cc}(t)]^a \cdot f_{ctm} = 0,8187^1 \cdot 2,9 = 2,37 \text{ МПа};$$

$$f_{ctd}(t) = a_{ct} \cdot 0,7 \cdot \frac{f_{ctm}(t)}{g_c} = 1 \cdot 0,7 \cdot \frac{2,37}{1,5} = 1,11 \text{ МПа}.$$

$$f_{bpt} = h_{pl} \cdot h_1 \cdot f_{ctd}(t) = 3,2 \cdot 1 \cdot 1,11 = 3,55 \text{ МПа}.$$

$$l_{pt} = a_1 \cdot a_2 \cdot \frac{S_{pm0}}{f_{bpt}} = 1 \cdot 0,19 \cdot 2,5 \cdot \frac{1212,2}{3,36} = 857 \text{ мм}.$$

$$l_{pt2} = 1,2 \cdot l_{pt} = 1,2 \cdot 857 = 1028,4 \text{ мм}.$$

$$a_1 = \frac{l_x}{l_{pt2}} = \frac{2750}{1028,4} = 2,675 > 1, \text{ принимаем } a_1 = 1.$$

$$s_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{1136,1 \cdot 10^{-3}}{0,1806} = 6,3 \text{ МПа}.$$

где  $N_{Ed} = P_{m,t} = 1136,1 \text{ кН}$ .

$$V_{Rd,c} = \frac{I_{bw}}{S} \sqrt{f_{ctd}^2 + a_1 \cdot s_{cp} \cdot f_{ctd}} = \frac{0,02379 \cdot 10^{12} \cdot 80}{30412160} \sqrt{1,33^2 + 1 \cdot 6,3 \cdot 1,33} = 199354 \text{ Н} = 199,4 \text{ кН}.$$

Так как верхний пояс балки имеет уклон, то расчетное значение поперечной силы  $V_{Ed}$  в соответствии с п. 6.2.1(2) должно быть уменьшено на величину вертикальной составляющей равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения

$V_{ccd}$ :

$$V_{Ed,eff} = V_{Ed} - V_{ccd}.$$

$$V_{ccd} = \frac{M_{Ed}}{z} \tan \alpha_c = \frac{761,4}{0,836} \cdot \frac{1}{12} = 75,8 \text{ кН}.$$

где:  $z=0,9d=0,9 \cdot 0,929=0,836$  м – плечо внутренних пары сил равнодействующей в сжатом бетоне и растянутой арматуре.

$\alpha_c$  – угол наклона верхнего пояса.

Тогда:

$$V_{Ed,eff} = V_{Ed} - V_{ccd} = 288,7 - 75,8 = 212,9 \text{ кН.}$$

Поскольку  $V_{Rd,c} = 199,4 \text{ кН} < V_{Ed,eff} = 212,9 \text{ кН}$  поперечная арматура устанавливается по расчету.

### 10.3 Расчет площади сечения поперечной арматуры

#### Сечение IV-IV:

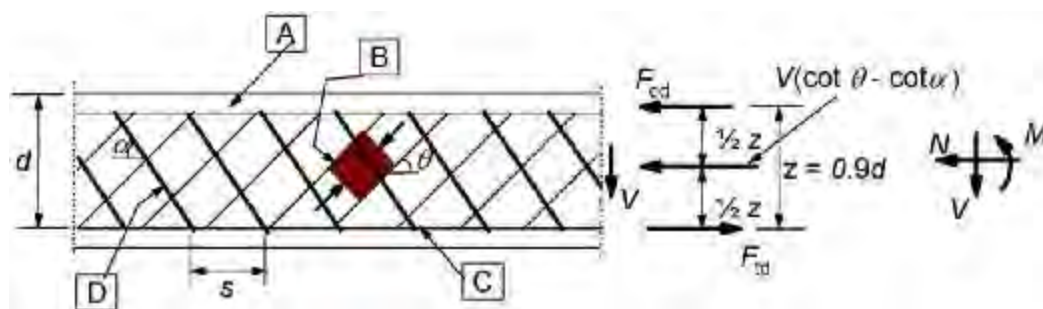
Расстояние от грани опоры до расчетного сечения (сечение IV-IV)  $x = 2450$  мм.

Рабочая высота сечения равна  $d=1019 - 90=929$  мм.

Толщина стенки  $b_w = 80$  мм.

Расчетное значение поперечной силы  $V_{Ed} = 288,7$  кН.

Расчет производим методом ферменной аналогии. Схема усилий в сечении представлена на рисунке 10.2.



[A] — сжатый пояс; [B] — сжатый подкос; [C] — растянутый пояс; [D] — поперечная арматура

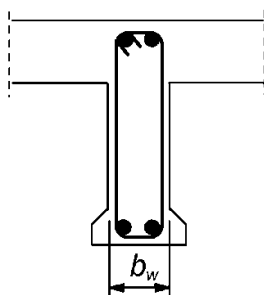


Рис.10.2 Ферменная модель и обозначения для элементов с поперечной арматурой

Требуемое количество поперечной арматуры в расчетном сечении, найдем

преобразовав условие 6.8 [4]:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z \times f_{ywd} \times \cot \varphi}, \text{ мм}^2/\text{мм}.$$

где  $A_{sw}$  – площадь сечения поперечной арматуры;

$s$  – расстояние между хомутами;

$f_{ywd}$  – расчетное значение предела текучести поперечной арматуры;

$\cot \varphi$  – значение котангенса угла наклона сжатого подкоса (наклонных трещин) к горизонтали.

$z$  – плечо внутренних пары сил равнодействующих в сжатом бетоне и растянутой арматуре.

$V_{Ed}$  – расчетное значение поперечной силы.

Определяем максимально возможное значение котангенса угла наклона трещин к горизонтали  $\cot \varphi$  из условия:

$$\cot \varphi = \frac{w + \sqrt{w^2 - 4}}{2},$$

при этом значение котангенса угла наклона трещин к горизонтали  $\cot \varphi$  в соответствии с требованиями п.6.2.3 (2) необходимо ограничивать в следующих пределах:

$$1 \leq \cot \varphi \leq 2,5. \quad (6.7N)$$

значение  $w = \cot \varphi + \tan \varphi$  определяем из условия 6.9 [4]:

$$w = \cot \varphi + \tan \varphi = \frac{a_{cw} \times b_w \times z \times n_1 \times f_{cd}}{V_{Ed}},$$

где:  $n_1 = n$  – коэффициент понижения прочности бетона, учитывающий влияние наклонных трещин;

$$n = 0,6 \frac{\sigma}{\sigma_c} - \frac{f_{ck}}{250} = 0,6 \frac{\sigma}{\sigma_c} - \frac{30}{250} = 0,528 \quad (6.6N)$$

$a_{cw}$  – коэффициент, учитывающий уровень напряжения в сжатом поясе.

Рекомендуемое значение для  $a_{cw}$  определяется по п.6.2.3[4] в зависимости от уровня сжимающих напряжений в бетоне:

$$a_{cw} = 1,25 \quad \text{для } 0,25f_{cd} = 5\text{МПа} < \sigma_{cp} = 6,3 \text{ МПа} \leq 0,5f_{cd} = 10\text{МПа}; \quad (6.11bN)$$

где  $s_{cp}$  — среднее сжимающее напряжение в бетоне, с положительным знаком, от расчетного значения продольной силы. Значения напряжения могут быть получены усреднением по сечению бетона с учетом арматуры. Значение для  $s_{cp}$  не требуется рассчитывать для зон, располагаемых ближе, чем расстояние, равное  $0,5d \cot \alpha$  от края опоры.

Тогда:

$$w = \cot \alpha + \tan \alpha = \frac{a_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \eta_1 \cdot f_{cd}}{V_{Ed}} = \frac{1,25 \cdot 80 \cdot 836 \cdot 0,528 \cdot 20}{288,7 \cdot 10^3} = 3,058.$$

$$1 \leq \cot \alpha = \frac{3,058 + \sqrt{3,058^2 - 4}}{2} = 2,69 \leq 2,5, \text{ принимаем } \cot \alpha = 2,5.$$

Так как верхний пояс балки имеет уклон, то расчетное значение поперечной силы  $V_{Ed}$ , на действие которой подбирается необходимое количество поперечной арматуры, в соответствии с п. 6.2.1(2) должно быть уменьшено на величину вертикальной составляющей равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения  $V_{ccd}$ :

$$V_{Ed,eff} = V_{Ed} - V_{ccd} = 212,9 \text{ кН.}$$

Тогда:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed,eff}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \alpha} = \frac{212,9 \cdot 10^3}{836 \cdot 348 \cdot 2,5} = 0,293 \text{ мм}^2/\text{мм.}$$

При назначении поперечного армирования руководствуемся конструктивными требованиями, приведенными в п.9.2.2 [4]. Так же, руководствуясь опытом проектирования, рекомендуем назначать диаметр поперечной арматуры не менее 6 мм, а шаг не более 400 мм.

