

ГОССТРОЙ СССР  
ГЛАВПРОМСТРОЙПРОЕКТ  
СОЮЗМЕТАЛЛУРГСТРОЙНИИПРОЕКТ  
ХАРЬКОВСКИЙ ПРОМСТРОЙНИИПРОЕКТ

## МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ

С ПРИМЕРАМИ РАСЧЁТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ  
КОНСТРУКЦИЙ НА ДЕЙСТВИЕ ТЕМПЕРАТУРЫ  
ОКРУЖАЮЩЕЙ СРЕДЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДЛИНЫ  
ТЕМПЕРАТУРНЫХ БЛОКОВ.

г.Харьков, 1981 г.

Госстрой СССР  
Главпромстройпроект  
Союзметаллургстройинипроект  
ХАРЬКОВСКИЙ ПРОМСТРОЙНИИПРОЕКТ

МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ  
С ПРИМЕРАМИ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ  
НА ДЕЙСТВИЕ ТЕМПЕРАТУРЫ ОКРУЖАЮЩЕЙ СРЕДЫ  
И ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДЛИНЫ ТЕМПЕРАТУРНЫХ БЛОКОВ

г.Харьков, 1981г.

СОДЕРЖАНИЕ

	Стр.
Предисловие . . . . .	3
Глава I. Расчет железобетонных каркасов зданий	4
1. Основные положения методики расчета . . .	4
2. Примеры расчета . . . . .	18
Глава II. Расчет сплошных железобетонных сооружений	25
1. Основные положения методики расчета . . .	25
2. Примеры расчета . . . . .	30
Литература . . . . .	40

Настоящие Рекомендации предназначены для инженерно-технических работников проектных институтов и составлены на основе научно-исследовательских работ, выполненных в Харьковском Промстройинипроекте.

Помимо указанных исследований при разработке Рекомендаций использованы следующие материалы: "Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций", НИИЖБ, М., 1975, разработанное совместно с научной частью Харьковского Промстройинипроекта.

В подготовке материалов к Рекомендациям и в составлении Рекомендаций принимали участие сотрудники Харьковского Промстройинипроекта: зав. лабораторией железобетонных конструкций, к.т.н. Петров В.И., ст.научный сотрудник, к.т.н. Забелло И.Л. Иллюстрации к рекомендациям выполнены ст.инженером Пешковой В.А.

Методические рекомендации рассмотрены и утверждены Ученым Советом института Харьковский Промстройинипроект (протокол № 19 от 17 июля 1980 г.).

Отзывы и замечания следует направлять по адресу: 310059, г. Харьков-59, проспект Ленина, 9, Харьковский Промстройинипроект, научная часть.

## Глава I

### РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КАРКАСОВ ЗДАНИЙ

#### I. Основные положения

I.1. При расчетах пространственная система каркаса здания расчленяется обычно на плоские поперечные и продольные рамы. В одноэтажных зданиях плоские поперечные рамы (рис.1а) образуются из колонн и конструкций покрытия, а продольные рамы (рис.1б) - из колонн, плит покрытия, подстропильных конструкций, связей (решетчатых или в виде распорок) и подкрановых балок.

Аналогично расчленяется и каркас многоэтажного здания на поперечные рамы (рис.1в), образуемые из колонн и ригелей и продольные рамы (рис.1г), образуемые из колонн, плит перекрытий и покрытий, ригелей и связей.

Статические расчеты рам правильнее всего производить по деформированной схеме на совместное действие всех нагрузок и воздействий, как нелинейно деформируемых систем с учетом непосредственного влияния продольного изгиба колонн, трещин и неупругих деформаций бетона на кривизну и, соответственно, жесткость элементов.

Однако такой расчет достаточно сложен; в подавляющем большинстве случаев оказывается возможным с достаточной для практики точностью расчет рам производить упрощенными методами.

