

Госстрой СССР  
Главпромстройпроект  
Союзметаллургстройинипроект  
Харьковский Промстройинипроект  
Научная часть

РЕКОМЕНДАЦИИ  
ПО РАСЧЕТУ СТАТИЧЕСКИ НЕОПРЕДЕЛИМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ  
КОНСТРУКЦИЙ НА ДЕЙСТВИЕ ТЕМПЕРАТУРЫ ОКРУЖАЮЩЕЙ СРЕДЫ  
( первая редакция )

г. Харьков-1972 г.

Госстрой СССР  
Главпромстройпроект  
Союзметаллургостройниипроект  
Харьковский Промстройниипроект  
Научная часть

РЕКОМЕНДАЦИИ  
ПО РАСЧЕТУ СТАТИЧЕСКИ НЕОПРЕДЕЛИМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ  
КОНСТРУКЦИЙ НА ДЕЙСТВИЕ ТЕМПЕРАТУРЫ ОКРУЖАЮЩЕЙ СРЕДЫ  
( первая редакция )

г. Харьков-1972 г.

УТВЕРЖДАЮ

Главный инженер института

 И. КОЗАРОВИЧКИЙ

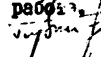
" " 1973 г.

Настоящие "Рекомендации" по расчету железобетонных конструкций на действие температуры и по определению расстояний между температурными швами и расчетным условиям составлены в развитие СНиП П-В.1-62<sup>X</sup> (§ 4.17 - 4.26) и СНиП П-В.1-72 (§ 3.1, б).

"Рекомендации" рассмотрены научно-техническим Советом института (протокол № 12 от 17/XI-72 г.), обсуждены в центральной лаборатории теории железобетона НИИЖБ и включены в "Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций с использованием ЭВМ", подготовляемое в издании институтом НИИЖБ.

В работе приведены примеры расчета, выполненные авторами для реальных объектов, запроектированных в Харьковском Промстройинипроекте, из которых большая часть уже построена или находится в стадии строительства.

Зам. директора по научной  
работе К.Т.Н.

 /Кузнецов П.Д./

Зав. лабораторией

 /Манько С.П./

Ст. научный сотрудник,  
К.Т.Н.

 /Забелко И.А./

Начальник технического  
отдела

 /Плохитский И.М./

Главный конструктор

 /Никulichенко Г.С

## О Г Л А В Л Е Н И Е

	стр.
ПРЕДИСЛОВИЕ . . . . .	4
Глава I. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КАРКАСЫ ЗДАНИЙ	
1. Методика расчета . . . . .	6
2. Пример расчета типовой железобетонной эстакады под технологические трубопроводы на действие температуры и определения расстояний между температурными швами при высоте стоек $H = 4,80$ метра . . .	25
3. Пример расчета типовой железобетонной эстакады под технологические трубопроводы на действие температуры и определения расстояний между температурными швами при высоте стоек $H = 7,20$ метра .	29
4. Пример расчета железобетонного каркаса здания блока цехов на действие температуры, проектируемого без температурных швов . . . . .	32
Глава II. СПЛОШНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ	
1. Методика расчета . . . . .	39
2. Пример расчета фундамента под рольганг прокатного стана "1700" на действие температуры . . . . .	44
3. Пример расчета подпорной железобетонной стенки на действие температуры окружающей среды . . . . .	50
4. Пример расчета подземной части (спецподвал) многоэтажного бытового корпуса промпредприятия на действие температуры . . . . .	52
ПРИЛОЖЕНИЯ	
I. Таблица коэффициентов "С" для учета влияния ползучести бетона . . . . .	58
II. Таблица коэффициентов $K_i$ для учета влияния конечной жесткости ригелей каркасов на величину температурных усилий . . . . .	59

## П Р Е Д И С Л О В И Е

Настоящие "Рекомендации" содержат основные положения по методике расчета железобетонных конструкций на действие температуры и методику определения расстояний между температурными швами по расчетным усилиям.

"Рекомендации" составлены на основании:

1. СНиП II-V.1-62<sup>X</sup> - Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования.
2. СНиП II-A.10-71 - Строительные конструкции и основания. Основные положения проектирования.
3. СНиП II-A.11-62 - Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования.
4. Руководства по проектированию сборных железобетонных полов одноэтажных зданий промышленных предприятий ЦНИИПромзданий, М., 1971 г.

При составлении "Рекомендаций" учтены указания, содержащиеся в проектах норм:

1. СНиП II-V.1-72 - Бетонные и железобетонные конструкции. Проект норм проектирования.
2. СНиП II-A.11-71 - Нагрузки и воздействия. Проект норм проектирования.

Методика расчета, принятая в "Рекомендациях" (автор к.т.н. Забелю И.Л.), дает возможность, в зависимости от величины температурных усилий, решать вопрос о необходимости устройства температурно-усадочных швов в проектируемых зданиях и сооружениях. При этом получается значительное снижение сметной

стоимости за счет уменьшения количества температурно-усадочных швов, а при особенно благоприятных условиях за счет полного отказа от швов независимо от размеров сооружений.

"Рекомендации" рассмотрены научно-техническим Советом института Харьковский Промстройинипроект, обсуждены в центральной лаборатории теории железобетона НИИХБ и включены в "Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций с использованием ЭЕМ", подготовленное к изданию институтом НИИХБ.

При разработке "Рекомендаций" учтены замечания и предложения проектных (ПИ-1, ЛСП, ЛенЛСП) и научно-исследовательских институтов (НИИХБ, ЦНИИСК, ЦНИИПромзданий).

"Рекомендации" разработаны в лаборатории железобетонных конструкций научной части Харьковского Промстройинипроекта (канд.технич.наук Забелло И.Л., инж.Калениченко А.Г., примеры расчета выполнены при участии и.о.инж.Пешковой В.А.).

При определении влияния ползучести бетона использованы опытные данные различных исследователей, обобщенные канд.техн.наук Рождественским В.Н.

В "Рекомендации" включены предложения инж.Фридкина А.Я. и инж.Гладштейна А.Я. (ЛенЛСП) по учету трещин при расчете сплошных железобетонных конструкций. Отзывы и предложения следует направлять по адресу: г.Харьков, 59, проспект Ленина, 9, Харьковский Промстройинипроект (научная часть).

## 1. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КАРКАСЫ ЗДАНИЙ

1. Расстояния между температурно-усадочными швами должны устанавливаться на основании расчета каркаса здания на совместное действие внешних нагрузок и температуры окружающей среды.

При этом расчетная схема каркаса принимается в виде поперечных и продольных статически неопределимых плоских систем (рис.1).

2. Действительная температурная деформация равна разности "свободной" и "задержанной" температурной деформации.

При расчете большинства зданий "задержанные" деформации оказываются малозначимыми и тогда в расчете учитываются только "свободные" деформации (т.е. жесткость ригелей, при расчете на равномерный нагрев или охлаждение, принимается равной бесконечности).

При этом смещение узлов колонн от совместного действия температуры окружающей среды и удлинения нижних граней ригелей каркаса от влияния внешней нагрузки определяется по формуле:

$$\Delta^{\circ} = K_0 (\alpha \cdot \Delta t + \epsilon_x K_x) y \quad (1)$$

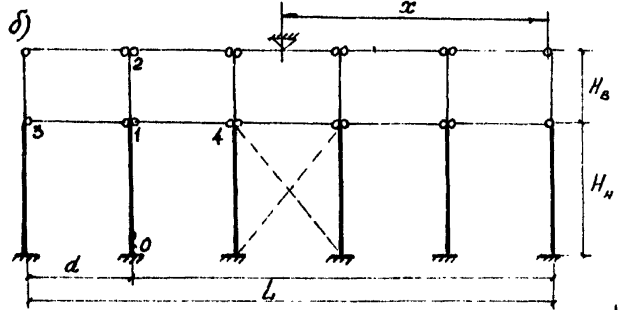
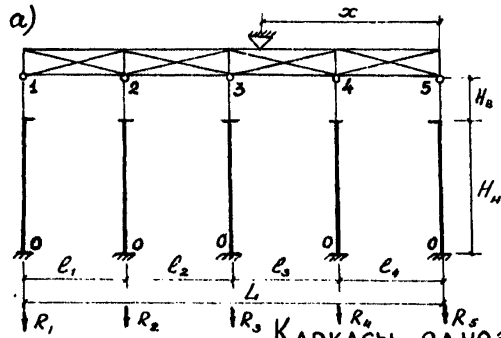
Где:

$\alpha$  - коэффициент линейного расширения, равный  $1,10 \cdot 10^{-5} / \text{гр}$  для железобетона и  $1,2 \cdot 10^{-5} / \text{гр}$  - для стали;

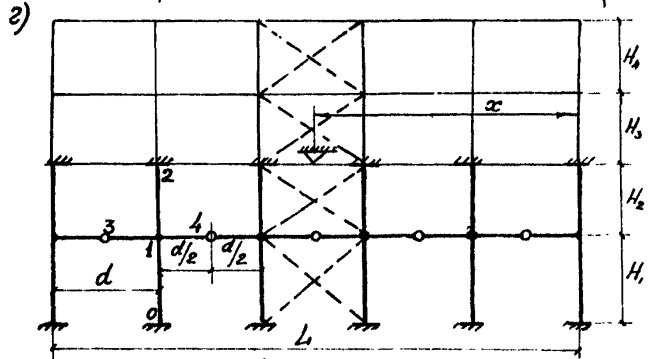
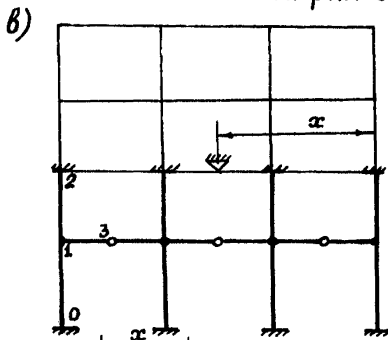
$\Delta t$  - расчетный перепад температуры (п.3);

$\epsilon_x$  - относительное удлинение нижних граней ригелей при поперечном изгибе  $I_1$ , принимаемое равным:

для ферм из низколегированной стали:  $\epsilon_x = 4,5 \cdot 10^{-4}$ ;  
"- " углеродистой " "  $\epsilon_x = 3,0 \cdot 10^{-4}$ ;



Каркасы одноэтажных промзданий



Каркасы многоэтажных промзданий



Рис.1 Схемы каркасов



для ж.б. предварительно напряженных конструкций:  $\epsilon_{\text{ж}} = 1 \cdot 10^{-4}$ ;

$K_{\text{ж}}$  - коэффициент, учитывающий отдельно влияние постоянной и временной нагрузок [1].

$y$  - расстояние от точки каркаса, несмещающейся при температурных воздействиях, до рассматриваемой колонны.

$K_c$  - коэффициент, учитывающий влияние податливости стыков горизонтальных элементов каркаса (рис.2), принимаемый равным:

0,8 - для всех ригелей первого яруса и ригелей второго яруса, в которых возникает усилия того же знака (рис.2-б, 2-д)

1,25 - для ригелей второго яруса, в которых возникает усилия другого знака, чем в ригелях нижнего яруса рамы (рис.2-а, 2-г).

1,00 - для ригелей второго яруса, в которых усилия незначительно отличаются от нуля.

В случае, если в результате расчета будут получены усилия другого знака, чем было принято при назначении  $K_c$ , то расчет необходимо выполнить повторно.

3. Определение расчетных температур производится по методике [2]. Нормативное отклонение средней (по сечению) температуры элементов от его начальной температуры определяется по формулам:

$$\text{- положительное отклонение} \quad \Delta t_{\text{н1}} = t_{\text{н}}^{\text{r}} - t_{\text{о}}^{\text{х}} \quad (2)$$

$$\text{- отрицательное отклонение} \quad \Delta t_{\text{н2}} = t_{\text{н}}^{\text{х}} - t_{\text{о}}^{\text{r}} \quad (3)$$

где:  $t_{\text{н}}^{\text{r}}$ ;  $t_{\text{н}}^{\text{х}}$  - нормативные средние температуры элемента в теплое и холодное время года, принимаемые по таблице 1;

$t_{\text{о}}^{\text{r}}$ ;  $t_{\text{о}}^{\text{х}}$  - начальная температура элемента (неблагоприятная температура замыкания конструкции), определяемая по формулам:

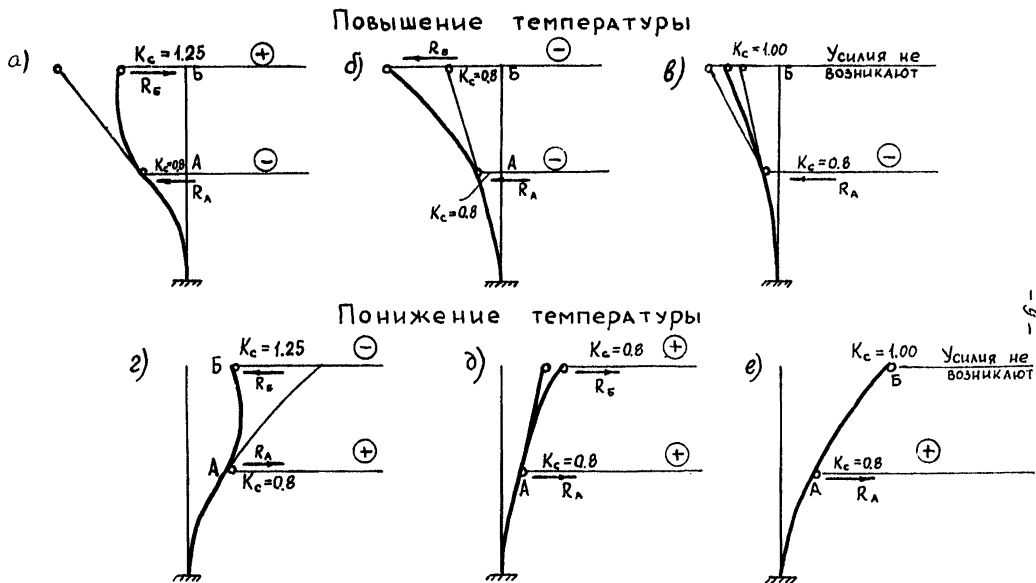


Рис.2 Возможные случаи изменения формы упругой оси  $2^x$  ярусной колонны при действии температуры