Определяем наибольшее продольное расстояние (шаг) между следующими друг за другом элементами поперечной арматуры не должно превышать значения  $s_{l,max}$ , определяемому по формуле (9.6N) [4]:

$$s_{l,max} = 0,75d \cdot (1 - \cot \alpha) = 0,75 \cdot 229 \cdot (1 - \cot 90^0) = 696 \text{ мм.}$$

Учитывая небольшую толщину стенки в качестве поперечного армирования принимаем 2Ø8S500 ( $A_{sw}=101 \text{ мм}^2$ ).

Тогда необходимый шаг арматуры составит:

$$s = 101 / 0,293 = 344 \text{ мм.}$$

Предварительно принимаем 2Ø8S500 ( $A_{sw}=101 \text{ мм}^2$ ) с шагом  $s=300$  мм.

Определяем коэффициент поперечного армирования для прямого армирования по формуле (9.4) [4].

$$r_w = \frac{A_{sw}}{sb_w \sin a} = \frac{101}{300 \times 80 \times \sin 90^\circ} = 0,00421.$$

где  $a$  — угол между поперечной арматурой и продольной осью балки.

Коэффициент поперечного армирования не должен быть меньше минимального коэффициента поперечного армирования, определяемого по формуле (9.5N)[4]:

$$r_{w,min} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08\sqrt{30}}{500} = 0,000876 < r_w = 0,00421.$$

Условие выполняется.

Окончательно назначаем для сечения IV-IV: 2Ø8S500 шаг S=300 мм.

Выполняем проверки несущей способности сечения на действия поперечной силы, предусмотренные пп. 6.2.1(5), 6.2.1(6) [4]:

$$V_{Ed} = 288,7 \text{ кН} \leq V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{ccd} = 244,9 + 75,8 = 320,7 \text{ кН.}$$

$$V_{Rd,max} = 304,46 \text{ кН} > V_{Ed} - V_{ccd} = 228,7 - 75,8 = 212,9 \text{ кН.}$$

где:

- расчетное значение поперечной силы, которая может быть воспринята поперечной арматурой, достигшей текучести по формуле 6.8 [4] составит:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times z f_{ywd} \cot \alpha = \frac{101}{300} \times 836 \times 348 \times 2,5 = 244864 \text{ Н} = 244,9 \text{ кН.}$$

- расчетное значение максимальной поперечной силы, которая может быть воспринята элементом, из условия раздавливания сжатых подкосов по формуле 6.9 [4] составит:

$$V_{Rd,max} = \frac{a_{cw} > b_w z \eta_1 f_{cd}}{\cot \alpha + \tan \alpha} = \frac{1,25 > 80 > 836 > 0,528 > 20}{2,5 + 0,4} = 304455 \text{ Н} = 304,46 \text{ кН.}$$

Таким образом несущая способность сечения IV-IV на действие поперечной силы обеспечена:

Для дальнейшего расчета необходимо выбрать сечение, отстоящее на некотором расстоянии влево от рассмотренного сечения IV-IV.

В связи с тем, что значение поперечной силы постоянно, а толщина стенки  $b_w$  меняется в диапазоне от 120 до 80 мм, для дальнейшего расчета рекомендуется принять сечение соответствующее средней по длине толщине стенки  $b_w=100$  мм.

Учитывая тот факт, что в сечении III-III толщина стенки составляет  $b_w = 103$  мм, и для данного сечения ранее выполнен расчет геометрических характеристик и потерь усилия предварительного напряжения, в качестве следующего сечения для расчета на действие поперечной силы принимаем сечение III-III.

### **Сечение III-III:**

Расстояние от торца балки до расчетного сечения - 1475 мм.

Расстояние от внутренней грани опоры до расчетного сечения  $x = 1225$  мм.

Рабочая высота сечения равна  $d = 913 - 90 = 823$  мм.

Толщина стенки  $b_w = 103$  мм.

Расчет выполняется по аналогии с сечением IV-IV.

В результате выполненных расчетов получим, что в сечении III-III необходима установка поперечной арматуры 2Ø8S500 с шагом  $S=250$  мм.

Весь расчет для сечения III-III условно не приводим (выполнить самостоятельно). Однако для того, что бы сделать дальнейшие выводы о назначении следующих расчетных сечений, приведем некоторые расчетные значения для сечения III-III:

$$w = \cot \alpha + \tan \alpha = \frac{1,25 \cdot b_w \cdot z \cdot n_1 \cdot f_{cd}}{V_{Ed}} = \frac{1,25 \cdot 103 \cdot 741 \cdot 0,528 \cdot 20}{288,7 \cdot 10^3} = 3,488.$$

где:  $z = 0,9 \cdot 823 = 741$  мм.

$$1 \leq \cot \alpha = \frac{3,488 + \sqrt{3,488^2 - 4}}{2} = 3,17 \leq 2,5, \text{ принимаем } \cot \alpha = 2,5.$$

$$V_{Ed,eff} = V_{Ed} - V_{ccd} = 288,7 - 47,8 = 240,9 \text{ кН.}$$

$$V_{ccd} = \frac{M_{Ed}}{z} \tan \alpha_c = \frac{424,6}{0,741} \times \frac{1}{12} = 47,8 \text{ кН.}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed,eff}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \alpha} = \frac{240,9 \cdot 10^3}{741 \cdot 348 \cdot 2,5} = 0,374 \text{ мм}^2/\text{мм.}$$

При 2Ø8S500 ( $A_{sw} = 101 \text{ мм}^2$ ) расчетный шаг составляет  $s = 270$  мм. Назначаем шаг  $s = 250$  мм.

Вследствие того, что сжатый подкос исходящий из вершины сечения III-III влево (см. Рис.10.3) выходит за пределы внутренней грани опоры, т.е.  $z \cdot \cot \theta = 0,9 \cdot 823 \cdot 2,5 = 1851,75 \text{ мм} > x = 1225 \text{ мм}$ , дальнейший выбор расчетных сечений влево от сечения III-III не производим.



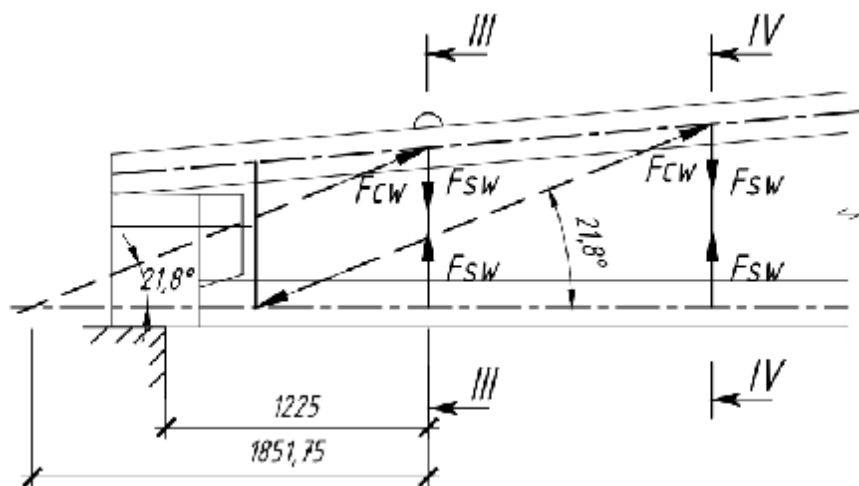


Рис.10.3 Схема заменяющей фермы с подкосами при расчете наклонных сечений в сечении баки.

Таким образом на участке балки в пределах первой плиты покрытия окончательно назначаем поперечное армирование: 2Ø8S500 с шагом  $s=250$  мм.

Дальнейший расчет производим для участка балки в пределах второй плиты покрытия. При этом расчетное значение поперечной силы от внешней нагрузки составляет  $V_{Ed}=173,1$  кН.

В качестве начальных расчетных сечений на данном участке рекомендуется назначить граничные сечения участка - «а-а» и «б-б» (см. Рис.10.1). Данные сечения соответствуют местам изменения поперечного усилия в балке. Необходимость выбора иных расчетных сечений в пределах рассматриваемого участка будет зависеть от результатов расчета сечений «а-а» и «б-б».

Для выполнения дальнейших расчетов необходимо определить геометрические характеристики сечений «а-а» и «б-б». Их значения приведены в таблице 5 (по аналогии с данными приведенными в таблице 4).