I.2. В связи с тем, что в сечениях конструкции действующие температурные усилия зависят от жесткости сечений, расчет следует выполнять методом последовательных приближений с учетом следующих допущений:

Жесткость железобетонных элементов рамы с трещинами в растянутой зоне принимается постоянной по всей их длине, равной:

$$B_{np} = B_{ст} + (B_{ст} - B_{ст}) K_{п}, \quad (1)$$

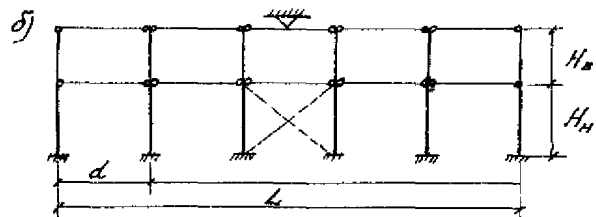
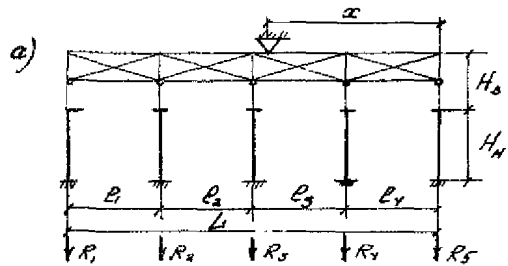
где:  $K_{п}$  - коэффициент приведения, равный:

$$K_{п} = e^{\left(\frac{M_T - M}{K M_T}\right)}, \quad (2)$$

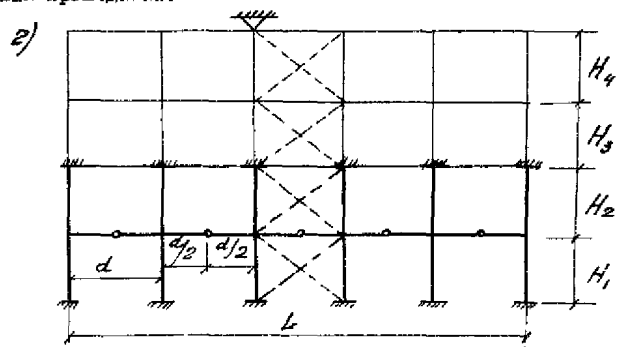
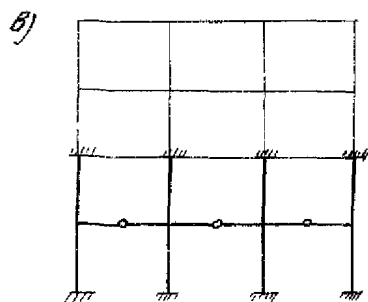
$K$  - коэффициент, равный  $K=1,25$  при однозначной и  $K=1,5$  при двузначной эпюре моментов по длине элемента;

$M_T$  - момент, воспринимаемый сечением, нормальным к продольной оси элемента, при образовании трещин и определяемый по формуле (3);

$M$  - расчетный изгибающий момент, который способен воспринять сечение;



Каркасы одноэтажных промзданий.



Каркасы многоэтажных промзданий.

Рис. I Схемы каркасов.

$B_{от}$  - жесткость сечения элемента без трещин, определяемая по формуле (10);

$B_{ср}$  - жесткость сечения элемента с трещинами, определяемая по формулам (13)-(18)

$$M_T = R_{pe} W_T + N(Z_{ад} + e), \quad (3)$$

$W_T$  - величина момента сопротивления приведенного сечения колонны для крайнего растянутого волокна

$$W_T = (0,292 + 1,65 \mu_1 \mu_2) B h^2, \quad (4)$$

где

$$\mu_1 = \frac{F_a}{B h}, \quad (5)$$

$$\mu_2 = \frac{E_a}{E_s}, \quad (6)$$

$Z_{ад}$  - расстояние от ядровой точки, наиболее удаленной от грани растянутой зоны до центра тяжести приведенного сечения:

$$Z_{ад} = \frac{2 J_{np}}{h F_{np}}, \quad (7)$$

где

$$F_{np} = F_a \mu_2 + B h, \quad (8)$$

$$J_{np} = \frac{B h^3}{12} + 2 F_a \mu_2 (0,5 h - a)^2, \quad (9)$$

$e$  - расстояние от точки приложения равнодействующей всей вертикальной нагрузки до центра тяжести приведенного сечения.

1.3. Жесткость сечений железобетонных элементов принимается равной:

а) для сечений, в которых при расчетных нагрузках и температурных усилиях появление трещин в растянутой зоне маловероятно

$$B_{ср} = \frac{0,85 E_s J_{np}}{C_s}, \quad (10)$$

где:

$$J_{np} = J_s + \mu_2 J_a C_s, \quad (11)$$

$C_6$  - коэффициент, учитывающий влияние деформаций ползучести бетона

$$C_6 = 0.5(1+C), \quad (I2)$$

величина  $C$  принимается по таблице I.