Таблица 1

Нормативные перепады температуры по СНиП II-A 11-71  
с учетом предложений ХПСНИИП

Стадия	Период	Тип сооружения		
		Отапливаемые здания	Неотапливаемые здания	Открытые сооружения
Строительства	До окончания монтажа ограждающих конструкций	$t_n^r = t_{vn} + \Delta_{vn} + T_1$ (5) $t_n^x = t_x - \Delta_x$ (6)	$t_n^r = t_{vn} + \Delta_{vn} + T_1$ (5) $t_n^x = t_x - \Delta_x$ (6)	$t_n^r = t_{vn} + \Delta_{vn} + T_1$ (5) $t_n^x = t_x - \Delta_x$ (6)
	После завершения монтажа ограждающих конструкций	$t_n^r = t_{vn} + \Delta_{vn}$ (7) $t_n^x = t_x - \Delta_x$ (6)	$t_n^r = t_{vn} + \Delta_{vn}$ (7) $t_n^x = t_x - \Delta_x$ (6)	—
Эксплуатации	Начало эксплуатации (учитываются условия „замыкания“ сооружения)	$t_n^r = t_{vn} + \Delta_{vn}$ (7) но не ниже $t_n^x = t^{вх}$ (8)	$t_n^r = t_{vn} + \Delta_{vn}$ (7) $t_n^x = t_x - \Delta_x$ (6)	$t_n^r = t_{vn} + \Delta_{vn} + T_1$ (5) $t_n^x = t_x - \Delta_x$ (6)
	Нормальная эксплуатация (не учитываются условия „замыкания“ сооружения)	$\Delta t_{н1} = \Delta t_{н2} = 0,5(t_{vn} + \Delta_{vn} - t^{вх})$ (9)	$\Delta t_{н1} = \Delta t_{н2} = 0,5(t_{vn} + \Delta_{vn} - t_x + \Delta_x)$ (10)	$\Delta t_{н1} = 0,5(t_{vn} + \Delta_{vn} - t_x + \Delta_x) + T_1$ (11) $\Delta t_{н2} = 0,5(t_{vn} + \Delta_{vn} + T_1 - t_x + \Delta_x)$ (13)
	Отключение основной системы отопления и включение аварийной	$\Delta t_{н1} = \Delta t_{н2} = 0,5(t_{vn} + \Delta_{vn} - t^{вх}) + (t^{вх} - t^{вд})$ (12)	—	—

$$\left. \begin{aligned} t_o^r &= \frac{t_{vn} + t_x}{2} + \frac{t_{vn} - t_x}{3} \\ t_o^x &= \frac{t_{vn} + t_x}{2} - \frac{t_{vn} - t_x}{3} \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

$t_I$  и  $t_{VI}$  - средние январская и июльская температуры наружного воздуха, принимаемые по картам 5 и 6 (приложение к [2]) или по [3].

$\Delta_I$  и  $\Delta_{VI}$  - отклонения средней температуры наиболее холодных и наиболее теплых суток от значений  $t_x$  и  $t_{vn}$ , равные:  $\Delta_I$  по карте 7 (приложение к [2]) и  $\Delta_{VI} = 6^\circ$ .

$t^{sr}$ ;  $t^{sk}$  - температуры внутреннего воздуха эксплуатируемых помещений соответственно в теплое и холодное время года, принимаемые по нормам проектирования зданий и сооружений или по заданию на проектирование.

$t^{skz}$  - то же при работе дежурного отопления.

$T_i$  - поправка (в  $^\circ\text{C}$ ), учитывающая суточные амплитуды колебания температуры воздуха и солнечную радиацию, принимаемая равной:

Таблица 2

Для металлических конструкций	$T_i$ , в гр
	20
Для железобетонных, бетонных, армокаменных и каменных конструкций при толщине в см: менее 15	15
15 - 39	10
более 40	5

Коэффициент перегрузки для температурных климатических воздействий  $\Delta t_n$  принимается равным 1,2.

Расчетные значения  $\Delta t$  допускается определять с заменой величины  $(t_{vn} + \Delta_{VI})$  и  $(t_x - \Delta_I)$  на температуры наиболее

теплых и холодных суток, определяемые по СНиП II-A.6-72 [3].

Коэффициент перегрузки в этом случае принимается равным I.

Методика определения нормативных и расчетных температур [I] дополнена следующими предложениями, внесенными Харьковским Проектным проектом:

1. При расчете железобетонных конструкций на стадии эксплуатации и при поверочных расчетах всех существующих конструкций, длительное время находящихся в эксплуатации, не учитываются неблагоприятные условия при "замыкании" сооружения / формулы (9)-(13)/.

2. При расчете каркасов зданий стадия строительства следует рассматривать состоящей из 2-х периодов /формулы (5)-(7)/.

3. Приведены формулы (5)-(II), предназначенные для расчета открытых сооружений типа открытых крановых эстакад.

4. В "Рекомендациях" расчет статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом неупругих деформаций рассматривается как линейная задача строительной механики с целью получения замкнутого решения. В связи с тем, что задача в действительности является нелинейной, то переход к линейной постановке возможен только при следующих допущениях:

Первое допущение заключается в том, что при расчете конструкций на эксплуатационные нагрузки эпюра сжимающих напряжений при изгибе и внецентренном сжатии принимается треугольной формы, что более соответствует действительности [4,5].

При треугольной форме эпюры относительная высота сжатой зоны  $\frac{x}{h_0}$  и плечо внутренних сил сечения  $\mathcal{L}$ , находятся из условия равновесия и не зависят от уровня напряжений.

Второе допущение заключается в том, что жесткость сечений с трещинами "В" для внецентренно-сжатых стержней определяется, как при изгибе.

Получаемая при этом погрешность невелика, так как определение жесткости сечений с трещинами требуется только для случаев внецентренного сжатия при больших эксцентриситетах.

Принятые допущения позволяют учитывать влияние всех факторов в виде перемещений от единичных сил, входящих в коэффициенты канонических уравнений линейной строительной механики.

Следует иметь в виду, что жесткость элементов статически неопределимых железобетонных конструкций зависит от различных факторов, возникающих одновременно. Поэтому при расчете конструкций на статически приложенные нагрузки (нагрузки постепенно увеличивавшиеся от нуля до максимальной величины), необходимо соблюдать определенную последовательность при учете различных факторов, вызывающих неупругие деформации в конструкции.

В первую очередь необходимо учитывать факторы, возникающие в момент начала загрузки конструкций. Затем факторы, развивающиеся во времени при любом уровне напряжений (к таким факторам относятся влияние линейной ползучести бетона). И, в последнюю очередь факторы, возникающие только при определенном уровне напряжений в бетоне (к таким факторам относятся трещины в растянутом бетоне).

Следовательно, расчет статически неопределимых железобетонных конструкций, строго говоря, должен выполняться в 3 этапа:

I этап - расчет конструкции, как упругой системы.

II этап - расчет конструкции с учетом влияния линейной ползучести бетона.

II этап - расчет конструкции с учетом влияния линейной ползучести бетона и трещин.

Но такой расчет является слишком трудоемким при определении расстояний между температурными швами и поэтому ниже приводятся соображения о возможности совмещения всех трех этапов /п.8./

5. Расчет каркасов зданий на действие температур окружающей среды целесообразно выполнять с помощью метода перемещений.

При расчете каркасов многоэтажных зданий ~~сводится~~ принимаются допущения [6], что температурные усилия возникают только в колоннах 2-х нижних этажей и что нулевые точки в ригелях неподвижны и находятся в середине пролетов (рис. I-в, г).

При этом расчет каркаса многоэтажного здания на действие температуры сводится к определению усилий в 2-х ярусной стойке, возникающих от смещения узлов.

Такая конструкция является статически неопределимой системой с одним неизвестным, за которое может быть принят угол поворота узла сопряжения нижнего ригеля с колонной.

Величина угла поворота определяется по формуле:

$$\alpha_i = \frac{\sum M_i^0}{4 \sum L_i} \quad (14)$$

Величина угла поворота угла "I" конструкции, приведенной на рис. I равна

$$\alpha_1 = \frac{\sum M_i^0}{4 \sum L_i} = \frac{M_{1-0}^0 + M_{1-2}^0}{4(L_{1-0} + L_{1-2} + L_{1-3} + L_{1-4})} \quad (15)$$

где:  $L_{1-0}; L_{1-2}; L_{1-3}; L_{1-4}$  - относительные погонные жесткости стержней, сходящихся в узле "I".

$M_{1-0}^{\circ}; M_{1-2}^{\circ}$  - изгибающие моменты, возникающие в колонне при смещении узлов и при учете полного защемления концов колонн, определяемые по формулам

$$M_{1-2}^{\circ} = 6 \frac{B_{1-0}}{H_{1-0}^2 \cdot C} \cdot \Delta_1 \quad (16)$$

$$M_{1-2}^{\circ} = 6 \frac{B_{1-2}}{H_{1-2}^2 \cdot C} (\Delta_2 - \Delta_1) \quad (17)$$

Здесь:  $B_{1-0}; B_{1-2}$  - жесткости колонн,  
 $H_{1-0}; H_{1-2}$  - высота колонн,  
 $\Delta_1; \Delta_2$  - смещение узлов "1" и "2",  
 $C$  - коэффициент, учитывающий влияние деформаций ползучести бетона и определяемый по приложению I.

При шарнирном сопряжении ригелей и колонн формула для определения угла поворота принимает вид (рис. I-б)

$$\alpha_1 = \frac{\sum M_1^{\circ}}{4 \sum L_2} = \frac{M_{1-0}^{\circ} + M_{1-2}^{\circ}}{4(l_{1-0} + l_{1-2})} \quad (18)$$

При расчете однорусных рам с жесткими узлами (рис. I-в)

$$\alpha_1 = \frac{\sum M_1^{\circ}}{4 \sum l_1} = \frac{M_{1-0}^{\circ}}{4(l_{1-0} + l_{1-2} + l_{1-3})} \quad (19)$$

6. Расчет каркасов на действие температуры с учетом жесткости ригелей следует выполнять с помощью численных методов расчета. Так как значимость этого фактора, определяемая в процессе последовательных приближений, обычно невелика, то можно в большинстве случаев ограничиться одним или двумя приближениями.





Здесь:  $R_1; R_2 \dots R_n$  - реактивные отпоры стоек перемещениям, считая от несмещаемой точки сооружения (рис.10), найденные в первом приближении (в предположении, что жесткость ригелей равна бесконечности),

$2n$  - количество пролетов в раме,

$\Delta_{i,1}^{\circ}; \Delta_{i,2}^{\text{заг}}$  - свободная и задержанная температурные деформации ригеля,

$d$  - шаг колонн,

$C$  - коэффициент, учитывающий влияние ползучести бетона, определяемый по приложению I,

$E_s$  - модуль упругости бетона,

$F_n^*$  - приведенное сечение ригеля.

После определения перемещений узлов с учетом "задержанных" деформаций конструкцию следует рассчитывать несколько раз до получения сходимости с заданной точностью. Но, учитывая, что влияние "задержанных" деформаций на величину усилий обычно невелико, можно ограничиться только вторым приближением, приняв в формулах (20) половину величины "задержанной" деформации, полученной в первом приближении. При этом формулы (20) приводятся к виду:

$$\left. \begin{aligned} \Delta_1 &= \Delta_1^{\circ} - 0.5 K_1 \cdot m \\ \Delta_2 &= \Delta_2^{\circ} - 0.5 K_2 \cdot m \\ \Delta_3 &= \Delta_3^{\circ} - 0.5 K_3 \cdot m \\ \dots & \dots \dots \dots \\ \Delta_{n-1} &= \Delta_{n-1}^{\circ} - 0.5 K_{n-1} \cdot m \\ \Delta_n &= \Delta_n^{\circ} - 0.5 K_n \cdot m \end{aligned} \right\} \quad (23)$$

При допущении о том, что величины опорных реакций колонн  $K_i$  прямопропорциональны расстояниям их от несмещающейся точки сооружения, величины  $K_i$  могут быть табулированы.

В приложении II приведены величины  $K_i$  для симметричных рам с равными пролетами и колоннами с одинаковой погонной жесткостью.

7. Жесткость изгибаемых железобетонных элементов без трещин определяется по формулам:

$$\text{при кратковременной нагрузке} \quad B_k = 0,85 E_s J_n \quad (24)$$

$$\text{при длительной нагрузке} \quad B_{dl} = \frac{B_k}{c} \quad (25)$$

$$\text{где:} \quad J_n = J_s + n J_a \quad (26)$$

$$n = \frac{E_a}{E_s} \cdot c \quad (27)$$

$c$  - коэффициент, учитывающий влияние деформаций ползучести бетона.

Коэффициенты "С", вычисленные для расчетных моментов времени приведены в приложении I.

В случае, если возраст бетона в начале загрузки конструкции, а также режим загрузки неизвестны, следует принимать величины "С" при самых неблагоприятных условиях.

Так, при расчете сборных и сборно-монолитных каркасов, рекомендуется во всех случаях принимать минимальные величины "С" (при  $\tau \geq 180$  суток), так как нет гарантии, что загрузка конструкции полевой нагрузкой будет осуществлено в более раннем возрасте бетона.