Таблица 5

Вычисляемые величины	Значения величин в сечениях	
	а-а	б-б
$l_x + 0,125$ м	5,975	2,975
$h_x$ , м	1,290	1,040
$b'_f$ , м	0,4	0,4
$b_f$ , м	0,27	0,27
$h'_f$ , м	0,185	0,185
$h_f$ , м	0,21	0,21
$b_w$ , м	0,08	0,08
$A_c$ , м <sup>2</sup>	0,2023	0,1823
$S_c$ , м <sup>3</sup>	0.141646	0,1035
$y_{0-0}$ , м	0.700	0,568
$(h_x - y_{0-0})$ , м	0,590	0,472
$c$ , м	0.09	0,09
$z_{cp}$ , м	0,610	0,478
$I_c$ , м <sup>4</sup>	0,04371	0,02508

**сечение а-а:**

Значение сопротивления поперечной силе элемента без поперечной арматуры  $V_{Rd,c}$  определяем в зависимости от наличия изгибных трещин в рассматриваемом сечении «а-а».

Определяем наличие изгибных трещин в сечении «а-а» по условию .

$$M_{Ed} \leq M_{cr},$$

$$\text{где } M_{cr} = f_{ctd} \cdot W_c + M_{fp}, \quad M_{fp} = P_{m,t} \cdot (z_{cp} + r);$$

$W_c$  – упругий момент сопротивления бетонного сечения при образовании трещин нормальных к продольной оси элемента

$$W_c = \frac{I_c}{y_{0-0}} = \frac{0,04371}{0,700} = 0,0624 \text{ м}^3.$$

$M_{fp}$  – момент усилия предварительного напряжения относительно верхней ядровой точки.

Согласно п.5.10.8(1) в общем случае, расчетное значение усилия предварительного напряжения определяется как

$$P_{d,t}(x) = g P_{m,t}(x);$$

где:  $P_{m,t}(x)$  - значение усилия предварительного напряжения в расчетном сечении с учетом всех потерь.

Для определения значения  $P_{m,t}(x)$  в сечении а-а необходимо выполнить расчет потерь предварительного напряжения для данного сечения. В учебных целях для уменьшения объема расчетов принимаем значение потерь в сечении а-а, таким же как и в сечении V-V. Тогда для сечения IV-IV:

$$P_{m,t} = 1136,1 \text{ кН.}$$

$$g_p = 1 - \text{согласно п. 2.4.2.2 [4].}$$

Расстояние от центра тяжести бетонного сечения до верхней ядерной точки равно:

$$r = \frac{W_c}{A_c} = \frac{0,0624}{0,2023} = 0,3087 \text{ м.}$$

Тогда момент, воспринимаемый сечением, перед образованием трещин равен:

$$M_{cr} = f_{ctd} \times W_c + P_{m,t} \times (z_{cp} + r) = 1,33 \times 0,0624 \times 10^3 + 1136,1 \times (0,610 + 0,3087) = 1126,7 \text{ кНм};$$

Изгибающий момент в сечениях «а-а»:

$$M_{a-a} = 0,5 p_d \times x_{a-a} \times (l_{eff} - x_{a-a}) = 0,5 \times 38,48 \times 5,85 \times (17,7 - 5,85) = 1333,8 \text{ кНм};$$

$$p_d = 38,48 \text{ кН/м.}$$

$x_{a-a} = 5,850$  м - расстояние от опоры до сечения по расчетной схеме балки (см. рис. 10.1).

т.к.  $M_{Ed} = 1333,8 \text{ кНм} > M_{cr} = 1126,7 \text{ кНм}$ , то трещины в сечении «а-а» образуются. Поэтому определение расчетного значения сопротивления поперечной силе элемента без поперечной арматуры  $V_{Rd,c}$  производится в соответствии с п. 6.2.2 [4] по формуле 6.2а [4]:

$$V_{Rd,c} = \frac{e}{e} C_{Rd,c} \times k \times (100 r_l \times f_{ck})^{1/3} + 0,15 \times s_{cp} \times b_w \times d, \quad (6.2a)$$

$$\text{но не менее} \quad V_{Rd,c,min} = (v_{min} + 0,15 \times s_{cp}) \times b_w \times d, \quad (6.2b)$$

где:  $f_{ck}$  - в МПа;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2, \text{ где } d - \text{ в мм;}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{g_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12;$$

$b_w$  – минимальная ширина поперечного сечения элемента в растянутой зоне;

$$v_{\min} = 0,035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2}; \quad (6.3N)$$

$r_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} \leq 0,02$  – коэффициент продольного армирования;

$A_{sl}$  – площадь сечения растянутой арматуры, которая заведена не менее чем на  $(l_{bd} + d)$  за рассматриваемое сечение;

Сжимающие напряжения в бетоне вследствие усилия обжатия

$$s_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \times f_{cd};$$

где  $N_{Ed}$  – продольная сила в поперечном сечении, вызванная действием предварительного напряжения ( $N_{Ed} > 0$  при сжатии)

$A_c$  – площадь бетонного сечения, мм<sup>2</sup>.

Тогда для сечения «а-а» имеем:

рабочая высота сечения равна  $d = 1290 - 90 = 1200$  мм;

толщина стенки  $b_w = 80$  мм.

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{1200}} = 1,408 < 2.$$

$$r_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} = \frac{1116}{80 \times 1200} = 0,0116 < 0,02$$

$$s_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{1144,9 \times 10^3}{0,2023 \times 10^6} = 5,66 \text{ МПа} > 0,2 \times f_{cd} = 0,2 \times 20 = 4 \text{ МПа}.$$

$$v_{\min} = 0,035 \times 1,408^2 \times 37^2 = 0,355.$$

$$V_{Rd,c} = [0,12 \times 1,408 \times 100 \times 0,0116 \times 30]^{1/3} + 0,15 \times 4 \times 80 \times 1200 = 110558 \text{ Н} = 110,6 \text{ кН}.$$

$$V_{Rd,c,\min} = (0,355 + 0,15 \times 4) \times 80 \times 1200 = 91680 \text{ Н} = 91,68 \text{ кН}.$$

Принимаем  $V_{Rd,c} = 110,6$  кН.

Так как верхний пояс балки имеет уклон, то расчетное значение поперечной силы  $V_{Ed}$  в соответствии с п. 6.2.1(2) должно быть уменьшено на величину вертикальной составляющей равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения

$V_{ccd}$ :

$$V_{Ed,\text{eff}} = V_{Ed} - V_{ccd}.$$

$$V_{ccd} = \frac{M_{Ed}}{z} \tan a_c = \frac{1333,8}{1,080} \times \frac{1}{12} = 102,9 \text{ кН.}$$

где:  $z=0,9d=0,9 \cdot 0,12=1,080$  м – плечо внутренних пары сил равнодействующих в сжатом бетоне и растянутой арматуре.

$a_c$  – угол наклона верхнего пояса.

$$\text{Тогда: } V_{Ed,eff} = V_{Ed} - V_{ccd} = 173,1 - 102,9 = 70,2 \text{ кН.}$$

Поскольку  $V_{Rd,c} = 110,6 \text{ кН} > V_{Ed,eff} = 70,2 \text{ кН}$  поперечная арматура устанавливается конструктивно.

### сечение б-б:

Определяем наличие изгибных трещин в сечении «а-а» по условию .

$$M_{Ed} \leq M_{cr},$$

$$\text{где } M_{cr} = f_{ctd} \times W_c + M_{гр}, \quad M_{гр} = P_{m,t} \times (z_{cp} + r),$$

$$W_c = \frac{I_c}{y_{0-0}} = \frac{0,02508}{0,568} = 0,04415 \text{ м}^3.$$

$$P_{d,t}(x) = \varphi P_{m,t}(x) = 1136,1 \text{ кН};$$

В учебных целях для уменьшения объема расчетов принимаем значение потерь в сечении «б-б», таким же, как и в сечении V-V.

$$P_{m,t} = 1136,1 \text{ кН.}$$

$$\varphi = 1 - \text{согласно п. 2.4.2.2 [4].}$$

Расстояние от центра тяжести бетонного сечения до верхней ядровой точки равно:

$$r = \frac{W_c}{A_c} = \frac{0,04415}{0,1823} = 0,242 \text{ м.}$$

Тогда момент, воспринимаемый сечением, перед образованием трещин равен:

$$M_{cr} = f_{ctd} \times W_c + P_{m,t} \times (z_{cp} + r) = 1,33 \times 0,04415 \times 10^3 + 1136,1 \times (0,478 + 0,242) = 876,7 \text{ кНм};$$

Изгибающий момент в сечениях «б-б»:

$$M_{б-б} = 0,5 p_d \times x_{б-б} \times (l_{eff} - x_{б-б}) = 0,5 \times 38,48 \times 2,85 \times (17,7 - 2,85) = 814,3 \text{ кНм};$$

$$p_d = 38,48 \text{ кН/м.}$$

$x_{б-б} = 2,850$  м - расстояние от опоры до сечения по расчетной схеме балки (см. рис. 10.1).