Таблица I

Режим эксплуатации конструкций	C
При средней относительной влажности воздуха 40% и ниже	3
При средней относительной влажности воздуха выше 40%	2

б) для сечений, в которых возможно появление трещин в растянутой зоне, жесткость сечения определяется:

для изгибаемых элементов

$$B = \frac{k_0 z_1}{\frac{\psi_a}{E_a F_a} + \frac{\psi_s}{(\delta' + \xi) B k_0 E_s V}}, \quad (I3)$$

для внецентренно сжатых колонн

$$B = \frac{e_0 k_0 z_1}{\frac{\psi_a}{E_a F_a} (e - z_1) + \frac{\psi_s e}{(\delta' + \xi) B k_0 E_s V}}, \quad (I4)$$

где:

$$z_1 = k_0 \left[ 1 - \frac{(\frac{2a}{k_0} \delta' + \xi^2)}{2(\delta' + \xi)} \right], \quad (I5)$$

$$\mu R = \frac{F_a E_a}{B k_0 E_s}, \quad (I6)$$

$$\delta' = 2 \mu R, \quad (I7)$$

Величина относительной высоты сжатой зоны бетона  $\xi$  и коэффициента  $\psi_a$  определяется по методике /4/. В случае, если  $e_0 \geq 0.4h$ , значение  $\psi_a$  определяется по формуле:



$$\chi_a = 1.25 - S_g \frac{M_T}{M}, \quad (18)$$

но не более 1.

Здесь  $M_T$  - изгибающий момент при появлении трещин, вычисляемый по формуле (3);

$M$  - расчетный изгибающий момент относительно центра тяжести сечения;

$S_g$  - коэффициент, характеризующий профиль арматурных стержней, принимаемый для арматуры периодического профиля, равным 0,95; для гладкой арматуры  $S_g = 0,9$ ;

$\nu$  - коэффициент, учитывающий влияние ползучести бетона на величину жесткости сечений с трещинами, равный: при средней относительной влажности воздуха выше 40% -  $\nu = 0,35$ , при средней относительной влажности воздуха 40% и ниже  $\nu = 0,325$ .

Для конструкций, подвергнутых тепловой обработке, значение умножается на коэффициент 1,15.

При расчете температурных излов без использования ЭВМ допускается жесткость элементов с трещинами в растянутой зоне определять приближенным методом:

для изгибаемых элементов - по формуле:

$$B = \frac{M K_1 E_a h_0^2 F_a}{M - K_2 B K^2 R_{pH}}, \quad (19)$$

для внецентренно сжатых колонн прямоугольного сечения с процентом армирования  $\mu \geq 0,7\%$  и  $e_0 \geq 0,5$  - по формуле:

$$B = \frac{M K_1 E_a h_0^2 F_a}{M - K_2 B K^2 R_{pH} - K_3 N z_{ed}}, \quad (20)$$

Величины  $K_1$ ,  $K_2$ ,  $K_3$  для расчета жесткости сечений внецентренно сжатых колонн с трещинами в растянутой зоне определяются по таблице 2 в зависимости от  $\delta'$  и  $\mu$ .

$M$  - момент всех сил относительно центра тяжести сечения колонны;

$z_{ed}$  - по формуле (?)

Таблица 2

$\delta'$	Коэффициенты $K_1/K_3$ при $M^N$ равном				$K_2$
	0,04	0,07	0,1	0,15	
0	$\frac{0,48}{1,04}$	$\frac{0,44}{0,92}$	$\frac{0,4}{0,88}$	$\frac{0,34}{0,80}$	0,17
0,2	$\frac{0,6}{1,08}$	$\frac{0,55}{0,96}$	$\frac{0,5}{0,88}$	$\frac{0,44}{0,82}$	0,20
0,6	$\frac{0,68}{1,11}$	$\frac{0,66}{0,96}$	$\frac{0,62}{0,89}$	$\frac{0,56}{0,82}$	0,26

Температурные деформации с учетом влияния усадки бетона, удлинения нижних граней ригелей в результате поперечного изгиба, податливости стыков ригелей и влияния продольных усилий в ригелях определяются по формуле:

$$\Delta = (\Delta_x + \Delta_z + \Delta_y) \cdot K_x K_y, \quad (21)$$

а) Свободные относительные температурные деформации ( $\Delta_x$ ) определяются по формуле:

$$\Delta_x = \alpha_x \Delta t, \quad (22)$$

где:  $\alpha_x$  - коэффициент температурного линейного расширения материала конструкции, принимаемый для бетона по таблице 3;

$\Delta t$  - расчетное изменение температуры конструкций, определяемое по /1/.