При определении кривизны изгибаемых и внецентренно сжатых элементов отношение упругой части деформации крайнего во-

дома сжатой грани сечения к полной его деформации принимается равным:

- при кратковременном действии нагрузки  $\psi = 0,5$
- при длительном действии нагрузки  $\psi = \frac{0,3}{c}$

8. При расчете изгибаемых элементов, в которых поперечные силы не равны нулю, действительное напряженно-деформированное состояние, возникающее от статически приложенных нагрузок, может быть определено только при условии учета влияния неодновременного раскрытия трещин. Для этого требуется оценка влияния каждой трещины.

Влияние отдельной трещины может быть приближенно определено как угол поворота между сечениями изгибаемого стержня при действии единичной силы <sup>в трещинах</sup>  $P$ , расположенной на расстоянии  $l_{ri}$  друг от друга:

$$\delta_{ri} = \operatorname{tg} \alpha_{ri} \cdot y_i = l_{ri} y_i^2 \left( \frac{1}{B} - \frac{1}{B_k} \right) \quad (28)$$

где:  $\alpha_{ri}$  - угол поворота сечений стержня при раскрытии  $i$ -й трещины,

$y_i$  - расстояние от трещины до нулевой точки изгибаемого стержня (рис.3),

$B_k$  - жесткость сечения изгибаемого стержня без трещин,

$B$  - то же при наличии трещин, определяемая по формулам [8].

$l_{ri}$  - расстояние между трещинами, определяемое по формулам [8].

Полное смещение верхней опоры колонны, заделанной в фундаменте от единичного усилия  $X_0 = 1$  (рис.3) при наличии  $n$  трещин, возникающих одновременно, может быть определено в виде

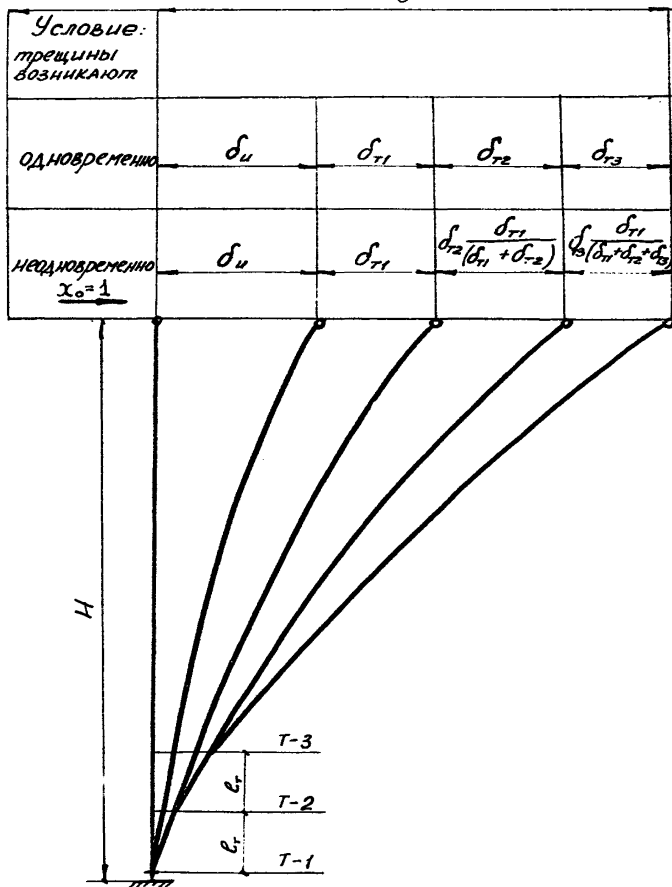


Рис. 3

Смещение узла стойки от  $\chi_0 = 1$  при  
одновременном и неодновременном  
возникновении трещин

суммы перемещений:

$$\delta = \delta_u + \delta_{r1} + \delta_{r2} + \dots + \delta_{rn} = \frac{H^3 C}{3 B_K} + C_T \left( \frac{1}{B} - \frac{1}{B_K} \right) (y_1^2 + y_2^2 + \dots + y_n^2) \quad (29)$$

где:  $y_1, y_2, \dots, y_n$  - расстояния от трещины до ближайшей нулевой точки изгибаемого стержня или верхнего шарнира колонны,  $\delta_{r1}, \delta_{r2}, \dots, \delta_{rn}$  - смещения нулевой точки изгибаемого стержня или верхнего шарнира колонны от раскрытия I-й, 2-й и i-й трещины при действии единичной силы  $X_0 = 1$ , определяемые с помощью формулы (29),

$\delta_u$  - то же для стержня до возникновения в нем трещины.

Полное смещение нулевой точки изгибаемого стержня при <sup>одновременном</sup> возникновении трещины и <sup>постоянном</sup> распространении их по длине стержня, начиная с наиболее напряженного сечения, определяется с помощью формулы:

$$\delta = \delta_u + \delta_{r1} \left( 1 + \frac{\delta_{r2}}{\delta_{r1} + \delta_{r2}} + \frac{\delta_{r3}}{\delta_{r1} + \delta_{r2} + \delta_{r3}} + \dots + \frac{\delta_{rn}}{\delta_{r1} + \delta_{r2} + \dots + \delta_{rn}} \right) =$$

$$= \frac{H^3 C}{3 B_K} + C_T y_1^2 \left( \frac{1}{B} - \frac{1}{B_K} \right) \left( 1 + \frac{y_2^2}{y_1^2 + y_2^2} + \frac{y_3^2}{y_1^2 + y_2^2 + y_3^2} + \dots + \frac{y_n^2}{y_1^2 + y_2^2 + \dots + y_n^2} \right) \quad (30)$$

Расчет следует производить последовательно с учетом одной, двух и . . . "n" трещин, распространяющихся постепенно по длине стержня, начиная с наиболее напряженного сечения. Однако формула (30) может быть заменена более простой, учитывая, что суммарное влияние трещины может быть приближенно учтено с помощью ряда следующего вида:

$$S_n = \delta_{r1} \left( 1 + \frac{1}{2} + \frac{1}{2^2} + \dots + \frac{1}{2^{(n-1)}} \right) \quad (31)$$

где:  $\delta_{r1}$  - влияние первой трещины, а каждый последующий член ряда выражает влияние очередной трещины.

При этом получаем формулу, с помощью которой смещение верхнего узла колонны от действия единичной силы находится без последовательных приближений:

$$\delta = \delta_u + \delta_{r1} \left( 1 + \frac{1}{2} + \frac{1}{2^2} + \dots + \frac{1}{2^{(n-1)}} \right) = \delta_u + \delta_{r1} S_n \quad (32)$$

Известно, что ряд такого вида обладает следующими свойствами:

$$S_n \rightarrow \infty = 2$$

$$S_{n=3} = 1,75.$$

Следовательно, суммарное влияние трещин в железобетонном изгибаемом элементе может быть приближенно принято равным, удвоенному влиянию первой трещины и зависимость (32) заменена более простой формулой:

$$\delta = \delta_u + 2\delta_{r1} = H^2 \left[ \frac{Hc}{3B\kappa} + 2l_r \left( \frac{1}{B} - \frac{1}{B\kappa} \right) \right] \quad (33)$$

Исключением являются бетонные и малоармированные элементы конструкций, в которых возможно возникновение только одной трещины, постепенно превращающейся в маршир и тогда зависимость (33) должна быть заменена формулой

$$\delta = \delta_u + \delta_{r1} = H^2 \left[ \frac{Hc}{3B\kappa} + l_r \left( \frac{1}{B} - \frac{1}{B\kappa} \right) \right] \quad (34)$$

9. Допущение о том, что расчетные температурные деформации ригелей каркаса равны "свободным" (см. п.2) дает возможность определять максимально-допустимые расстояния между температурными швами исходя из условий прочности сжатой зоны бетона колонн, величины напряжений в растянутой арматуре колонн и ширины раскрытия трещин. Максимальная длина температурных блоков по длине зданий определяется:

I. Из условия прочности сжатой зоны бетона при отсутствии трещин в колоннах по формуле:

$$L = 2(R_{np} - \sigma_{\delta}) A_1 \quad (35)$$

где:

$$A_1 = \frac{H^2 C}{3 \cdot 0,85 \cdot E_{\delta} \cdot \lambda_c (\alpha \cdot \Delta t + \varepsilon_{\lambda} \lambda_x) \gamma} \quad (36)$$

Здесь:  $R_{np}$  - расчетное сопротивление бетона сжатию,  
 $\sigma_{\delta}$  - максимальные напряжения в сжатой зоне бетона колонны от внешних расчетных нагрузок, при расчете колонны без учета продольного изгиба,

$H$  - высота колонны одноэтажного промздания или длина участка изгибаемого элемента между узлом рамы и ближайшей нулевой точкой,

$C$  - коэффициент, учитывающий влияние ползучести бетона (приложение I),

$E_{\delta}$  - модуль упругости бетона колонны,

$\lambda$  - коэффициент линейного расширения материала нижнего ригеля каркаса,

$\Delta t$  - расчетный перепад температуры окружающей среды (п.3),

$\gamma$  - расстояние от нейтральной оси сечения колонны до наиболее напряженного сжатого волокна сечения.

В том случае, если максимальные усилия возникают во второй колонне от торца здания или от температурного шва, то длина температурного блока определяется по формуле:

$$L = 2[(R_{np} - \sigma_{\delta}) A_1 + d] \quad (37)$$

где:  $d$  - шаг колонн.



2. Из условия прочности растянутой арматуры колонны (при наличии трещины), по формуле:

$$\mathcal{L} = \frac{2\delta}{(\alpha \cdot \Delta t + E_{\text{с}} \cdot K_{\text{с}}) K_{\text{с}} \cdot H} (R_a A_2 + A_3) \quad (38)$$

где: 
$$\delta = H^2 \left[ \frac{H C}{3 B_{\text{с}}} + 2 L_r \left( \frac{1}{B} - \frac{1}{B_{\text{с}}} \right) \right] \quad (39)$$

$$A_2 = F_a \cdot \mathcal{L}, \quad (40)$$

$$A_3 = -M - N \left( \frac{h}{2} - a - \mathcal{L}_1 \right) \quad (41)$$

Здесь:  $\delta$  - смещение верхнего узла колонны при наличии в ней трещины от единичной силы  $X_0 = 1$  (п.7),

$F_a$  - площадь сечения растянутой арматуры колонны,

$M$  - изгибающий момент в колонне от внешних нагрузок,

$N$  - вертикальная центрально-приложенная внешняя нагрузка на колонну,

$h$  - высота сечения колонны,

$a$  - защитный слой бетона,

$\mathcal{L}_1$  - расстояние от центра тяжести площади сечения

всей арматуры, расположенной в растянутой зоне, до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения, определяемое для эксплуатационной стадии (при треугольной форме эпюры сжатой зоны) и при симметричной арматуре по формуле:

$$Z_1 = \frac{bx^3}{3 \cdot n \cdot F_a (h_0 - x)} + (h_0 + x) + \frac{(x - a)^2}{(h_0 - x)} \quad (42)$$

где:

$$x = \frac{2 \cdot n \cdot F_a}{b} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{bh}{2 \cdot n \cdot F_a}} \right] \quad (43)$$

3. Из условия максимальной допустимой ширины раскрытия трещин, по формуле:

$$L = \frac{2 \delta}{(\alpha \Delta t + E_s K_s) K_c \cdot H} (a_r A_4 + A_3) \quad (44)$$

где:

$$A_4 = \frac{F_a \cdot E_a \cdot Z_1}{\psi_a \cdot l_r} \quad (45)$$

Здесь:  $a_r$  - максимальная допустимая ширина раскрытия трещины в наиболее напряженном сечении колонны,

$\psi_a$  - коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона между трещинами, определяемый по [8],

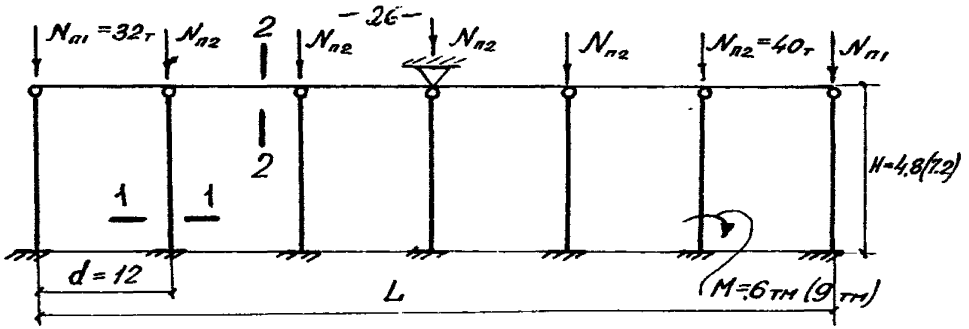
$E_a$  - модуль упругости стали.

Пояснения к остальным величинам, входящим в (44) и (45) даны в предыдущем пункте.