т.к.  $M_{Ed} = 814,3 \text{ кНм} < M_{cr} = 876,7 \text{ кНм}$ , то трещины в сечении «б-б» не образуются. Поэтому определение расчетного значения сопротивления поперечной силе элемента без поперечной арматуры  $V_{Rd,c}$ , производим используя зависимость 6.4 [4].

$$V_{Rd,c} = \frac{I b_w}{S} \sqrt{f_{ctd}^2 + a_1 \times s_{cp} \times f_{ctd}}, \quad (6.4)$$

где  $I=0,02508 \text{ м}^4$  – момент инерции сечения;

$b_w=80 \text{ мм}^4$ ; – ширина поперечного сечения в центре тяжести.

$$S = b_f' \times h_f' \times \left( \frac{h_x - y_{0-0}}{2} + b_w \times \left( h_x - y_{0-0} - h_f' \right) \times \frac{(h_x - y_{0-0} - h_f')}{2} \right) =$$

$$= 400 \times 185 \times \left( \frac{472 - 185}{2} + 80 \times \left( 472 - 185 \right) \times \frac{(472 - 185)}{2} \right) = 31377760 \text{ мм}^3.$$

$l_x=2975 \text{ мм}$  – расстояние до рассматриваемого сечения от начала зоны передачи напряжений;

$$l_{pt2} = 1,2l_{pt} = 1,2 \times 857 = 1028,4 \text{ мм. (см. сечение IV-IV).}$$

$$a_1 = \frac{l_x}{l_{pt2}} = \frac{2975}{1028,4} = 2,9 > 1, \text{ принимаем } a_1 = 1.$$

$$s_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{1136,1 \times 10^3}{0,1823} = 6,23 \text{ МПа.}$$

где  $N_{Ed} = P_{m,t} = 1136,1 \text{ кН}$ .

$$V_{Rd,c} = \frac{I b_w}{S} \sqrt{f_{ctd}^2 + a_1 \times s_{cp} \times f_{ctd}} = \frac{0,02508 \times 10^{12} \times 80}{31377760} \sqrt{1,33^2 + 1 \times 6,23 \times 1,33} = 202760 \text{ Н} =$$

$$= 202,76 \text{ кН.}$$

Так как верхний пояс балки имеет уклон, то расчетное значение поперечной силы  $V_{Ed}$  в соответствии с п. 6.2.1(2) должно быть уменьшено на величину вертикальной составляющей равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения  $V_{ccd}$ :

$$V_{Ed,eff} = V_{Ed} - V_{ccd}$$

$$V_{ccd} = \frac{M_{Ed}}{z} \tan a_c = \frac{814,3}{0,855} \times \frac{1}{12} = 79,3 \text{ кН.}$$

где:  $z=0,9d=0,9 \cdot (1,04-0,09)=0,855 \text{ м}$ .

$a_c$  – угол наклона верхнего пояса.

$$\text{Тогда: } V_{Ed,eff} = V_{Ed} - V_{ccd} = 173,1 - 79,3 = 93,8 \text{ кН.}$$

Поскольку  $V_{Rd,c} = 202,76 \text{ кН} > V_{Ed,eff} = 93,8 \text{ кН}$  поперечная арматура устанавливается конструктивно.

Таким образом, параметры поперечного армирования на участке балки в пределах второй плиты покрытия определяем руководствуясь конструктивными требованиями.

Руководствуясь опытом проектирования, рекомендуем назначать диаметр поперечной арматуры не менее 6 мм, а шаг не более 400 мм.

Поэтому в пределах второй плиты покрытия предварительно назначаем поперечное армирование: Ø6S500 ( $A_{sw}=28,3 \text{ мм}^2$ ) с шагом  $s=400 \text{ мм}$ .

Проверяем конструктивные требования.

Наибольшее продольное расстояние (шаг) между следующими друг за другом элементами поперечной арматуры  $s_{l,max}$ , определяем по формуле (9.6N) [4]:

$$s_{l,max} = 0,75d \times (1 - \cot \alpha) = 0,75 \times 950 \times (1 - \cot 90^0) = 712,5 \text{ мм.}$$

$$d = 1040 - 90 = 950 \text{ мм.}$$

$$s = 400 \text{ мм} < s_{l,max} = 712,5 \text{ мм} - \text{условие выполняется.}$$

Определяем коэффициент поперечного армирования для прямого армирования по формуле (9.4) [4].

$$r_w = \frac{A_{sw}}{s b_w \sin \alpha} = \frac{28,3}{400 \times 80 \times \sin 90^0} = 0,000884 .$$

Определяем минимальный коэффициент поперечного армирования по формуле (9.5N) [4]:

$$r_{w,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \sqrt{30}}{500} = 0,000876.$$

$$r_w = 0,000884 > r_{w,min} = 0,000876 \text{ условие выполняется.}$$

Таким образом на участке в пределах второй плиты перекрытия окончательно назначаем поперечное армирование Ø6S500 с шагом  $s=400 \text{ мм}$ .

Поскольку в сечении «а-а» (см. расчет) поперечная арматура устанавливается конструктивно, то и в пределах третьей плиты покрытия также назначается конструктивное армирование: Ø6S500 ( $A_{sw}=28,3 \text{ мм}^2$ ) с шагом  $s=400 \text{ мм}$ .

Проверяем конструктивные требования.

Наибольшее продольное расстояние (шаг)  $s_{l,max}$  по формуле (9.6N) [4]:

$$s_{l,max} = 0,75d \times (1 - \cot \alpha) = 0,75 \times 1200 \times (1 - \cot 90^0) = 900 \text{ мм.}$$

$d=1200$  мм, (см. сечение а-а).

$s=400$  мм  $< s_{l,max}=900$  мм – условие выполняется.

Коэффициент поперечного армирования для прямого армирования по формуле (9.4) [4].

$$r_w = \frac{A_{sw}}{sb_w \sin a} = \frac{28,3}{400 \times 80 \times \sin 90^0} = 0,000884 .$$

Минимальный коэффициент поперечного армирования по формуле (9.5N) [4]:

$$r_{w,min} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08\sqrt{30}}{500} = 0,000876.$$

$r_w = 0,000884 > r_{w,min} = 0,000876$  условие выполняется.

Таким образом на участке в пределах третьей плиты перекрытия окончательно назначаем поперечное армирование  $\text{Ø}6S500$  с шагом  $s=400$  мм.

Распределительную арматуру сеток назначаем  $\text{Ø}5S500$  с шагом  $s=500$  мм.

Конструирование арматурных сеток (определение габаритов) производим руководствуясь пп. 4, 8, 9 [4].

Таким образом, поперечное армирование балки представлено тремя типоразмерами арматурных сеток, расположенных по ее длине (см. Рис. 10.3). При этом в приопорной зоне в поперечном сечении балки устанавливается две арматурные сетки.

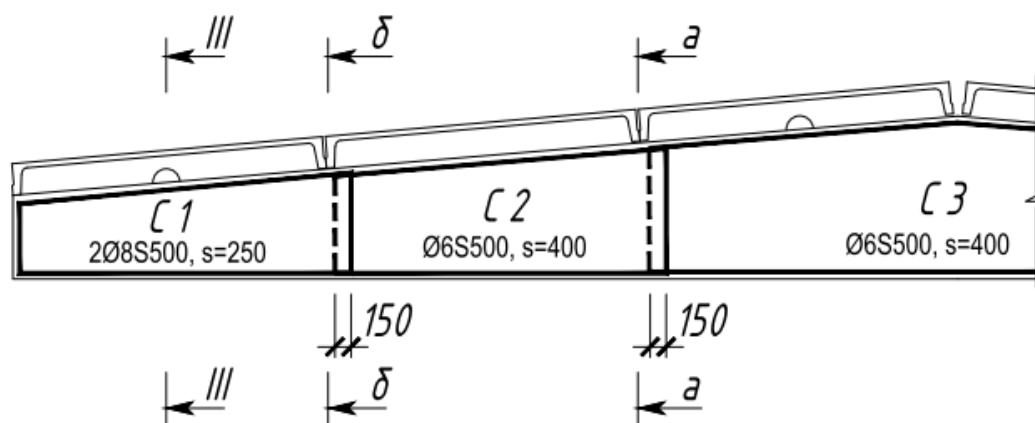


Рис. 10.3 Схема расстановки сеток поперечного армирования по длине балки



### 11. Проверка несущей способности балки в коньке на отрыв верхней полки от стенки.

Вертикальное усилие, отрывающее полку балки от стенки в коньке (сечение V-V), определяют как сумму проекций на вертикальную ось усилий сжатия в верхней полке балки:

$$D = \frac{2M_{Ed}}{(d - 0,5h_f)} \times \text{tg}b = \frac{2 \times 506,9 \times 10^6}{(1450 - 0,5 \times 185)} \times \frac{1}{12} = 185 \times 10^3 \text{ Н.}$$

Площадь вертикальной арматуры:

$$A_{st} = \frac{D}{f_{yd}} = \frac{185 \times 10^3}{435} = 425,3 \text{ мм}^2.$$

Принимаем арматуру 4Æ12 класса S500 ( $A_{st}=452 \text{ мм}^2$ ).