Коэффициенты  $\alpha_x$  Таблица 3

Вид бетона	Относительная влажность воздуха в % ( $\varphi$ )		
	40	40-80	80
Обычный тяжелый бетон	$8 \cdot 10^{-6}$	$10 \cdot 10^{-6}$	$11 \cdot 10^{-6}$
Легкий бетон	$7 \cdot 10^{-6}$	$8 \cdot 10^{-6}$	$9 \cdot 10^{-6}$

б) Свободное относительное удлинение нижних граней ригелей или нижних поясов стальных ферм покрытия ( $\Delta_L$ ) от вертикальной нагрузки равно:

$$\Delta_L = \varepsilon_L K_L \quad (23)$$

где:  $\varepsilon_L$  - относительное удлинение нижних граней несущих конструкций, принимаемое равным:

для ферм из низколегированной стали  $\varepsilon_L = 4,5 \cdot 10^{-5}$ ;  
для ферм из углеродистой стали  $\varepsilon_L = 3 \cdot 10^{-5}$ ;  
для железобетонных конструкций при определении расстояний между температурными швами промышленных зданий допускается не учитывать удлинения нижних граней ригелей ( $\varepsilon_L = 0$ );

$K_L$  - коэффициент, учитывающий влияние вида нагрузки.

При расчете колонн с учетом снеговой нагрузки допускается принимать  $K_L = 1$ ; при расчете колонн без учета снеговой нагрузки величина  $K_L$  определяется по формуле:

$$K_L = \frac{0,6 q_n}{0,6 q_n + 0,9 q_c} \quad (24)$$

где:  $q_n$  - расчетная постоянная нагрузка от покрытия (перекрытия) с коэффициентом перегрузки  $n = 1$ ;

$q_c$  - расчетная снеговая нагрузка с коэффициентом перегрузки  $n = 1$ .

При наличии в здании подвесных кран-балок величина  $K_L$  умножается на 0,8.

в)  $\Delta y$  - свободные относительные деформации усадки бетона, определяемые по формулам /2/;

г)  $y$  - расстояние от колонны каркаса, не смещаемой при действии температуры, до рассматриваемой колонны (рис.1).

д)  $K_c$  - коэффициент, учитывающий податливость стыков ригелей каркаса, определяется по формуле:

$$K_c = 1 \pm \frac{\delta P_n}{\alpha_t \Delta t y} \quad (25)$$

где:  $\Delta t$  - расчетный перепад температуры;

$\alpha_t$  - коэффициент температурного расширения материала ригеля;

$y$  - расстояние от рассматриваемой колонны до несмещаемой колонны каркаса;

$P_n$  - величина продольного температурного усилия в ригеле яруса "n";

$\delta$  - податливость стыка ригеля от единичного горизонтального усилия.

В формуле (25) принято допущение, что податливость стыков ригелей не зависит от знака усилия. Поэтому при расчете каркасов зданий следует в формуле (25) принимать для нечетных ярусов знак

"минус"; для четных - "плюс".

При больших длинах температурных блоков для ригелей первого яруса следует принимать  $K_{c1} = 0,6 / 2l$ .

При определении расстояний между температурными швами допускается учитывать влияние температуры только в 2-х нижних ярусах ( $K_{c1} = 0,6$  и  $K_{c2} = 1,67$ ).

е)  $K_y$  - коэффициент, учитывающий податливость стальных ригелей, определяется по формуле:

$$K_y = e^{\left( \frac{-3500 \sum M_{0-1}}{F_{sp} E H_{0-1}} \right)}, \quad (26)$$

где:  $\sum M_{0-1}$  - сумма расчетных изгибающих моментов в нижних сечениях колонны первого яруса, возникающих от перемещения узлов на участке между несмещающейся и рассматриваемой колоннами регулярных рам каркаса;

$F_{sp}$  - площадь сечения нижнего пояса стальной стропильной фермы или ригеля;

$H_{0-1}$  - высота колонны первого яруса каркаса.

Учет податливости ригелей требуется только в особых случаях, когда ригельными рами являются нижние пояса стальных стропильных ферм или балки, в остальных случаях следует принимать  $K_y = 1,0$ .