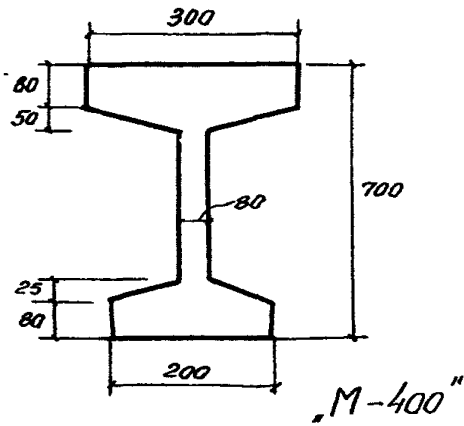
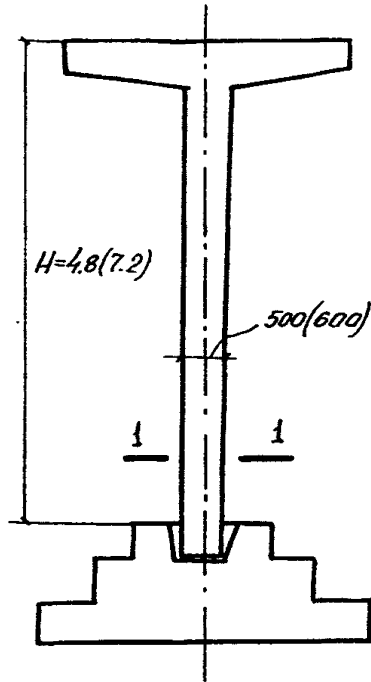
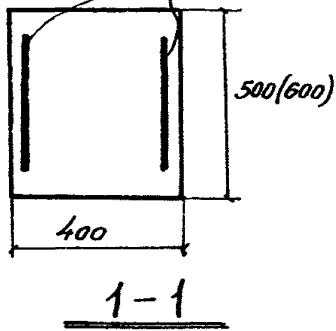
**Пример:** Определить расстояния между температурными швами для проектируемой типовой эстакады под технологические трубопроводы (рис.4) при следующих исходных данных:

Высота стоек  $H = 4,8$  м

Постоянная вертикальная нагрузка на средние стойки - 40 т,  
на крайние " - 32 т.



"M-300"  $F_a = F'_a = 18(27\text{cm}^2)$



2-2

Рис. 4

Изгибающий момент от внешней нагрузки в нижнем сечении стоек - 6 тм.

Расчетный перепад температур, принятой для типового проекта:

$$\Delta t = 60^{\circ}\text{C}; \text{ сечение стоек: } b \times h = 50 \times 40;$$

$$F_a = F_a' = 18 \text{ см}^2.$$

Бетон стоек: М-300;  $E_s = 2,9 \cdot 10^5$  I ;  $E_a = 2 \cdot 10^6$ ;  $C = 1,24$  (приложение I).

Определяем жесткость сечения стойки без трещин:

$$B_k = 0,85 [E_s J_s + E_a J_a] = 0,85 \left( \frac{2,9 \cdot 10^5 \cdot 50 \cdot 40^3}{12} + 2 \cdot 18 \cdot 16^2 \cdot 2 \cdot 10^6 \right) = 8,2 \cdot 10^{10} \text{ кгсм}^2$$

$$B_{a,0} = 0,85 \left( \frac{E_s J_s}{c} + E_a J_a \right) = 0,85 \left( \frac{2,9 \cdot 10^5 \cdot 50 \cdot 40^3}{1,24 \cdot 12} + 2 \cdot 18 \cdot 16^2 \cdot 2 \cdot 10^6 \right) = 6,87 \cdot 10^{10} \text{ кгсм}^2$$

Определяем жесткость сечения стойки при наличии трещин по формулам [5,6] при следующих данных:

$$\gamma_a = 1,00; \quad \gamma_b = 0,9; \quad \nu = 0,5;$$

$$\delta_1 = \frac{\frac{a}{\nu} \cdot F_a}{b h_0} = \frac{2 \cdot 10^6}{2,9 \cdot 10^5 \cdot 0,5} \cdot 18 = 0,138;$$

$$\delta_1' = 2 \delta_1 = 2 \cdot 0,138 = 0,276;$$

Определяем высоту скатой зоны сечения колонны и плече внутренних сил сечения при допущении, что эпюра напряжений в скастой зоне имеет треугольную форму для конструкций, находящихся в стадии эксплуатации:

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{2nF_a}{\sigma \cdot h_0} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{\sigma h_0}{2n \cdot F_a}} \right) =$$

$$= \frac{2,6,9,18}{50,36} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{50,36}{2,6,9,18}} \right) = 0,258;$$

$$x = 0,258 \cdot 36 = 9,35 \text{ см.}$$

$$Z_1 = \frac{50,9,35^2}{3nF_a(36-9,35)} + (36-9,35) + \frac{(9,35-4)^2}{(36-9,35)} = 31,82 \text{ см}$$

$$B = \frac{h_0 \cdot Z_1}{\frac{\psi_a}{E_a F_a} + \frac{\psi_s}{(\delta'_1 + \delta) \sigma \cdot h_0 \cdot E_s V}}$$

$$B = \frac{36,31,82}{\frac{1}{2 \cdot 10^6 \cdot 18} + \frac{0,9}{(0,138+0,258)50,36 \cdot 2,9 \cdot 10^5 \cdot 0,5}} = 3,13 \cdot 10^{10} \text{ кгсм}^2$$

Определяем расчетные расстояния между трещинами по формулам [8].

Определяем для этого величины:

$$u_a = \frac{d}{4} = \frac{2,4}{4} = 0,60 \text{ см}$$

$$\mu_1 \cdot n = \frac{18}{50,40} \cdot 6,90 = 0,0620;$$

$$W_T = [0,292 + 0,75(\delta'_1 + 2\mu_1 \cdot n) + 0,075(\delta'_1 + 2\mu_1 \cdot n)] B h^2 =$$

$$= 0,292 + 0,75(0,138 + 2 \cdot 0,062) + 0,075(0,276 + 2 \cdot 0,062) \times 50,40^2 =$$

$$= 4,17 \cdot 10^4 \text{ см}^3$$

$$K_T = \frac{W_T}{F_a \cdot Z_1 \cdot n} - 2 = \frac{4,17 \cdot 10^4}{18,31,82 \cdot 6,9} - 2 = 8,40$$

$$l_T = K_T \cdot n \cdot u_a \cdot \gamma = 8,4 \cdot 6,9 \cdot 0,6 \cdot 0,7 = 24 \text{ см.}$$

Определяем расстояния между температурными швами из условия, что ширина раскрытия трещины не должна превышать  $a_T = 0,3 \text{ мм}$ .

Определяем для этого по формулам (39), (41), (44), (45) величины:

$$\delta = H^2 \left[ \frac{HC}{3B_x} + 2l_r \left( \frac{1}{B} - \frac{1}{B_x} \right) \right] =$$

$$= 480^2 \left[ \frac{480 \cdot 1,24}{3,8 \cdot 2 \cdot 10^{10}} + 2,24 \left( \frac{1}{3,13 \cdot 10^{10}} - \frac{1}{8,2 \cdot 10^{10}} \right) \right] =$$

$$= 0,75 \cdot 10^{-3}$$

$$A_3 = -M \cdot N \left( \frac{h}{2} - a - Z_i \right) = -6 \cdot 32 (0,2 - 0,04 - 0,3182) = -0,95 \text{ тн}$$

$$A_4 = \frac{F_a \cdot E_a \cdot Z_i}{\Psi_a \cdot l_r} = \frac{18,2 \cdot 10^6 \cdot 31,82}{1,0 \cdot 24} = 47,5 \cdot 10^6 \text{ кг}$$

$$L = \frac{28(a_r A_4 + A_3)}{(\alpha \Delta t + E_x K_x) K_c \cdot H} =$$

$$= \frac{2,0 \cdot 75 \cdot 10^{-3} (0,03 \cdot 47,5 \cdot 10^6 - 0,95 \cdot 10^5)}{(1 \cdot 10^{-5} \cdot 60^0 + 1,0 \cdot 10^{-5} \cdot 1,0) 0,8 \cdot 480} = 74 \text{ м.}$$

Принимаем расстояние между температурными швами, равным

$$L = 12 \times 6 = 72 \text{ метра.}$$

**Пример 2:** Определить расстояния между температурными швами для проектируемой типовой эстакады под технологические трубопроводы (рис.4) при следующих исходных данных:

Расчетная высота стоек - 7,20 метра.

Постоянная вертикальная нагрузка на средние стойки - 40 т

на крайние - 32 т.

Нагибающий момент от внешней нагрузки в нижнем сечении стойки

- 9 тн.

Расчетный перепад температур, принятый для типового проекта:

$$\Delta t = 60^{\circ}\text{C};$$

сечение стоек  $b \times h = 60 \times 40$ ;  $F_a = F_a' = 27 \text{ см}^2$

Бетон стоек М-300;  $E_s = 2,9 \cdot 10^5$ ;  $E_a = 2 \cdot 10^6$ ;

$C = 1,24$  (см. приложение I).

Определим жесткость сечений стоек без трещины:

$$B_c = 0,85 (E_s J_s + E_a J_a) = 0,85 \left( \frac{2,9 \cdot 10^5 \cdot 60,40^3}{12} + 2,27 \cdot 16^2 \cdot 2 \cdot 10^6 \right) = 10,25 \cdot 10^{10} \text{ кгсм}^2$$

$$B_{cr} = 0,85 \left( \frac{E_s J_s}{C} + E_a J_a \right) = 0,85 \left( \frac{2,9 \cdot 10^5 \cdot 60,40^3}{12 \cdot 1,24} + 2,27 \cdot 16^2 \cdot 2 \cdot 10^6 \right) = 8,70 \cdot 10^{10} \text{ кгсм}^2$$

Определим жесткость сечения стойки при наличии трещины по формулам [8] и при следующих данных:

$$\psi_a = 1,00; \quad \psi_s = 0,9; \quad \nu = 0,5$$

$$\delta'_1 = \frac{\frac{\mu}{\nu} \cdot F_a}{b \cdot h_0} = \frac{2,9 \cdot 10^6}{2,9 \cdot 10^5 \cdot 0,5} \cdot 27}{60,36} = 0,173$$

$$\delta'_1 = 2 \cdot \delta_1 = 2 \cdot 0,173 = 0,346.$$

Определим высоту скатой зоны сечения стойки и плече внутренних сил сечения при допущении, что эпюра напряжений в скатой зоне имеет треугольную форму для стадии эксплуатации

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{2 \mu \cdot F_a}{b \cdot h_0} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{b \cdot h_0}{2 \mu \cdot F_a}} \right) =$$

$$= \frac{2,9 \cdot 27}{60,36} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{60,36}{2,9 \cdot 27}} \right) = 0,276;$$

$$x = 0,276 \cdot 36 = 10,00 \text{ см}$$

$$Z_1 = \frac{b x^3}{3 \mu \cdot F_a (h_0 - x)} + (h_0 - x) + \frac{(x - a)'^2}{(h_0 - x)} =$$

$$= \frac{60 \cdot 10^3}{3,6 \cdot 2,9 \cdot 27 (36 - 10)} + (36 - 10) + \frac{(10 - 4)^2}{(36 - 10)} = 31,55 \text{ см}$$

$$B = \frac{h_0 \cdot Z_1}{\frac{\psi_a}{E_a \cdot J_a} + \left(\delta' + \frac{2}{3}\right) B h_0 \cdot E_s V} =$$

$$= \frac{36,31,55}{\frac{1}{2 \cdot 10^6 \cdot 27} + \frac{0,9}{(0,173+0,276)60,36 \cdot 2,9 \cdot 10^9 \cdot 0,5}} = 4,55 \cdot 10^{10}$$

Определяем расчетные расстояния между трещинами по формулам [8]. Определяем для этого величины:

$$u_a = \frac{d}{4} = \frac{2,4}{4} = 0,60; \quad \mu_r \cdot n = \frac{27}{60,40} \cdot 6,9 = 0,0775$$

$$W_r = [0,292 + 0,75 (\delta' + 2\mu_r \cdot n) + 0,075 (\delta' + 2\mu_r \cdot n)] \delta \cdot h^2$$

$$= [0,292 + 0,75(0,173 + 2 \cdot 0,0775) + 0,075(0,346 + 2 \cdot 0,0775)] 60,40^2 =$$

$$= 5,5 \cdot 10^4 \text{ см}^3$$

$$k_r = \frac{W_r}{F_a \cdot Z_1 \cdot n} - 2 = \frac{5,5 \cdot 10^4}{27,31,55 \cdot 6,9} - 2 = 9,32 - 2 = 7,32$$

$$l_r = k_r \cdot n \cdot u_a \cdot \rho = 7,32 \cdot 6,9 \cdot 0,6 \cdot 0,7 = 21 \text{ см.}$$

Определяем расстояния между температурными швами из условия, что ширина раскрытия трещины не должна превышать  $a_r = 0,3$  мм. Определяем для этого по формулам (39), (41), (44), (45) величины:

$$\delta = H^2 \left[ \frac{H C}{3 B_c} + 2 l_r \left( \frac{1}{\delta} - \frac{1}{B_c} \right) \right] =$$

$$= 720^2 \left[ \frac{720 \cdot 1,24}{3 \cdot 10 \cdot 25 \cdot 10^{10}} + 2 \cdot 21 \left( \frac{1}{4,55 \cdot 10^{10}} - \frac{1}{10,25 \cdot 10^{10}} \right) \right] =$$

$$= 1,69 \cdot 10^{-3}$$

$$A_3 = -M - N \left( \frac{h}{2} - a - Z_1 \right) = -9 - 32 \left( \frac{0,40}{2} - 0,04 - 0,3155 \right) = -4,05 \text{ тн}$$



$$A_4 = \frac{F_a \cdot E_a \cdot L_1}{\gamma_a \cdot L_1} = \frac{27,2 \cdot 10^6 \cdot 31,55}{1,0 \cdot 21} = 81,0 \cdot 10^6 \text{ кг}$$

$$L = \frac{2\delta(a_1 A_4 + A_3)}{(\alpha \cdot \Delta t + E_x \cdot K_x) K_c \cdot H} =$$

$$= \frac{2,1,69 \cdot 10^{-3} (0,03 \cdot 81,0 \cdot 10^6 + 4,05 \cdot 10^5)}{(1,10^{-5} \cdot 60^\circ + 10 \cdot 10^{-5} \cdot 1,0) 0,8 \cdot 720} = 296 \text{ м.}$$

Принимаем расстояние между температурными швами  $L = 12 \times 25 = 300$  метров, так как в расчете не учитывалось, в запас прочности, влияние жесткости ригелей.