Стержни должны быть расположены на участке балки длиной не более  $\frac{h}{3} = \frac{1540}{3} \gg 500 \text{ мм}$ , где  $h$  – высота балки в коньке.

Схема армирования балки в коньке представлено на рис.11.1

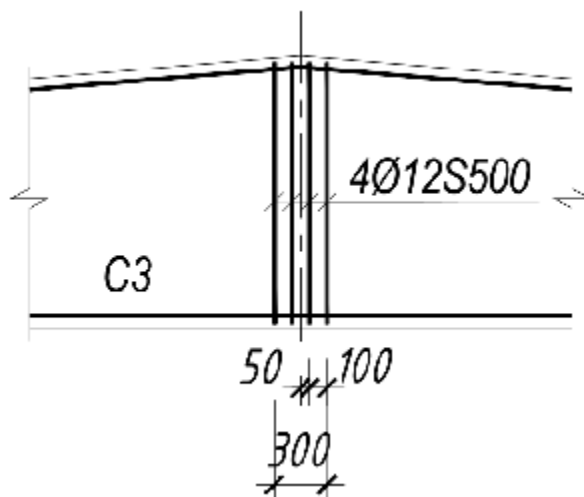


Рис. 11.1 Схема армирования балки в коньке

## 12. Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента

Расчет по образованию трещин выполняется при частом сочетании воздействий, исходя из условно упругой модели сечения в соответствии с п.7.1(2) [4].

Расчетное сечение расположено на расстоянии  $x = 0,37l_{eff} = 6,55$  м от опоры.

Значение изгибающего момента в рассчитываемом сечении при частом сочетании воздействий равно

$$M_{i,fr} = 0,5 \times 29,12 \times 6,55 \times (17,7 - 6,55) = 1063,35 \text{ кНм}.$$

Проверка по образованию трещин производится по условию

$$M_{Ek} \leq M_{cr},$$

где  $M_{cr} = f_{ctm} > W_c + M_{rp}$ ,  $M_{rp} = P_{m,t} > (z_{cp} + r)$ ;

$W_c$  – упругий момент сопротивления бетонного сечения при образовании трещин нормальных к продольной оси элемента

$$W_c = \frac{I_c}{y_{0-0}} = \frac{0,04873}{0,730} = 0,0668 \text{ м}^3.$$

$M_{rp}$  – момент от усилия предварительного напряжения относительно верхней ядровой точки.

В расчет следует вводить нижний предел значения усилия предварительного напряжения  $P_{k,inf} = r_{inf} \times P_{m,t}$ , где  $r_{inf}$  – коэффициент, определяющий нижний предел значения усилия предварительного обжатия при расчетах по предельным состояниям эксплуатационной пригодности, принимаемый согласно п.5.10.9(1) [4] равным 0,95 при натяжении на упоры.

$$P_{k,inf} = r_{inf} > P_{m,t} = 0,95 > 1136,1 = 1079,3 \text{ кН}.$$

Расстояние от центра тяжести бетонного сечения до верхней ядровой точки равно

$$r = \frac{W_c}{A_c} = \frac{0,0668}{0,29678} = 0,225 \text{ м}.$$

Тогда момент, воспринимаемый сечением, перед образованием трещин равен

$$M_{cr} = f_{ctm} > W_c + P_{k,inf} (z_{cp} + r) = 2,9 \times 0,0668 \times 10^3 + 1079,3 \times (0,64 + 0,225) = 1233,09 \text{ кНм}.$$

Поскольку  $M_{Ek,fr} = 1063,35 \text{ кНм} < M_{cr} = 1233,09 \text{ кНм}$ , трещиностойкость сечения при частом сочетании воздействий обеспечена.

В связи с этим проверку выполнения условия декомпрессии при практически постоянном сочетании воздействий и проверку ширины раскрытия при частом сочетании воздействий производить не требуется.

Однако в методических целях в п.14 и п.15 далее приведены примеры указанных расчетов, которые следует использовать в случае образования трещин при частом сочетании воздействий.

### 13. Проверка выполнения условия декомпрессии

Согласно п. 7.3.1(5) и таблице 7.1N [4] для конструкций, относящихся к классам эксплуатации ХС1, ХС2 и ХС3, при практически постоянном сочетании воздействий должно выполняться условие декомпрессии, которое означает, что все части имеющего сцепление с бетоном напрягающего элемента должны были расположены не менее чем на 25 мм внутри сжатого бетона. Практически это означает, что на нижней грани балки не должно быть растягивающих напряжений, т.е. должно выполняться условие

$$M_{\text{Ek,lt}} \leq M_{\text{rp}},$$

где  $M_{\text{rp}} = P_{k,\text{inf}} (z_{\text{cp}} + r)$ .

Значение изгибающего момента в рассчитываемом сечении при практически постоянном сочетании воздействий равно

$$M_{\text{Ek,lt}} = 0,5 \times q_{\text{d,lt}} \times x_i \times (l_{\text{eff}} - x_i) = 0,5 \times 24,64 \times 6,55 \times (17,7 - 6,55) = 899,8 \text{ кНм.}$$

$$M_{\text{rp}} = P_{k,\text{inf}} (z_{\text{cp}} + r) = 1079,3 \times (0,640 + 0,323) = 1039,4 \text{ кНм.}$$

Так как  $M_{\text{Ek,lt}} = 899,8 \text{ кНм} < M_{\text{rp}} = 1039,4 \text{ кНм}$ , условие декомпрессии выполнено.

### 14. Проверка ширины раскрытия трещин

Значение изгибающего момента в рассчитываемом сечении при частом сочетании воздействий равно

$$M_{i,\text{fr}} = 0,5 \times 29,12 \times 6,55 \times (17,7 - 6,55) = 1063,35 \text{ кНм.}$$

Согласно требованиям таблицы 7.1N [4] при частом сочетании воздействий для предварительно напряженных конструкций, находящихся в условиях класса среды по условиям эксплуатации ХС2, ХС3 и ХС4, предельно допустимое значение ширины раскрытия трещин составляет  $w_{\text{max}} = 0,2 \text{ мм}$ .

Определяем высоту сжатой зоны для сечения с трещиной, используя данные таблицы 6. В запас расчета не учитываем площадь армирования сжатой зоны балки, принимая  $A_{s2}=0$ .

Определяем процент армирования расчетного сечения продольной арматурой

$$r_{III} = \frac{A_{s1}}{b_w \times d} = \frac{1116}{80 \times 1243} = 0,0112$$

Определяем значения вспомогательных коэффициентов

$$a_1 = \frac{h'_f}{d} = \frac{185}{1243} = 0,149; \quad a_2 = \frac{b'_f}{b_w} = \frac{400}{80} = 5.$$

$$a_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{1,95 \times 10^5}{33 \times 10^3} = 5,909.$$

$$A_{II} = a_e r_{III} \frac{A_{s2} c_1}{A_{s1} d} + \frac{A_{s2} c_1}{A_{s1} d} = 5,909 \times 0,0112 = 0,0662.$$

$$B_{II} = a_e r_{III} \frac{A_{s2}}{A_{s1}} + \frac{A_{s2}}{A_{s1}} = 5,909 \times 0,0112 = 0,0662.$$

$$C_{II} = a_1 (a_2 - 1) + B_{II} = 0,149(5 - 1) + 0,0662 = 0,6622.$$

$$D_{II} = a_1^2 (a_2 - 1) + 2A_{II} + 0,149^2 (5 - 1) + 2 \times 0,0662 = 0,2212.$$

$$k_{xII} = -C_{II} + \sqrt{C_{II}^2 + D_{II}} = -0,6622 + \sqrt{0,6622^2 + 0,2212} = 0,15.$$

Высота сжатой зоны равна

$$x_{II} = k_{xII} \times d = 0,15 \times 1243 = 186,5 \text{ мм.}$$

Определяем расстояние от центра усилия в сжатой зоне бетона до нейтральной оси

$$x_c = \frac{2}{3} x_{II} \frac{a_2 - (a_2 - 1) \frac{h'_f}{x_{II}} + \frac{h'_f}{x_{II}}}{a_2 - (a_2 - 1) \frac{h'_f}{x_{II}} + \frac{h'_f}{x_{II}}} = \frac{2}{3} 186,5 \frac{5 - (5 - 1) \frac{185}{186,5} + \frac{185}{186,5}}{5 - (5 - 1) \frac{185}{186,5} + \frac{185}{186,5}} = 124,3 \text{ мм.}$$

Тогда плечо внутренней пары сил составит

$$z = d - x_{II} + x_c = 1243 - 186,5 + 124,3 = 1180,8 \approx 1181 \text{ мм.}$$

Приращение напряжений в растянутой арматуре определяем по формуле

$$\Delta \sigma_p = \frac{M_{i,fr} - P_{m,t} \times z_{cp}}{z \times A_p} = \frac{1063,35 \times 10^6 - 1079,3 \times 10^3 \times 640}{1181 \times 116} = 284 \text{ МПа.}$$

Находим эффективную площадь растянутого бетона, окружающего растянутую арматуру или напрягающие элементы, с высотой  $h_{c,ef}$ .

При этом  $h_{c,ef}$  принимают как меньшее из значений

$$2,5(h - d) = 2,5(1346 - 1243) = 257,5 \text{ мм};$$

$$(h - x)/3 = (1346 - 186,5)/3 = 386,5 \text{ мм};$$

$$h/2 = 1346/2 = 673 \text{ мм}.$$

Принимаем  $h_{c,ef} = 257,5 \text{ мм}$ .

Определяем эффективную площадь растянутого бетона, окружающего растянутую арматуру

$$A_{c,eff} = b_f \times h_f + b_w \times (h_{c,ef} - h_f) = 270 \times 210 + 80 \times (257,5 - 210) = 60500 \text{ мм}^2.$$

Определяем эффективный коэффициент армирования по формуле 7.10 [4] с учетом указаний к формуле 7.5 [4]

$$r_{eff} = \frac{x_1 A_p}{A_{c,eff}} = \frac{\sqrt{x} A_p}{A_{c,eff}} = \frac{\sqrt{0,6} \times 1116}{60500} = 0,0143.$$

Значение коэффициента  $x = 0,6$  принято по таблице 6.2 [4] как для канатов.

Находим значение разности средних относительных деформаций арматуры и средних относительных деформаций бетона между трещинами

$$(e_{sm} - e_{cm}) = \frac{Ds_p - k_t \frac{f_{ct,eff}}{r_{l,eff}} (1 + a_e r_{l,eff})}{E_s} =$$

$$\frac{284 - 0,6 \frac{2,9}{0,0143} (1 + 5,909 \times 0,0143)}{195000} = 7,80 \times 10^{-4}$$

$$\text{Полученное значение меньше чем } 0,6 \frac{Ds_p}{E_s} = 0,6 \frac{284}{195000} = 8,74 \times 10^{-4}.$$

В связи с этим для дальнейших расчетов принимаем  $(e_{sm} - e_{cm}) = 8,74 \times 10^{-4}$

Максимальное расстояние между трещинами:

$$s_{r,max} = k_3 \times c + k_1 \times k_2 \times k_4 \frac{AE}{r_{l,eff}}$$

Принимаем  $k_1 = 1,6$  (для канатов);  $k_2 = 0,5$  (для изгиба);  $k_3 = 3,4$ ;  $k_4 = 0,425$ .  
Получаем:

$$s_{r,max} = 3,4 \times 43 + 1,6 \times 0,5 \times 0,425 \frac{12,5}{0,0143} = 443 \text{ мм}$$

Ширина раскрытия трещины

$$w_k = (e_{sm} - e_{cm}) \times s_{r,max} = 8,74 \times 10^{-4} \times 443 = 0,387 \text{ мм} > w_{k,lim} = 0,2 \text{ мм}.$$

Проверка по ширине раскрытия трещин не выполняется. Превышение составляет почти в 2 раза. Для выполнения данного условия рекомендуется в первую очередь при сохранении примерно той же площади сечения преднапряженной арматуры уменьшить диаметр стержня в 2 раза, т.е. принять равным 6 мм. Если после данных изменений проверка ширины раскрытия трещин не выполняется, то необходимо увеличивать высоту сечения балки.

### 15. Расчет деформаций балки

При использовании упрощенного метода расчета, прогибы предварительно напряженных конструкций допускается рассчитывать, исходя из принципа суперпозиции, т.е. суммируя прогибы от внешних нагрузок и предварительного обжатия

$$a(\varphi, t_0) = a_f + a_p \text{ и } a_{lim},$$

где  $a_f$  — прогиб от внешних нагрузок;

$a_p$  — прогиб от предварительного обжатия (выгиб).

Согласно п.7.4.1(4) внешний вид и общая эксплуатационная пригодность несущей конструкции могут быть ухудшены, если рассчитанный прогиб балки при практически постоянном сочетании воздействий превышает 1/250 пролета.

Таким образом, требуется определить прогиб  $a_{\varphi,d}$  в середине пролета двускатной балки покрытия при практически постоянном сочетании воздействий.

Прогиб  $a_{\varphi,d}$  при практически постоянном сочетании воздействий и прогиб  $a_p$  от предварительного обжатия (выгиб) определяются при жесткости сечения, определяемой для элементов с трещинами по формуле

$$B(\varphi, t_0) = \frac{E_{c,eff} \times I_{II}}{1 - b_1 \times b_2 \times \frac{\sigma_{cr}}{E_{Ek,n}} \times \frac{\sigma_{cr}^2}{\sigma} \times \frac{I_{II}}{I_1} \times \frac{\sigma}{E}}$$

где  $E_{c,eff}$  — эффективный модуль упругости бетона;

$I_{II}, I_I$  — соответственно момент инерции сечения с трещиной и без трещины, определяемый с учетом отношения  $a_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}}$ .

Значения эффективного модуля упругости бетона  $E_{c,eff}$  определяются:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + F(\varphi, t_0)},$$

где  $F(\varphi, t_0)$  — предельное значение коэффициента ползучести для бетона.

$M_{Ek,n}$  — изгибающий момент от соответствующего сочетания воздействий или вызванный усилием обжатия.

$M_{cr}$  — изгибающий момент, при котором образуются трещины.

Для железобетонных элементов без трещин жесткость сечения определяют по вышеуказанной формуле (16.1) принимая  $I_{II} = I_I$ .

Тогда

$$B(\varphi, t_0) = E_{c,eff} \times I_I.$$

Формулы для расчета моментов инерции сечения для железобетонных элементов, имеющих полки в сжатой и растянутой зонах, приведены в таблице 6.

Определяем эффективный модуль деформаций

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + F(\varphi, t_0)} = \frac{33 \times 10^3}{1 + 3,26} = 7,57 \times 10^3 \text{ МПа},$$

$$a_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{1,95 \times 10^5}{7,57 \times 10^3} = 25,76.$$

Вычисляем момент инерции сечения без трещины  $I_I$ , используя формулы таблицы 15.1.

Таблица 15.1 Формулы для определения момента инерции

Без трещин	С трещинами
$x_I = k_{xI} > h \quad r_{II} = \frac{A_{s1}}{b_w \times h}$ $a_1 = \frac{h'_f}{h}; a_2 = \frac{b'_f}{b_w}; a_3 = \frac{h_f}{h}; a_4 = \frac{b_f}{b_w}$	$x_{II} = k_{xII} > d; \quad r_{III} = \frac{A_{s1}}{b_w \times d}$ $a_1 = \frac{h'_f}{d}; \quad a_2 = \frac{b'_f}{b_w}$
$k_{xI} = \frac{0,5 + C_I}{1 + D_I}$	$k_{xII} = -C_{II} + \sqrt{C_{II}^2 + D_{II}}$
$C_I = 0,5a_1^2(a_2 - 1) + a_3(a_4 - 1)(1 - 0,5a_3) + A_I$	$C_{II} = a_1(a_2 - 1) + B_{II}$
$D_I = a_1(a_2 - 1) + a_3(a_4 - 1) + B_I$	$D_{II} = a_1^2(a_2 - 1) + 2A_{II}$
$A_I = a_e r_{II} \frac{d}{h} \frac{\sigma_c}{\sigma_s} + \frac{A_{s2} c_1}{A_{s1} d} \frac{\sigma_c}{\sigma_s}$	$A_{II} = a_e r_{III} \frac{d}{h} \frac{\sigma_c}{\sigma_s} + \frac{A_{s2} c_1}{A_{s1} d} \frac{\sigma_c}{\sigma_s}$
$B_I = a_e r_{II} \frac{\sigma_c}{\sigma_s} + \frac{A_{s2}}{A_{s1}} \frac{\sigma_c}{\sigma_s}$	$B_{II} = a_e r_{III} \frac{\sigma_c}{\sigma_s} + \frac{A_{s2}}{A_{s1}} \frac{\sigma_c}{\sigma_s}$
$I_I = k_I \frac{b_w h^3}{12}$	$I_{II} = k_{II} \frac{b_w d^3}{12}$
$k_I = 1 + 12 \times (0,5 - k_{xI})^2 + (a_2 - 1) \times a_1^3 +$ $+ 12 \times (a_2 - 1) \times a_1 \times (k_{xI} - 0,5 \times a_1)^2 + (a_4 - 1) \times a_3^3 +$ $+ 12 \times (a_4 - 1) \times a_3 \times (1 - k_{xI} - 0,5 \times a_3)^2 +$ $+ 12 \times a_e r_{II} \frac{d}{h} \frac{\sigma_c}{\sigma_s} - k_{xI} \frac{\sigma_c}{\sigma_s} + 12 \times a_e r_{II} \frac{A_{s2}}{A_{s1}} \frac{\sigma_c}{\sigma_s} k_{xI} - \frac{c_1}{h} \frac{\sigma_c}{\sigma_s}$	$k_{II} = 4 \times a_2 \times k_{xII}^3 -$ $- 4 \times (a_2 - 1) \times (k_{xII} - a_1)^3 +$ $+ 12 \times a_e r_{III} \times (1 - k_{xII})^2 +$ $+ 12 \times a_e r_{III} \frac{A_{s2}}{A_{s1}} \frac{\sigma_c}{\sigma_s} k_{xII} - \frac{c_1}{d} \frac{\sigma_c}{\sigma_s}$