Пример 3: Рассчитать продольный каркас здания блока цехов по ряду "Б" (рис.5), представляющего собой 2-х ярусную рамную конструкцию (рис.1) на совместное действие внешних нагрузок и температуры окружающей среды.

Здание с размерами в плане 240 x 125 метров проектируется без поперечных температурных швов.

Цех состоит из 5-ти пролетов по 24 метра и прохода в месте перепада высот (рис.5).

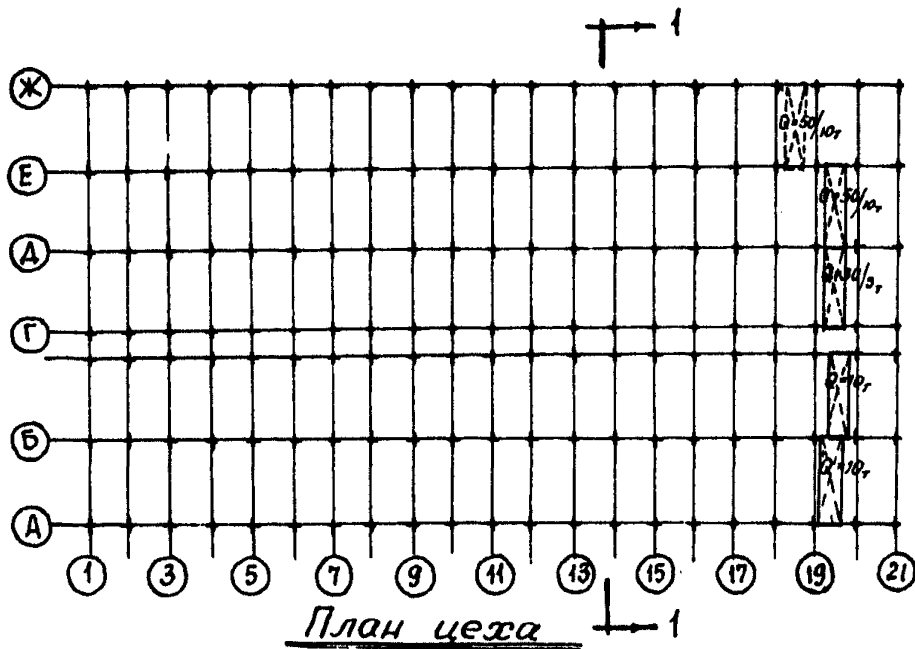
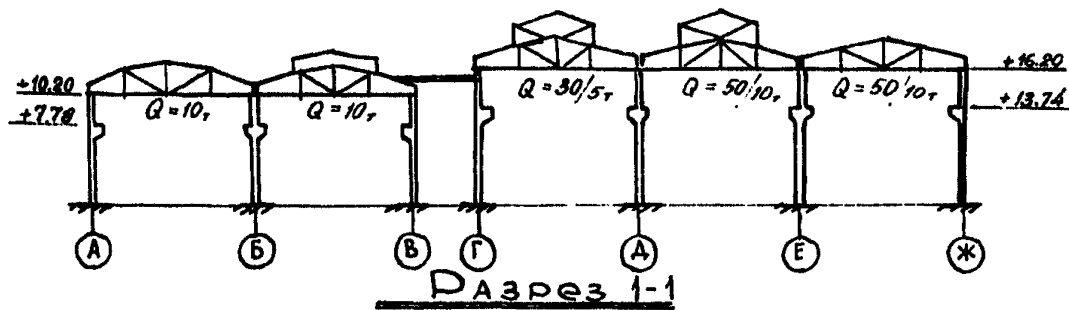
Минимальная температура при работе отопления  $+ 16^\circ\text{C}$ .  
Цех оборудован мостовыми электрическими кранами со средним режимом работы.

Данные о высоте пролетов и грузоподъемности кранов приведены на рис.5.

#### Определение перепадов температур

Перепады температуры определяются по рекомендациям проекта норм (СНиП П-А.11-71г), так как в действующих нормативах рекомендации по этому вопросу недостаточно полны.

Нормативные значения температуры для г. Дебальцево:



-33-

Рис. 5

$$\begin{aligned} t_x &= -5^{\circ}\text{C} & t_{vH} &= +20^{\circ}\text{C} & T_i &= 5^{\circ}\text{C} \\ \Delta_x &= -15^{\circ}\text{C} & \Delta_{vH} &= +6^{\circ}\text{C} \\ t^{ax} &= +16^{\circ}\text{C} & t^{ar} &= +20^{\circ}\text{C} \end{aligned}$$

Определяем расчетные температуры

$$\begin{aligned} t_N^r &= t_{vH} + \Delta_{vH} + T_i = 20 + 6 + 5 = +31^{\circ}\text{C} \\ t_N^x &= t_x - \Delta_x = -5 - 15 = -20^{\circ}\text{C} \end{aligned}$$

Определим неблагоприятную температуру замывания

$$t_N^r = \frac{t_{vH} + t_x}{2} + \frac{t_{vH} - t_x}{3} = \frac{20-5}{2} + \frac{20+5}{3} = +15,5^{\circ}\text{C}$$

$$t_N^x = \frac{t_{vH} + t_x}{2} - \frac{t_{vH} - t_x}{3} = \frac{20-5}{2} - \frac{20+5}{3} = -0,5^{\circ}\text{C}$$

Определяем расчетный перепад температур

1. На стадии строительства

$$\Delta t_1 = K(t_N^r - t_o^x) = 1,2(31 - 0,5) = 38^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta t_2 = K(t_N^x - t_o^r) = 1,2(-20 - 15,5) = 42,5^{\circ}\text{C}$$

2. На стадии эксплуатации (учитывая условия во время ввода в эксплуатацию).

Определяется величины

$$t_N^r = t_{vH} + \Delta_{vH} = 20 + 6 = 26^{\circ}\text{C} > t^{ar} = 20^{\circ}\text{C}$$

$$t_N^x = t^{ax} = +16^{\circ}\text{C}$$

Расчетные перепады температур

$$\Delta t_1 = K(t_N^r - t_o^x) = 1,2(26 - 0,5) = 31,8^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta t_2 = K(t_N^x - t_o^r) = 1,2(16 - 15,5) = 0,6^{\circ}\text{C}$$

3. На стадии эксплуатации (без учета ввода в эксплуатацию)

$$t_N^r = t^{ar} = 26^{\circ}\text{C}$$

$$t_N^x = t^{ax} = 16^{\circ}\text{C}$$

Расчетный перепад температуры

$$\Delta t = K(t_n^r - t_n^x) = 1,2(26^{\circ} - 16^{\circ}) = 12^{\circ}\text{C}$$

Расчет колонн ряда "Б" на стадии эксплуатации

(с учетом ввода здания в эксплуатацию)

В связи с большими вертикальными нагрузками при определении жесткости сечений колонн трещины не учитываем, так как они могут и не возникнуть.

Рассчитываем колонну наиболее удаленную от несмещаемой точки здания.

Влияние вертикальной нагрузки на жесткость колонны учитывается по методике [1].

I. Определение вертикальных расчетных нагрузок:

а. Вес покрытия  $0,320 \cdot 24 \cdot 12 \cdot 1,1 = 104$  т

б. Снеговая нагрузка  $0,07 \cdot 24 \cdot 12 \cdot 1,4 = 28,40$  т

в. Вес подкрановых балок  $3,4 \cdot 1,1 = 3,75$  т

г. Вес колонны  $8,0 \cdot 1,1 = 8,80$  т

$$N_{max} = 104 + 0,9 \cdot 28,4 + 3,75 + 8,80 = 142$$
 т

$$N_{min} = 104 + 3,75 + 8,80 = 116,55$$
 т

Сечение подкрановой части двухветвевой колонны принято

-  $70 \times 50$ ; надкрановой -  $50 \times 50$ .

Арматура колонны, соответственно:  $F_a = F_a' = 27$  см<sup>2</sup>

и  $F_a = F_a' = 20$  см<sup>2</sup>.

Колонны запроектированы из бетона М-300.

Влияние ползучести учитывается с помощью коэффициента  $C=1,30$

(приложение I; при возрасте бетона в начале загрузки)

$\tau = 180$  суток и сухом режиме воздуха).

Проверяется условие:

$$\frac{N_{max}}{(n-a) \cdot B \cdot R_{np}} = \frac{142}{(0,50-0,04)0,70 \cdot 1400} = 0,316 < 0,55$$

Следовательно, жесткость сечений колонны определяется по формулам [1]:

$$B_H = 0,8 \left[ \frac{E_s J_s}{C} + E_a J_a \right] =$$

$$= 0,8 \left( \frac{2,9 \cdot 10^5 \cdot 70 \cdot 50^3}{1,30 \cdot 12} + 2 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 27 \cdot 21^2 \right) = 1,68 \cdot 10^4 \text{ тм}^2$$

$$B_H = 1,68 \cdot 10^4 \frac{0,58}{0,70} = 1,38 \cdot 10^4 \text{ тм}^2$$

Определяем смещение узлов колонны (рис.1) при жесткости ригелей, равной бесконечности, по формуле (1)

$$K_x = \frac{0,6 \cdot 10^4}{0,6 \cdot 10^4 + 0,9 \cdot 28,4} = 0,71$$

$$\Delta l_s = (\alpha \Delta t + \varepsilon_x K_x) K_c y = (1 \cdot 10^{-5} \cdot 31,8^{\circ} + 10 \cdot 10^{-5} \cdot 0,71) \times$$

$$\times 1,25 \cdot 120 \cdot 10^2 = 5,85 \text{ см}$$

$$\Delta l_a = \alpha \Delta t \cdot K_c y = 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot 31,8^{\circ} \cdot 0,8 \cdot 120 \cdot 10^2 = 3,67 \text{ см}$$

Определяем усилия в стойке с помощью метода перемещений.

Изгибающие моменты в стойке при условии, что углы поворота узлов равны нулю:

$$M_{A-0} = M_{0-A} = -6 \frac{B_H}{H^2} \Delta l_a = -6 \frac{1,68 \cdot 10^{11}}{640^2} \cdot 3,67 = -90 \text{ тм}$$

$$M_{A-B} = -3 \frac{B_a}{H_a^2} (\Delta l_s - \Delta l_a) = -3 \frac{1,38 \cdot 10^{11}}{380^2} (5,85 - 3,67) = -63 \text{ тм}$$

Определяем усилия в стойке с учетом упругой заделки в узлах.

Определяем величины:

относительные погонные жесткости колонны

$$i_{A-0} = 1,00; \quad i_{A-B} = \frac{1,38}{1,68} \times \frac{6,40}{3,80} \quad 0,75 = 1,04.$$

Угол поворота узла "А"

$$\alpha_A = \frac{M_{A-0} + M_{A-6}}{4(L_{A-0} + L_{A-6})} = \frac{-90 - 63}{4(1 + 1,04)} = -18,70$$

Наибольшие моменты в колонне

$$M_{A-6} = -2 \cdot 1,04(-2 \cdot 18,7) - 63 = +15,00 \text{ тм}$$

$$M_{A-0} = -2 \cdot 1,00(-2 \cdot 18,7) - 90 = -15,00 \text{ тм}$$

$$M_{0-A} = -2 \cdot 1,00(-18,7) - 90 = -52,60 \text{ тм}$$

Поперечные силы и опорные реакции

$$R_6 = \frac{M_{A-6}}{H_6} = \frac{15,00}{3,80} = 3,95 \text{ т}$$

$$R_A = \frac{M_{0-A} - M_{A-6}}{H_A} - \frac{M_{A-6}}{H_6} = \frac{52,6 - 15,0}{6,40} - \frac{15,00}{3,80} = -14,5 \text{ т}$$

Определяем опорные реакции в стойках, расположенных на минимальном расстоянии от несмещаемой точки здания из условия линейной зависимости между величинами опорных реакций и расстояниями до несмещаемой точки

$$R_{61} = 3,95 \frac{d}{10d} = 3,95 \frac{12}{120} = 0,40 \text{ т}$$

$$R_{A1} = 14,5 \frac{d}{10d} = -14,5 \frac{12}{10 \cdot 12} = -1,45 \text{ т}$$

Определяем величину смещения узла "Б" колонны "10" с учетом влияния жесткости ригелей.

Определяем для этого величины

$$m = \frac{R_{61} \cdot c \cdot d}{E_s \cdot F_a} = \frac{0,40 \cdot 10^3 \cdot 1,30 \cdot 12 \cdot 10^2}{2,9 \cdot 10^5 \cdot 4500} = 4,8 \cdot 10^{-4}$$

$$K_{10} = 385 \text{ (принимается по приложению II).}$$

$$\Delta l_6 = (\alpha \cdot \Delta t_r + \epsilon_{\text{л}} \cdot K_{\text{л}}) K_{\text{л}} \cdot y + 0,5 \cdot K_{10} \cdot m =$$

$$= (1,10^{-5} \cdot 31,8^0 + 10 \cdot 10^{-5} \cdot 0,71) 1,25 \cdot 120 \cdot 10^2 + 0,5 \cdot 385 \cdot 4,8 \cdot 10^{-4} = 5,94 \text{ см}$$

Определяем величину смещения узла "А" колонны "10" с учетом влияния жесткости ригелей.

Определяем для этого величину

$$\mu = \frac{\kappa_{A1} \cdot c \cdot d}{E_a \cdot F_a} = \frac{1,45 \cdot 10^3 \cdot 1,3 \cdot 12 \cdot 10^2}{2 \cdot 10^6 \cdot 360} = 31,5 \cdot 10^{-4}$$

$$\begin{aligned} \Delta \ell_A &= d \cdot \Delta t_{H1} \cdot \kappa_c \cdot \gamma \cdot 0,5 \cdot \kappa_{10} \cdot m = \\ &= 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot 31,8^0 \cdot 0,8 \cdot 120 \cdot 10^2 \cdot 0,5 \cdot 385 \cdot 31,5 \cdot 10^{-4} \approx 3,07 \text{ см} \end{aligned}$$

Определяем усилия в стойке при найденных смещениях узлов.

Определяем для этого величины:

Изгибающие моменты в стойке при полной заделке в узлах

$$\begin{aligned} M_{A-0} &= M_{0-A} = -6 \frac{B_H}{H_H^2} \Delta \ell_A = -6 \frac{1,68 \cdot 10^{11}}{6402} \cdot 3,07 = -75 \text{ тн} \\ M_{A-5} &= -3 \frac{B_B}{H_B^2} (\Delta \ell_B - \Delta \ell_A) = -3 \frac{1,38 \cdot 10^{11}}{380^2} (5,94 - 3,07) = \\ &= -83 \text{ тн} \end{aligned}$$

Относительные погонные жесткости стойки:

$$i_{A-0} = 1,00; \quad i_{A-5} = 1,04.$$

Угол поворота узла "А".

$$\chi_A = \frac{M_{A-0} + M_{A-5}}{4(i_{A-0} + i_{A-5})} = \frac{-75 - 83}{4(1 + 1,04)} = -19,40$$

Изгибающие моменты в колонне с учетом упругой заделки:

$$\begin{aligned} M_{A-5} &= -2 \cdot 1,04(-2 \cdot 19,4) - 83 = -2 \text{ тн} \\ M_{A-0} &= -2 \cdot 1,00(-2 \cdot 19,4) - 75 = +2 \text{ тн} \\ M_{0-A} &= -2 \cdot 1,00(-19,4) - 75 = -44,20 \text{ тн} \end{aligned}$$

Опорные реакции

$$R_5 = -\frac{2}{3,80} = -0,53 \approx 0,7$$

$$R_A = \frac{+2-44,2}{6,40} - \frac{2}{3,80} = -7,13 \text{ т}$$

Так как  $R_B \approx 0$ , то расчет выполняется повторно при  $K_C = 1,00$  для верхнего ригеля.

Определяем смещение узла "Б" при  $K_C = 1,00$ :

$$\begin{aligned} \Delta l_B &= (\alpha \cdot \Delta t + \epsilon_{\text{экв}}) K_C \cdot y - 0,5 \cdot m = \\ &= (1 \cdot 10^{-5} \cdot 31,8^\circ + 10 \cdot 10^{-5} \cdot 0,71) 1,00 \cdot 120 \cdot 10^2 - 0,5 \cdot 385 \cdot 4,8 \cdot 10^{-4} = \\ &= 4,76 \text{ см} \end{aligned}$$

Определяем усилия в колонне:

$$\begin{aligned} M_{A-0} &= M_{0-A} = -6 \frac{1,68 \cdot 10^{II}}{640^2} 3,07 = -75 \text{ тм} \\ M_{A-B} &= -3 \frac{1,38 \cdot 10^{II}}{380^2} (4,76 - 3,07) = -48,50 \text{ тм} \end{aligned}$$

Угол поворота узла "А"

$$\alpha_A = \frac{-75 - 48,50}{4(1+1,04)} = -15,10$$

Изгибающие моменты в стойке с учетом упругой заделки:

$$\begin{aligned} M_{A-B} &= -2 \cdot 1,04(-2 \cdot 15,10) - 48,5 = +14,5 \text{ тм} \\ M_{A-0} &= -2 \cdot 1,00(-2 \cdot 15,10) - 75 = -14,50 \text{ тм} \\ M_{0-A} &= -2 \cdot 1,00(-15,10) - 75 = -44,8 \text{ тм} \end{aligned}$$

Опорные реакции:

$$\begin{aligned} R_B &= \frac{14,50}{3,80} = 3,82 \text{ т} \\ R_A &= \frac{-44,80 - 14,5}{6,40} = \frac{14,50}{3,80} = -13,07 \text{ т} \end{aligned}$$

## II. СПЛОШНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Расстояния между температурно-усадочными швами в сплошных железобетонных сооружениях должны назначаться в зависимости от величины расчетных температурно-усадочных усадий. При этом со-



оружения большой протяженности следует рассматривать, как центрально растянутый брус, усилия в котором возникают от сопротивления окружающей среды развитию температурно-усадочных деформаций.

В начале расчета определяются максимально возможные растягивающие напряжения в бетоне сооружения при отсутствии трещин (рис.6-в)

$$\sigma_{\delta_{max}} = \frac{(\alpha \cdot \Delta t + \epsilon_y) E_s}{C} \quad (46)$$

где:  $\alpha$  - коэффициент линейного расширения бетона,  
 $\Delta t$  - расчетный перепад температуры, определяемый по [2][9]  
 $\epsilon_y$  - относительные усадочные деформации,  
 $E_s$  - модуль деформации бетона,  
 $C$  - коэффициент, учитывающий влияние ползучести бетона, принимаемый по приложению I.

Вопрос о необходимости разрезки сооружения на температурные блоки решается в первую очередь в зависимости от того, превышают ли максимальные напряжения в бетоне величину  $R_p$  или нет.

В случае, если  $\sigma_{\delta_{max}} < R_p$ , то сооружение может осуществляться без разрезки на температурные блоки независимо от его длины.

В случае, если  $\sigma_{\delta_{max}} > R_p$ , и трещины в сооружении нежелательны (например, в водосодержащих сооружениях, осуществляемых без оклеечной гидроизоляции), то требуется разрезка сооружения на температурные блоки такой величины, чтобы растягивающие напряжения в бетоне не превышали бы величины  $R_p$ .

В этом случае расстояния между температурными швами определяются из условия равенства температурно-усадочных усилий силам трения (рис.6-в) с помощью уравнения:

$$q \cdot f_r \cdot x - R_p \cdot F_n = 0 \quad (47)$$

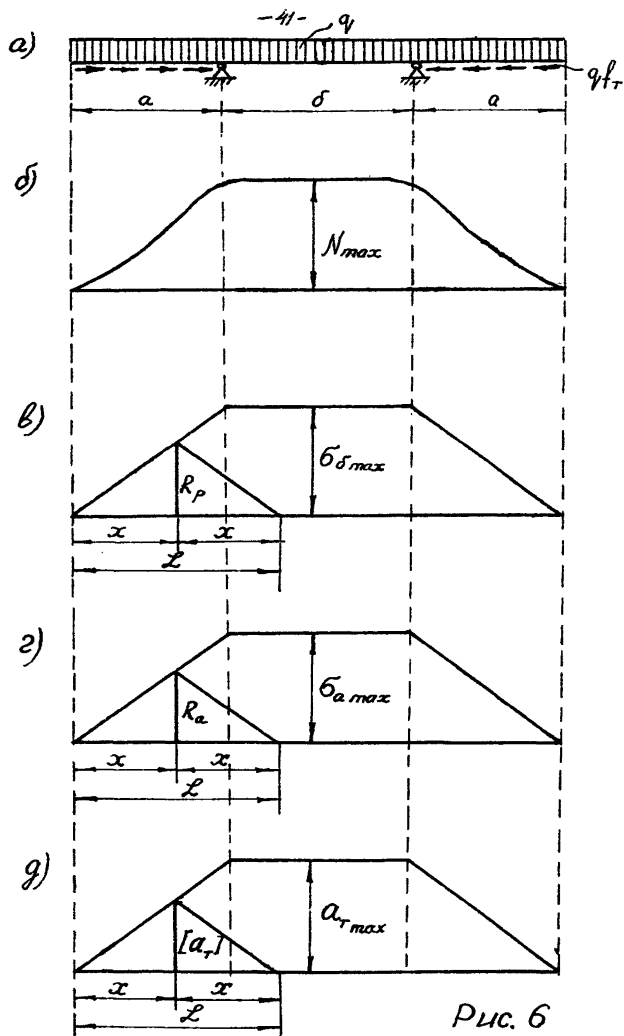


Рис. 6

где:  $F_n$  - приведенная площадь поперечного сечения железобетонного бруса,  
 $f_r$  - коэффициент трения бетона по грунту,  
 $q$  - реактивное давление грунта на сооружение,  
 $x$  - расстояние от конца бруса до сечения, в котором усилия достигают величины  $R_p$ .

Расстояния между температурными швами определяются по формуле (рис.6-в)

$$L = 2x = 2 \frac{F_n \cdot R_p}{q \cdot f_r} \quad (48)$$

В случае, если  $\sigma_{s,max} > R_p$  и трением в сооружении допустимы, то расстояния между температурно-усадочными швами следует назначать в зависимости от напряжений в растянутой арматуре и ширины раскрытия трещин.

В начале расчета следует определять процент армирования, исключающий крупное разрушение, по формуле:

$$\mu_1 = \frac{R_p''}{R_a - 300} \quad (49)$$

Затем определяется величина максимально возможного напряжения в растянутой арматуре, по формуле (рис.6-г)

$$\sigma_{a,max} = \frac{(\alpha \Delta t + \epsilon_y) E_a}{\psi_a} \quad (50)$$

где:  $\psi_a$  - коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона между трещинами, принимаемый по СНиП II-V.1-62 при условии

$$\frac{N_{sT}}{N} = 1 \text{ равный:}$$

при кратковременном действии нагрузки  $\psi_a = 0,3$ ;

при длительном действии нагрузки  $\psi_a = 0,65$ .

Расстояния между температурными швами, на основании прочности

растянутой арматуры определяется по формуле (рис.6-г)

$$L = 2 \frac{F_a \cdot R_a}{q \cdot f_r} \quad (51)$$

Ширина трещины в конструкциях, армированных арматурой периодического профиля определяется:

при кратковременном действии нагрузки по формуле:

$$a_r = 0,175 \frac{(\alpha \Delta t + \epsilon_y) d}{\mu_1} \quad (52)$$

при длительном действии нагрузки:

$$a_r = 0,250 \frac{(\alpha \Delta t + \epsilon_y) d}{\mu_1} \quad (53)$$

где:  $d$  - диаметр растянутой арматуры,

$\mu_1 = \frac{F_a}{F_s}$  - содержание растянутой арматуры.

В случае, если ширина трещины, полученная по формулам (52) и (53) больше допустимой, то следует предусмотреть температурные швы, расстояния между которыми определяются по формуле (рис.6-д)

$$L = 2 \frac{E_a \cdot F_a}{\psi_a \cdot l_r \cdot q \cdot f_r} [a_r] \quad (54)$$

где:  $[a_r]$  - допустимая ширина раскрытия трещины,

$l_r$  - расстояние между трещинами, определяемое по СНиП II-B.I-62.

### ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

**Пример I:** Рассчитать фундамент под рольганг прокатного стана "Г 700" на действие температуры окружающей среды.

Фундамент представляет собой железобетонный брус с наружными размерами 72x15x10 метров (рис.7).

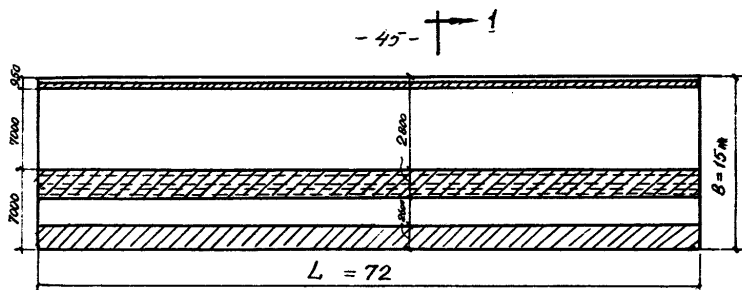
Так как длина фундамента превышает 50 метров, то по действующим нормам [ 8 ] требуется статический расчет на действие температуры для выполнения возможности осуществления его без температурных швов.

Устройство температурных швов нежелательно в связи с высоким уровнем грунтовых вод. Расчет фундамента следует выполнить раздельно для стадии строительства и эксплуатации. В период эксплуатации фундамент находится в исключительно благоприятных температурных условиях, так как остановка прокатного стана для капитального ремонта зимой исключена, а остановки для текущего ремонта продолжительностью до 48 часов не могут оказать влияния на среднюю температуру подземного сооружения.

Влияние усадки бетона при расчете фундамента на стадии эксплуатации не учитывается, так как сооружение надежно защищено от высыхания бетона.

На стадии строительства фундамент рассчитывается, как конструкция, находящаяся на открытом воздухе, так как осуществление его будет производиться открытым способом. При этом следует учитывать влияние усадки бетона, как дополнительное понижение температуры, равное  $15^{\circ}$ .

Влияние усадки бетона может не учитываться в случае, если поверхность бетона фундамента сразу после распушки будет защищена от высыхания лакокрасочным или эмульсионным покрытием.