$$r_{II} = \frac{A_{s1}}{b_w \times h} = \frac{1116}{80 \times 1346} = 0,0104$$

Определяем значения вспомогательных коэффициентов

$$a_1 = \frac{h'_f}{h} = \frac{185}{1346} = 0,137; \quad a_2 = \frac{b'_f}{b_w} = \frac{400}{80} = 5;$$

$$a_3 = \frac{h_f}{h} = \frac{210}{1346} = 0,156; \quad a_4 = \frac{b_f}{b_w} = \frac{270}{80} = 3,375$$

$$A = a_e \times \frac{d}{h} = 25,76 \times 0,0104 \times \frac{1243}{1346} = 0,2474$$

$$C_I = 0,5a_1^2(a_2 - 1) + a_3(a_4 - 1)(1 - 0,5a_3) + A = 0,5 \times 0,137^2(5 - 1) + 0,156(3,375 - 1)(1 - 0,5 \times 0,156) + 0,2474 = 0,6254$$

$$B_I = a_e \times r_{II} = 25,76 \times 0,0104 = 0,2673$$

$$D_I = a_1(a_2 - 1) + a_3(a_4 - 1) + B_I = 0,137(5 - 1) + 0,156(3,375 - 1) + 0,2673 = 1,1858$$

$$k_{xI} = \frac{0,5 + C_I}{1 + D_I} = \frac{0,5 + 0,6254}{1 + 1,1858} = 0,5154$$

$$x_I = k_{xI} \times h = 0,5154 \times 1346 = 693,7 \text{ мм}$$

$$k_I = 1 + 12 \times (0,5 - k_{xI})^2 + (a_2 - 1) \times a_1^3 + 12 \times (a_2 - 1) \times a_1 \times (k_{xI} - 0,5a_1)^2 + (a_4 - 1) \times a_3^3 + 12 \times (a_4 - 1) \times a_3 \times (1 - k_{xI} - 0,5a_3)^2 + 12 \times a_e \times r_{II} \times \frac{a_1}{e \times h} - k_{xI} \times \frac{\ddot{\sigma}}{\sigma} = 1 + 12 \times (0,5 - 0,5154)^2 + (5 - 1) \times 0,137^3 + 12 \times (5 - 1) \times 0,137 \times (0,5154 - 0,5 \times 0,137)^2 + (3,375 - 1) \times 0,156^3 + 12 \times (3,375 - 1) \times 0,156 \times (1 - 0,5154 - 0,5 \times 0,156)^2 + 12 \times 0,2679 \times \frac{1243}{1346} - 0,5154 \times \frac{\ddot{\sigma}}{\sigma} = 3,606$$

$$I_I = k_I \times \frac{b_w \times h^3}{12} = 3,606 \times \frac{80 \times 1346^3}{12} = 58,62 \times 10^9 \text{ мм}^4$$

Определяем жесткость сечения при действии практически постоянного сочетания воздействий

$$B(\text{¥}, t_0) = E_{c,eff} \times I_I = 7,57 \times 10^3 \times 58,62 \times 10^9 = 443,75 \times 10^{12} \text{ Нмм}^2 = 443,75 \times 10^3 \text{ кНм}^2$$

Определяем прогиб  $a_{\text{¥},d}$  при действии практически постоянного сочетания воздействий

$$a_{\text{ф},d} = a_k \times \frac{M_{Sd,lt} \times \lambda_{eff}^2}{B(\text{ф}, t_0)} = \frac{5}{48} \times \frac{899,8 \times 17,7^2}{443,75 \times 10^3} = 66,17 \times 10^{-3} \text{ м} = 66,17 \text{ мм}$$

Тогда прогиб в середине пролета двускатной балки покрытия от внешних нагрузок равен:

$$a_f = a_{\text{ф},d} = 66,17 \text{ мм}.$$

Прогиб середины балки от предварительного обжатия (выгиб) определяется по формуле

$$a_p = - \frac{1}{8} \times \frac{P_{k,inf} \times z_{cp} \times \lambda_{eff}^2}{B_{c,eff}}.$$

Принимаемое при расчете усилие обжатия влияет благоприятно и поэтому принимается по сниженному значению усилия обжатия (после проявления всех потерь)

$$P_{k,inf} = 1079,3 \text{ кН}$$

Прогиб середины балки от предварительного обжатия (выгиб) равен

$$a_p = - \frac{1}{8} \times \frac{P_{k,inf} \times z_{cp} \times \lambda_{eff}^2}{B_{c,eff}} = - \frac{1}{8} \times \frac{1079,3 \times 0,64 \times 17,7^2}{443,75 \times 10^3} = - 60,96 \times 10^{-3} \text{ м} = - 60,96 \text{ мм}.$$

Полный прогиб середины балки от внешних нагрузок и предварительного обжатия равен

$$a(\text{ф}, t_0) = a_f + a_p = 66,17 - 60,96 = 5,57 \text{ мм}$$

Предельная допустимая величина прогиба балки согласно п.7.4.1(4) [4] составляет

$$a_{lim} = \frac{1}{250} l = \frac{1}{250} \times 17700 = 70,8 \text{ мм}.$$

Таким образом, прогиб балки не превышает допустимый.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Основы проектирования строительных конструкций: ТКП EN 1990-2011\* (02250) Еврокод / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2015. – 86 с.
2. Воздействия на конструкции. Часть 1-1. Общие воздействия. Объемный вес, собственный вес, функциональные нагрузки для зданий: ТКП EN 1991-1-1-2016 (33020). Еврокод 1 / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2016. – 38 с.
3. Воздействия на конструкции. Часть 1-3. Общие воздействия. Снеговые нагрузки: ТКП EN 1991-1-3-2009 (02250). Еврокод 1 / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2009. – 40 с. – С изменениями 1, 2.
4. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий: ТКП EN 1992-1-1-2009\* (02250). Еврокод 2 / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2015. – 205 с.
6. Железобетонные конструкции. Основы теории расчета и конструирования : учебное пособие для студентов строительных специальностей / под ред. Т. М. Пецольда и В. В. Тура. – Брест, БрГТУ, 2003. – 380 с., ил.
8. Изделия бетонные и железобетонные сборные. Общие требования: СТБ EN 13369-2012 / Госстандарт. – Минск, 2013. – 57 с.
9. Арматура напрягаемая канатная для железобетонных конструкций. Технические условия: СТБ EN 10138-3-2009 / Госстандарт. – Минск, 2010. – 13 с.

## ПРИЛОЖЕНИЯ

Классы условий эксплуатации конструкций и  
минимальные классы бетона по прочности на сжатие  
(по данным табл. 4.1N [4])

Таблица П.1

Клас с	Описание окружаю- щей среды.	Справочные примеры для определения клас- сов условий эксплуа- тации	Индикативный класс бетона по прочности на сжатие
<b>Отсутствие риска коррозии и химического воздействия.</b>			
X0	Для бетона без арма- туры или заделанного металла: все условия за исключением замо- раживания, износа оттаивания, износа (истирания) или хими- ческого воздействия. Для бетона с армату- рой или заделанным металлом: очень сухо.	Бетон внутри зданий с очень низкой влажно- стью воздуха	C <sup>12</sup> / <sub>15</sub>
<b>Коррозия, вызванная карбонизацией</b>			
XC1	Сухо или постоянно влажно.	Бетон внутри зданий с низкой влажностью. Бетон, постоянно по- груженный в воду	C <sup>20</sup> / <sub>25</sub>
XC2	Влажно, редко сухо.	Поверхности бетона, длительное время смо- ченные водой. Боль- шинство фундаментов	C <sup>25</sup> / <sub>30</sub>
XC3	Средняя влажность.	Бетон в помещениях с обильной или высокой влажностью воздуха. Бетон, защищенный от дождя на открытом воздухе	C <sup>30</sup> / <sub>37</sub>
XC4	Попеременно влажно и сухое.	Поверхности бетона, смоченные водой, ко- торые не вошли в класс XC2	C <sup>30</sup> / <sub>37</sub>

Минимальная толщина защитного слоя  
из условия обеспечения долговечности  $c_{min,dur}$ , мм  
(по данным табл. 4.4N, 4.5N [4])

Таблица П.2

Вид арматуры	Класс условий эксплуатации [4, табл. 4.1N]			
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4
Арматурная сталь по СТБ EN 10080- 2011	10	15	25	30
Напрягаемая сталь	10	25	35	40