1

ПЛАН ФУНДАМЕНТА

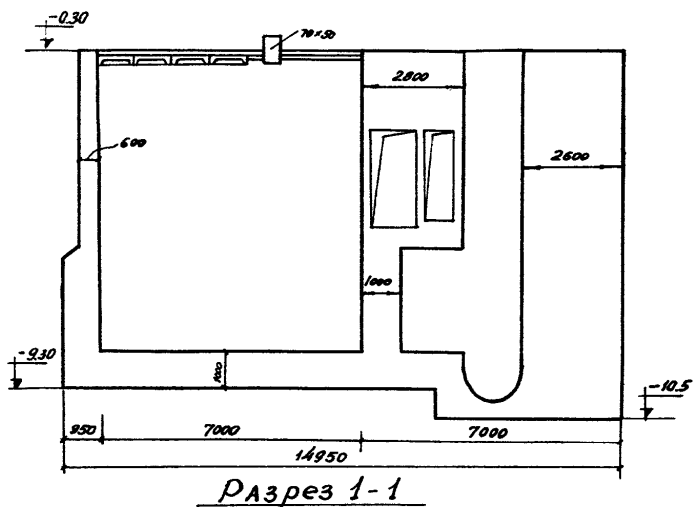


Рис. 7

Расчет фундамента, находящегося в эксплуатации

Расчетный перепад температуры в помещениях прокатного цеха определяем по СНиП II-A.II-71 (проект) [2].

Расчетный перепад температуры в бетоне фундамента принимаем равным 40% от расчетного перепада в помещении цеха (СНиП Г-7-62).

I. Определяем расчетный перепад температуры в помещениях цеха.

Нормативное отклонение средней температуры элементов конструкций от начальной температуры определяем по формуле:

$$\Delta t_n = t_n^x - t_o^r$$

где:

$$t_n^x = t^{8x}; \quad t_o^r = \frac{t_{VII} + t_x}{2} + \frac{t_{VI} - t_x}{3}$$

Здесь:

$t_n^r; t_n^x$  - приведенные средние температуры в помещении в теплое и холодное время года,

$t_{VII}; t_x$  - средняя июльская и январская температура наружного воздуха, принимаемая по метеорологическим данным, приведенным в справочниках,

$\Delta_{VII} = 6^\circ\text{C}$  - отклонение средней температуры наиболее теплых суток от значения  $t_{VII}$ ,

$t^{8r}; t^{8x}$  - температура воздуха в эксплуатируемом помещении в теплое и холодное время года.

Для г. Харькова:  $t_{VII} = +20,5^\circ\text{C}$   $t_x = -5^\circ\text{C}$

для тяжелой работы:  $t_n^x = t^{8x} = +14^\circ\text{C}$ .

Тогда:  $t_n^r = +20,5^\circ + 6 = 26,5^\circ\text{C}$ .

$$t_0^x = \frac{t_{vн} + t_I}{2} = \frac{t_{vн} - t_I}{3} = \frac{20,5-5}{2} - \frac{20,5+5}{3} = -0,75^\circ\text{C}$$

$$\Delta t = t_n^r - t_0^x = 26,50 - 14^\circ\text{C} = 12,50^\circ\text{C}$$

Коэффициент перегрузки:  $K_n = 1,2$

2. Расчетный перепад температур для фундамента равен:

$$\Delta t = \Delta t_n \cdot K_c \cdot K_n = 12,50 \cdot 0,4 \cdot 1,2 = 6,0^\circ\text{C}$$

Влияние ползучести бетона учитывается с помощью коэффициента для марки бетона М-150, при возрасте бетона в момент "заминания"  $\tau = 28$  суток и длительности действия нагрузки  $t - \tau = 180$  суток, равного  $C = 1,99$  (приложение I).

3. Максимальные растягивающие напряжения независимо от длины сооружения равны:

$$\sigma_{max} = \frac{\alpha \cdot \Delta t \cdot E_s}{C} = \frac{1 \cdot 10^{-5} \cdot 6,0^\circ \cdot 2 \cdot 10^5}{1,99} = 6,1 \text{ кг/см}^2 < R_p = 6,5 \text{ кг/см}^2$$

Следовательно, ис учетом прочности бетона на растяжение постоянные или не кратковременные напряжения независимы от длины сооружения.

#### Расчет фундамента, находящегося в стадии строительства

1. Определим нормативное отклонение средней температуры элементов монолитной от начальной с помощью формул, приведенных в СНиП II-A.II-71 [2].



где:

$$\Delta t_{H1} = t_H^r - t_o^x$$

$$\Delta t_{H2} = t_H^x - t_o^r$$

$$t_H^r = t_{VII} + \Delta_{VII} + T_1$$

$$t_H^x = t_I - \Delta_I$$

Здесь:

$t_{VII}; t_I$  - средние амплитуды суточных колебаний температуры наружного воздуха для июля и января, принимаемые по приложениям I, II [2]

$\Delta_{VII}; \Delta_I$  - отклонения средней температуры наиболее теплых или холодных суток от значения  $t_{VII}$  и  $t_I$  принимаемое равными  $\Delta_{VII} = 6^\circ\text{C}$  и  $\Delta_I = 15^\circ\text{C}$  (приложение III [2]),

$T_1$  - коэффициент, учитывающий суточные колебания температуры и солнечную радиацию, равный  $T_1 = 5^\circ\text{C}$  (пункт 2).

2. Определяем нормативное отклонение средней температуры элементов конструкции от начальной температуры при следующих исходных данных:

$$t_{VII} = +20^\circ\text{C} \quad t_I = -5^\circ\text{C} \quad (\text{г. Харьков})$$

$$\Delta_I = 15^\circ\text{C} \quad \Delta_{VII} = 6^\circ\text{C}$$

$$t_H^r = t_{VII} + \Delta_{VII} + T_1 = 20^\circ + 6^\circ + 5^\circ = 31^\circ\text{C}$$

$$t_H^x = t_I - \Delta_I = -5^\circ\text{C} - 15^\circ\text{C} = -20^\circ\text{C}$$

3. Определяем начальную температуру в бетоне сооружения

$$t_o^r = \frac{20-5}{2} + \frac{20+5}{3} = +15,5^\circ\text{C}; \quad t_o^x = \frac{20-5}{2} - \frac{20+5}{3} = -0,5^\circ\text{C}$$

4. Определяем нормативное отклонение температуры от начальной

$$\Delta t_M^r = t_M^r - t_o^x = 31 + 0,5 = 31,5^\circ\text{C}$$

$$\Delta t_M^x = t_M^x - t_o^r = -20 - 15,5 = -35,5^\circ\text{C}$$

5. Определяем расчетное отклонение температуры от начальной

$$\Delta t_{M1} = 31,5 \cdot 1,2 = 38^\circ\text{C}$$

$$\Delta t_{M2} = -35,5 \cdot 1,2 = -42,7^\circ\text{C}$$

6. Влияние усадки бетона учитывается, как дополнительное снижение температуры, равное  $15^\circ\text{C}$ , что соответствует относительной деформации бетона

$$\epsilon_y = \alpha \cdot t_y = 1 \cdot 10^{-5} \cdot 15^\circ = 0,00015$$

Коэффициент трения бетона по грунту принимается равным  $f_r = 0,6$ .

7. Максимальные напряжения в бетоне сооружения неограниченной протяженности определяются по формуле:

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{(\alpha \cdot \Delta t_{M2} + \epsilon_y) E_s}{C} = \frac{(1 \cdot 10^{-5} \cdot 42,7^\circ + 0,00015) 2 \cdot 10^5}{2,83} = 41 \text{ кг/см}^2 > R_p = 6,5 \text{ кг/см}^2$$

Если трещины нежелательны, то требуется устройство временных рабочих швов бетонирования.

8. Определяем вертикальную нагрузку на I пог. метр сооружения (собственный вес  $\phi$ -та)

$$q = F_n \cdot \delta = 63 \text{ м}^2 \cdot 2,60 = 164 \text{ т/м}$$

9. Расстояния между временными температурными швами определяются по формуле

$$L = 2 \frac{F_n \cdot R_p}{q \cdot f_r} = 2 \frac{63 \cdot 10^4 \cdot 6,5}{164 \cdot 10 \cdot 0,6} = 83 > 72 \text{ м}$$

Следовательно, в сооружении длиной 72 м временные швы не требуются.

**Прим.р 2:** <sup>5</sup>Рассчитать железобетонную подпорную стенку (стенку подвала мазгала прокатного цеха) на действие температуры окружающей среды. Подпорная стенка запроектирована по оси продольного ряда колонн цеха и жестко связана с подвOLONнИкИмИ (рис.8).

Так как подвOLONнИкИ нагружены значительной вертикальной нагрузкой, то всякое перемещение их в горизонтальном направлении исключено. В этом случае величина температурно-усадочных напряжений в подпорной стенке не зависит от длины сооружения и, следовательно, устройство температурно-усадочных швов (реже чем через 6,0 метров) не влияет на величину напряжений. Поэтому подпорная стена запроектирована без температурно-усадочных швов при длине 480 метров. Стенка проектируется из бетона М-200. Расчетные температуры принимаются такими же, как и в примере I.

Расчет стенки в период эксплуатации здания

$$\underline{(\Delta t_n = 6,0^{\circ}\text{C})}$$

Определяем максимальные растягивающие напряжения

$$\sigma_{smax} = \frac{\alpha \cdot \Delta t \cdot E_s}{C} = \frac{1 \cdot 10^{-5} \cdot 6,0 \cdot 2,4 \cdot 10^5}{1,86} = 7,70 < R_p = 8 \text{ кг/см}^2$$

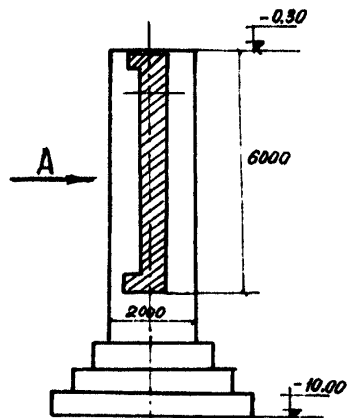
Постоянные температурно-усадочные швы не требуются.

Расчет стенки на стадии строительства

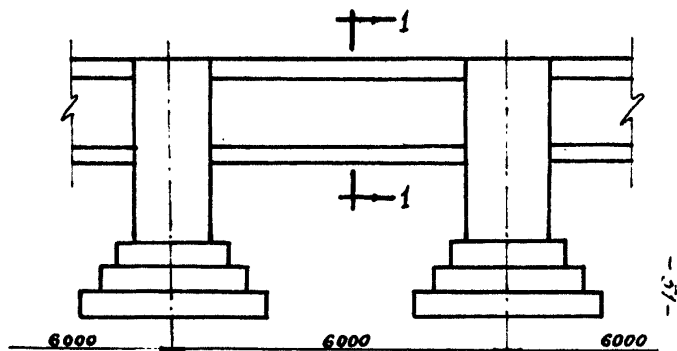
$$\Delta t_n = 42,7^{\circ}\text{C} \quad \epsilon_y = 0,00015$$

Определяем максимальные растягивающие напряжения в стенке при отсутствии трещин:

$$\sigma_{smax} = \frac{(\alpha \cdot \Delta t + \epsilon_y) \cdot E_s}{C} = \frac{(1 \cdot 10^{-5} \cdot 42,7^{\circ} + 0,00015) 2,4 \cdot 10^5}{2,59} = 53,5 \text{ кг/см}^2 > R_p = 8 \text{ кг/см}^2$$



Сечение 1-1



Вид по стрелке А

Рис. 8

Трещины в сооружении возникают.

Определяем минимальный процент армирования, при котором исключается хрупкое разрушение конструкции:

$$\mu_1 = \frac{R_p^H}{R_a - 300} = \frac{11}{3500 - 300} = 0,00345 = 0,345\%$$

Определяем максимальные напряжения в продольной арматуре

$$\begin{aligned} \sigma_{amax} &= \frac{(\alpha \Delta t + \epsilon_y) \cdot E_a}{\psi_a} = \frac{(1,0 \cdot 10^{-5} \cdot 42,7^{\circ} + 0,00015) 2 \cdot 10^6}{0,65} = \\ &= 1780 \text{ кг/см}^2 < 3500 \text{ кг/см}^2 \end{aligned}$$

Минимальный процент армирования при условии, что стенка армируется стержнями периодического профиля  $d = 16$  мм, расстояние между трещинами, определяемое по [8] равно 25 см и допустимая ширина раскрытия трещины  $a_r = 0,4$  мм [II] определяется по формуле:

$$\begin{aligned} \mu_1 &= 0,25 \frac{(\alpha \cdot \Delta t + \epsilon_y) d}{a_r} = 0,25 \frac{(1,0 \cdot 10^{-5} \cdot 42,7 + 0,00015) \times}{0,04} \times \\ &\quad \times 1,6 = 0,58\% \end{aligned}$$

Трещины возникают только в период строительства, когда сооружение находится в открытом котловане в зимний период года. Во время эксплуатации здания трещины закрываются и поэтому не влияют на долговечность сооружения.

**Пример 3:** Рассчитать подземную часть многоэтажного жилого корпуса на действие температуры окружающей среды.

Здание имеет размеры в плане 174x12 метров. Подземная часть здания представляет собой монолитную железобетонную конструкцию (рис.9) из бетона М-300.

Подвальные помещения отапливаются, влажность воздуха в них нормальная.

Основанием под здание являются крупнозернистые пески.

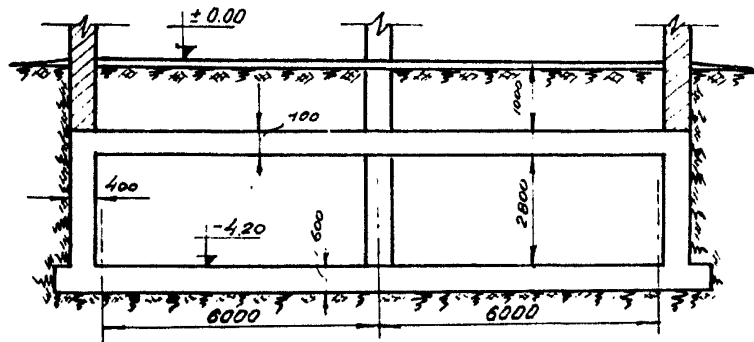


Рис. 9

Грунтовые воды отсутствуют.