Прочностные и деформационные характеристики бетона

Таблица П.3 (по данным таблицы 3.1 [4])

Классы прочности бетона											Аналитическая зависимость/ пояснение
$f_{ck}$ , МПа	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	—
$f_{ck,cube}$ , МПа	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	—
$f_{cm}$ , МПа	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	$f_{cm} = f_{ck} + 8$
$f_{ctm}$ , МПа	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3}$
$f_{ctk,0,05}$ , МПа	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	$f_{ctk,0,05} = 0,7 f_{ctm}$ , Квантиль 5%
$f_{ctk,0,95}$ , МПа	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	$f_{ctk,0,95} = 1,3 f_{ctm}$ , Квантиль 95%
$E_{cm}$ , МПа	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	$E_{cm} = 22 \cdot [f_{cm}/10]^{0,3}$ , $f_{cm}$ в МПа
$\epsilon_{c1}$ , ‰	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	
$\epsilon_{cu1}$ , ‰	3,5									3,2	
$\epsilon_{c2}$ , ‰	2,0									2,2	
$\epsilon_{cu2}$ , ‰	3,5									3,1	
n	2,0									1,75	
$\epsilon_{c3}$ , ‰	1,75									1,8	
$\epsilon_{cu3}$ , ‰	3,5									3,1	

## Сортамент арматурных стержней по СТБ 1704-2012 и СТБ 1706-2012

Таблица П.4

Номинал. диаметр, мм	Площадь поперечного сечения (мм <sup>2</sup> ) при числе стержней									Масса 1 м, кг	Выпускаемые диаметры для сталей классов			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		S800	S500 с профилем по рисункам		
												1 и 4	2	3
4	12,6	25	38	50	63	76	88	101	113	0,090		+	+	
5	19,6	39	59	79	98	118	137	157	177	0,139		+	+	
5,5	23,8	47,6	71,4	95,2	119	142,8	166,6	190,4	214,2	0,187		+		
6	28,3	57	85	113	142	170	198	226	255	0,222		+	+	+
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395		+	+	+
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617	+	+	+	+
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	+	+	+	+
14	154	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208	+	+	+	
16	201	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578	+	+	+	
20	314	628	941	1256	1571	1885	2199	2514	2828	2,466	+	+		
25	491	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,853	+	+		
28	616	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	4,834		+		
32	804	1608	2413	3217	4021	4825	5630	6434	7238	6,313	+	+		
40	1256	2513	3770	5026	6283	7540	8796	10053	11309	9,864	+	+		



## Основные показатели канатной арматуры

Таблица П.5 (по данным табл. 2 [9])

Класс <sup>е)</sup>	Обозначение		Номинальное значение <sup>а)</sup>				Производное значение		
	Тип канатной арматуры	Марка стали	Диаметр $d$ , мм	Временное сопротивление разрыву <sup>б)</sup> $R_m$ , МПа	Площадь поперечного сечения <sup>с)</sup> $S_0$ , мм <sup>2</sup>	Масса <sup>с)</sup> , г/м	Разрывное усилие $F_m$ , кН	Нормативное максимальное значение разрывного усилия $F_{m,max}$ , кН	Нормативное значение усилия, соответствующего 0,1% удлинения, <sup>д)</sup> $F_{p0,1}$ , кН
А	Y1960S3	1.1361	5,2	1960	13,6	106	26,7	30,5	22,9
	Y1860S3	1.1360	6,5	1860	21,1	165	39,2	44,9	33,8
			6,8		23,4	183	43,5	49,8	37,4
			7,5		29,0	226	54,0	51,7	46,4
	Y1860S7	1.1366	7,0	1860	30	234	56	65	48
			9,0		50	390	93	106	80
			11,0		75	586	140	160	120
			12,5		93	726	173	198	149
			13,0		100	781	186	213	160
			15,2		140	1095	260	298	224
	Y1770S7	1.1365	15,2	1770	140	1095	248	282	213
			16,0		150	1170	265	302	228
			18,0		200	1560	354	403	304
Класс <sup>е)</sup>	Обозначение		Номинальное значение <sup>а)</sup>				Производное значение		
	Тип канатной арматуры	Марка стали	Диаметр $d$ , мм	Временное сопротивление разрыву <sup>б)</sup> $R_m$ , МПа	Площадь поперечного сечения <sup>с)</sup> $S_0$ , мм <sup>2</sup>	Масса <sup>с)</sup> , г/м	Разрывное усилие $F_m$ , кН	Нормативное максимальное значение разрывного усилия $F_{m,max}$ , кН	Нормативное значение усилия, соответствующего 0,1% удлинения, <sup>д)</sup> $F_{p0,1}$ , кН
В	Y2160S3		5,2	2160	13,6	106	29,4	33,7	26,2
			6,85		28,2	220	60,9	69,7	54,2
	Y2060S3	1.1362	5,2	2060	13,6	106	28,0	32,1	24,1
	Y2060S7	1.1368	7,0		30	234	62,0	71,0	53,0
	Y1960S3	1.1361	6,5	1960	21,1	165	41,4	47,3	35,6
	Y1960S7	1.1367	9,0		50	390	98	112	84
<sup>а)</sup> Номинальное значение модуля упругости может быть принято равным 195 ГПа (кН/мм <sup>2</sup> ). <sup>б)</sup> Временное сопротивление разрыву, округленное до 10 МПа, рассчитано для номинальной площади поперечного сечения и производного нормативного максимального разрывного усилия. <sup>с)</sup> Площадь поперечного сечения рассчитана для номинальной массы и плотности 7,81 кг/дм <sup>3</sup> . <sup>д)</sup> Производное нормативное усилие, соответствующее 0,1% удлинения, составляет около 86% от производного нормативного максимального разрывного усилия. <sup>е)</sup> Трехпроволочную и семипроволочную канатную арматуру диаметром 7 мм применяют, как правило, только в конструкциях со сцеплением с бетоном.									

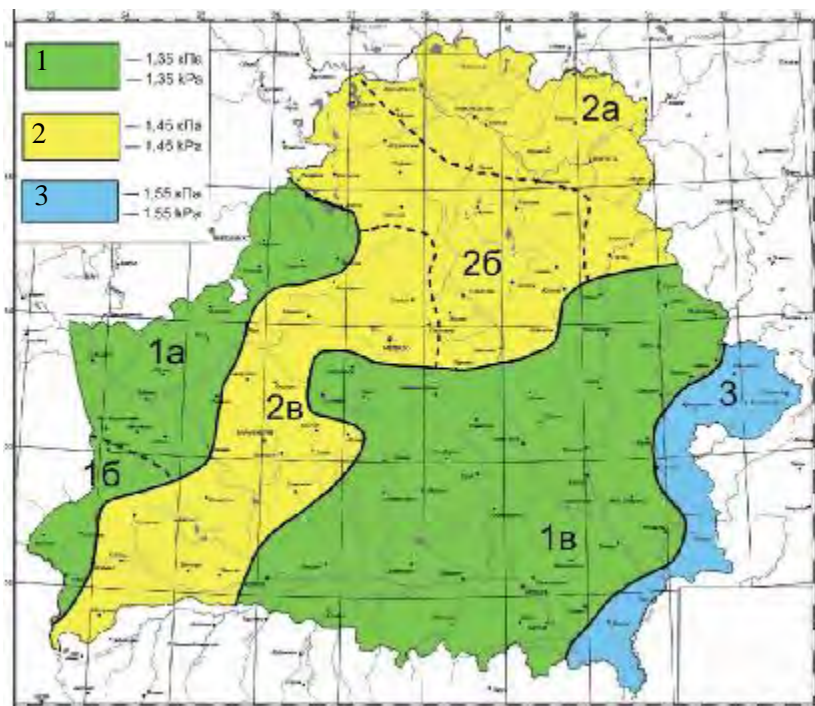


Рис. П.1. Районирование территории Республики Беларусь по весу снегового покрова

Характеристические значения снеговой нагрузки на грунт в зависимости от высоты местности над уровнем моря  $A$ , м

Таблица П.6 (НП.1.1. (ВУ) [3])

Номер снегового района	Подрайон	Снеговая нагрузка $s_k$ , для местности с высотой над уровнем моря $A$ , м
1	1а	$s_k = 1,35^*$
	1б	$s_k = 1,35 + \frac{2,20 \times (A - 155)}{100}$
	1в	$s_k = 1,35 + \frac{0,38 \times (A - 140)}{100}$
2	2а	$s_k = 1,45 + \frac{0,60 \times (A - 125)}{100}$
	2б	$s_k = 1,45 + \frac{0,60 \times (A - 150)}{100}$
	2в	$s_k = 1,45 + \frac{0,60 \times (A - 210)}{100}$ , $s_k \geq 1,00$
3	3	$s_k = 1,55^*$

\* Характеристическое значение снеговой нагрузки в данном подрайоне (районе) принимается постоянным.