Район строительства г.Киев.

Расчет сооружения, находящегося в эксплуатации

Исходные данные, необходимые для определения расчетных температур по методике, рекомендуемой СНиП П-А.11-71 [2]

$$\begin{aligned}t_{вн} &= +20^{\circ}\text{C}; & \Delta_{вн} &= +6^{\circ}\text{C}; \\t_{г} &= -5^{\circ}\text{C}; & \Delta_{г} &= 15^{\circ}; & K_n &= 1,20; & K_c &= 0,60 \\t_{вх} &= +18^{\circ}\text{C}; & T_{г} &= 5^{\circ}\text{C}.\end{aligned}$$

Определяем нормативное отклонение средней температуры элементов конструкций, находящихся в наземной части здания от начальной температуры

$$\begin{aligned}t_n^r &= t_{вн} + \Delta_{вн} = +20^{\circ} + 6^{\circ} = 26^{\circ}\text{C} \\t_n^x &= t_{вх} = +18^{\circ}\text{C}; & \Delta t_n^r &= t_n^r - t_n^x = 26 - 18 = 8^{\circ}\text{C}.\end{aligned}$$

Определяем расчетную температуру для конструкций, находящихся в подвальном помещении

$$\Delta t = +8^{\circ} \cdot 0,6 \cdot 1,20 = 5,75^{\circ}\text{C}$$

Температурный перепад в грунте у стен подвала на глубине 3,30 метра от уровня отмостки принимается по метеорологическим данным, по которым он равен  $3,4^{\circ}$  [9].

Расчетный перепад для конструкций подземной части здания принимается равным полусумме перепадов температуры воздуха в подвальном помещении и грунта у стен здания

$$\Delta t = \frac{(5,75^{\circ} + 3,4^{\circ}) \cdot 1,20}{2} = 4,58^{\circ}\text{C}$$

Влияние ползучести бетона учитывается с помощью коэффициента  $C = 1,24$  (приложение I).

Определяем максимально возможные растягивающие напряжения в сооружении:

$$\sigma_{\text{сжат}} = \frac{\alpha \cdot \Delta t \cdot E_s}{C} = \frac{1 \cdot 10^{-5} \cdot 4,58 \cdot 2,9 \cdot 10^5}{1,24} = 10,70 \text{ кг/см}^2 \\ \approx R_p = 10,5 \text{ кг/см}^2$$

Постоянные температурно-усадочные швы не требуются при любой длине сооружения.

Расчет сооружения, находящегося в стадии  
строительства

Определяем нормативное отклонение средней температуры элементов конструкций от начальной температуры

$$t_H^r = t_{rH} + \Delta_{rH} + T, = 20^\circ + 6^\circ + 5^\circ = 31^\circ\text{C}$$

$$t_H^x = t_{rI} - \Delta_{rI} = -5^\circ - 15^\circ = -20^\circ\text{C}$$

Определяем начальную температуру бетона

$$t_o^r = \frac{t_{rH} + t_{rI}}{2} + \frac{t_{rH} - t_{rI}}{3} = \frac{20-5}{2} - \frac{20+5}{3} = +15,5^\circ\text{C}$$

Определяем нормативное отклонение средней температуры элемента от начальной:

$$\Delta t_H = t_H^x - t_o^r = -20^\circ - 15,5^\circ = -35,5^\circ\text{C}$$

Определяем отклонение расчетной температуры от начальной

$$\Delta t = -35,5^\circ \cdot 1,20 = -42,70^\circ\text{C}$$

Влияние усадки бетона учитывается, как дополнительное снижение температуры на  $15^\circ\text{C}$ , что соответствует относительной деформации бетона

$$E_y = 1 \cdot 10^{-5} \cdot 15^\circ = 0,00015$$

Влияние ползучести бетона учитывается с помощью коэффициента  $C = 2,20$  ( приложение I ).



Максимально возможные напряжения в бетоне равны:

$$\sigma_{s \max} = \frac{(\alpha \cdot \Delta t + \epsilon_y) E_s}{c} = \frac{(1 \cdot 10^{-5} \cdot 42,7^{\circ} + 0,00015^{\circ}) 2,9 \cdot 10^5}{2,20} = \\ = 76 \text{ кг/см}^2 > R_p = 10,5 \text{ кг/см}^2$$

Если трещины нежелательны, то необходимо устройство временных температурно-усадочных швов (рабочих швов бетонирования), расстояния между которыми определяются с помощью формулы (48).

Определяем величину вертикальной нагрузки на 1 пог.метр длины сооружения

$$q = 17 \text{ м}^2 \cdot 2,60 = 44 \text{ т/п.м.}$$

Коэффициент трения бетона по грунту принимается равным  $f_r = 0,6$ .

Определяем величину максимально допустимого расстояния между временными швами

$$L = 2 \frac{f_n \cdot R_p}{q \cdot f_r} = 2 \frac{17 \cdot 10^4 \cdot 10,5}{44 \cdot 10 \cdot 0,6} = 135 \text{ м} < 174 \text{ м}$$

При длине сооружения 174 метра требуется один временный шов бетонирования.

ЛИТЕРАТУРА

1. Руководство по проектированию сборных железобетонных водонепроницаемых одноэтажных промышленных зданий. ЦНИИПромзданий, 1971.
2. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования (проект) СНиП П-А.11-71.
3. Нормы проектирования (СНиП П-А.6-72)
4. Улицкий И.И., Металки Н.С., Роминцев Г.М. Жесткость изгибаемых железобетонных элементов. НИИСК АСНА УССР, Госстройиздат, 1963.
5. Фрайфельд С.Е., Забелло И.Л. О практическом методе расчета железобетонных статически неопределимых систем при совместном учете температуры и силовых факторов. Сб. трудов Харьк. ПСНИИП "Динамика и прочность сооружений", изд-во "Будівецьник", К., 1969.
6. Никитин И.К. Расчет железобетонных многостажных каркасных зданий на температурные воздействия. ЦНИИС. Серия I. Информационный выпуск № 4, М., 1969.
7. Отчет ЦНИИПромзданий по теме № 710-69. Проектные предложения с технико-экономическим обоснованием.
8. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования (СНиП П-В.1-62).
9. Справочник по климату СССР. Выпуск 10. Гидрометеоздат, Л., 1967.
10. Забелло И.Л. О разрезе силовых железобетонных сооружений температурными швами. Журнал "Бетон и железобетон" № 6, 1972.
11. Бетонные и железобетонные конструкции. Проект норм проектирования (СНиП П-В.1-72).

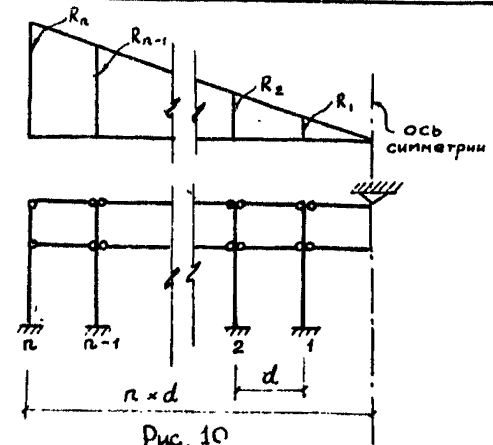
Коэффициенты "С"

Возраст бетона $\tau$ в начале загружения (в сутках)	Наименьший размер сечения эл-та в см.	Влияние масштаб- ного фактора	Марка бетона	Влажностный режим ( $\tau$ )				
				Очень сухой	Сухой	Нормаль- ный	Влажный	Мокрый
7	20	1.00	150	4.38	3.78	3.24	2.83	2.44
			200	3.94	3.42	2.94	2.59	2.26
			300	3.34	2.94	2.55	2.27	2.01
			400	2.88	2.56	2.25	2.03	1.82
			500	2.37	2.14	1.92	1.76	1.61
			600	2.01	1.84	1.68	1.57	1.45
	40	0.80	150	3.56	3.31	2.69	2.40	2.13
			200	3.26	2.86	2.48	2.23	1.97
			300	2.80	2.49	2.20	1.98	1.77
			400	2.44	2.20	1.96	1.79	1.69
			500	2.06	1.89	1.71	1.60	1.48
			600	1.78	1.65	1.53	1.44	1.36
	100 и более	0.40	150	2.10	1.92	1.74	1.62	1.50
			200	2.04	1.80	1.65	1.55	1.44
			300	1.78	1.65	1.53	1.44	1.35
			400	1.61	1.55	1.43	1.36	1.30
			500	1.47	1.40	1.32	1.28	1.22
			600	1.35	1.30	1.24	1.21	1.17
28	20	1.00	150	2.80	2.50	2.20	1.99	1.79
			200	2.56	2.23	2.05	1.86	1.69
			300	2.27	2.05	1.85	1.71	1.56
			400	2.01	1.84	1.66	1.60	1.46
			500	1.75	1.63	1.51	1.43	1.33
			600	1.56	1.44	1.38	1.32	1.26
	40	0.80	150	2.38	2.14	1.92	1.76	1.61
			200	2.20	2.00	1.81	1.67	1.54
			300	1.96	1.81	1.65	1.55	1.44
			400	1.78	1.65	1.53	1.44	1.36
			500	1.58	1.49	1.40	1.34	1.27
			600	1.44	1.37	1.30	1.25	1.20
	100 и более	0.40	150	1.61	1.53	1.42	1.35	1.28
			200	1.54	1.46	1.37	1.31	1.25
			300	1.44	1.37	1.30	1.25	1.21
			400	1.35	1.30	1.25	1.21	1.17
			500	1.27	1.23	1.19	1.16	1.13
			600	1.23	1.20	1.16	1.14	1.11
180	20	1.00	150	1.58	1.49	1.41	1.35	1.29
			200	1.52	1.45	1.37	1.31	1.26
			300	1.43	1.36	1.31	1.26	1.22
			400	1.36	1.33	1.25	1.22	1.18
			500	1.28	1.24	1.20	1.17	1.14
			600	1.21	1.19	1.15	1.13	1.10
	40	0.80	150	1.46	1.40	1.33	1.28	1.23
			200	1.41	1.35	1.30	1.25	1.20
			300	1.34	1.30	1.24	1.21	1.17
			400	1.30	1.25	1.21	1.18	1.15
			500	1.25	1.19	1.16	1.13	1.11
			600	1.17	1.15	1.13	1.10	1.08
	100 и более	0.40	150	1.23	1.20	1.17	1.14	1.12
			200	1.21	1.18	1.15	1.13	1.11
			300	1.17	1.15	1.12	1.11	1.09
			400	1.15	1.12	1.11	1.09	1.07
			500	1.11	1.09	1.08	1.07	1.05
			600	1.09	1.07	1.06	1.05	1.03

# Приложение II

## Коэффициенты $K_c$ для учета влияния жесткости ригелей продольных каркасов

		NN стоек																			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	
2	1																				
3	2	3																			
4	3	5																			
5	4.5	8	10																		
6	6	11	14																		
7	8	15	20	24																	
8	10	19	26	30																	
9	12.5	24	33.5	40	46																
10	15	29	41	50	55																
11	18	35	50	62	70	76															
12	21	41	59	74	85	91															
13	24.5	48	69.5	89	102.5	112	116														
14	28	55	80	102	120	133	140														
15	32	63	92	118	140	157	168	172													
16	36	71	104	134	160	181	196	204													
17	40.5	80	117.5	152	182.5	208	227.5	240	248												
18	45	89	131	170	205	235	259	276	285												
19	50	99	146	190	230	265	294	315	330	340											
20	55	109	161	210	255	295	329	356	375	385											
21	60.5	120	177.5	232	282.5	328	367.5	400	424.5	440	448										
22	66	131	194	254	310	361	408	444	474	495	506										
23	72	143	212	278	340	397	448	482	528	555	572	582									
24	78	155	230	302	370	433	490	540	582	615	638	650									
25	84.5	168	248.5	328	402.5	472	535.5	592	644.5	680	708.5	728	740								
26	91	181	269	354	435	511	581	644	699	745	781	806	819								
27	98	195	290	377	470	553	630	700	762	815	858	890	910	928							
28	105	209	311	410	505	595	679	756	825	885	935	974	1001	1015							
29	112.5	224	333.5	440	542.5	640	735	816	892.5	960	1017.5	1064	1098.5	1120	1136						
30	120	239	356	470	580	685	784	876	960	1035	1100	1154	1196	1225	1240						
31	128	255	380	502	620	733	840	940	1034	1115	1188	1250	1300	1337	1360	1380					
32	136	271	404	534	660	781	896	1004	1104	1195	1276	1346	1404	1449	1480	1496					
33	144.5	288	429.5	568	702.5	832	955.5	1072	1182.5	1280	1369.5	1448	1514.5	1568	1607.5	1624	1644				
34	153	305	455	602	745	883	1015	1140	1257	1365	1463	1550	1625	1687	1735	1768	1785				
35	162	323.5	482	638	790	937	1078	1212	1341	1455	1557	1658	1742	1815	1870	1912	1938	1964			
36	171	341	509	674	835	991	1141	1284	1425	1545	1651	1766	1859	1939	2005	2056	2091	2109			
37	180.5	360	537.5	712.5	882.5	1048	1207.5	1360	1510.5	1640	1756	1880	1982.5	2072	2147.5	2208	2252.5	2280	2300		
38	190	379	566	751	930	1105	1274	1436	1596	1735	1860	1994	2106	2205	2290	2360	2414	2451	2470		
39	200	399	596	791	980	1165	1344	1516	1686	1835	1970	2114	2236	2345	2440	2520	2584	2631	2660	2680	
40	210	419	626	831	1030	1225	1414	1596	1776	1935	2080	2234	2366	2485	2590	2680	2754	2811	2850	2870	



- 53 -