1.4. Расчет сборных железобетонных каркасов на действие температуры во всех случаях (кроме конструкций, описанных в пункте 1.3-е), следует выполнять по упрощенной схеме, принимая жесткость ригелей, равной бесконечности. При этом расчет сводится к определению усилий в колоннах, возникающих от смещения узлов на величину "свободной" температурной деформации, определяемой по формуле (21) при  $K_y = 1,0$ , по одной из трех расчетных схем каркаса:

а) Одноэтажное промышленное здание без мостовых кранов с шарнирным сопряжением ригелей с колоннами. В этом случае величина расчетного изгибающего момента в месте заделки колонны в фундамент определяется по формуле:

$$M_{0-1} = \frac{5 \Delta B \delta_T}{H_{0-1}^2}, \quad (27)$$

Максимально возможная длина температурного блока:

$$L_{\delta T} = \frac{2 M_p H_{0-1}^2}{3 \Delta' B \delta_T}, \quad (28)$$

где: 
$$M_p = M - M_g - N_{1-0} \gamma_k, \quad (29)$$

$$\gamma_k = 0,5 L_{\Delta} \Delta', \quad (30)$$

В формулах (27)-(30):

- $B_{\Delta T}$  - приведенная жесткость колонны без трещин;
- $H_{1-0}$  - высота колонны;
- $\Delta'$  - величина перемещения верха колонны, определяемая по формуле (21) при  $\gamma = 1$ ;
- $M_g$  и  $M$  - изгибающие моменты в месте заделки колонны в фунда-мент от внешней нагрузки и расчетный, который может воспринять нижняя часть колонны (согласно п. 1.5);
- $\gamma_k$  - перемещение верха расчетной колонны от температурных деформаций;
- $N_{1-0}$  - продольное усилие в колонне.

Определение длины температурного блока по формуле (27) произ-водится методом последовательных приближений. В первом приближении длина блока определяется без учета смещения верха колонны (при  $\gamma_k = 0$ ).

б) Одноэтажное промышленное здание, оборудованное мостовыми кранами, с шарнирным сопряжением ригелей и подкрановых балок с колоннами (рис.1б). Усилия в колоннах от вынужденных температурных перемещений определяются по формулам:

$$M_{0-1} = \frac{6B_{1-0}\Delta_1}{H_{1-0}^2} \cdot \left[ 1 - \frac{1 + \frac{B_{1-2}\Delta_2' H_{1-0}^2}{2B_{1-0}\Delta_1 H_{1-2}^2}}{2\left(1 + \frac{B_{1-2} H_{1-0}}{B_{1-0} H_{1-2}}\right)} \right], \quad (31)$$

$$M_{1-2} = \frac{6B_{1-0}\Delta_1}{H_{1-0}^2} \cdot \left[ 1 - \frac{1 + \frac{B_{1-2}\Delta_2' H_{1-0}^2}{2B_{1-0}\Delta_1 H_{1-2}^2}}{1 + \frac{B_{1-2} H_{1-0}}{B_{1-0} H_{1-2}}} \right], \quad (32)$$

$$\Delta_2' = \Delta_2 - \Delta_1, \quad (33)$$

где:  $M_{0-1}, M_{1-2}$  - изгибающие расчетные моменты соответственно в нижней и верхней части колонны;  
 $B_{1-0}, B_{1-2}$  - приведенная жесткость сечения соответственно нижней и верхней части колонны;  
 $\Delta_1, \Delta_2$  - вынужденные перемещения колонны соответственно на уровне верха первого и второго яруса.

в) Многоэтажные промышленные и гражданские здания с железобетонным каркасом и шарнирным соединением ригелей с колоннами.

Усилия в колоннах определяются по формулам:

- в колоннах нижнего I -го) этажа в уровне защемления в фундаменте:

$$M_{0-1} = \frac{6 B_{1-0} \Delta_1}{H_{1-0}^2 (2 - K)}, \quad (34)$$

- в уровне перекрытия первого этажа

$$M_{1-0} = M_{0-1} K, \quad (35)$$

- для колонн остальных ярусов каркаса в уровне перекрытия n-го этажа

$$M_n = \frac{H_n M_{1-0}}{H_{2g} - H_{1-0}}, \quad (36)$$

Величина коэффициента K определяется по формулам:

- для двухэтажного здания

$$K = \frac{3(l_2 + 4l_p)}{2l_1 + 3(l_2 + 4l_p)}, \quad (37)$$

- для многоэтажных зданий

$$K = \frac{12(l_2 + 4l_p)}{2l_1 + 12(l_2 + 4l_p)}, \quad (38)$$

где:  $l_1, l_2$  - погонные жесткости колонн первого и второго этажей;

$l_p$  - полусумма погонных жесткостей ригелей, примыкающих к колонне в плоскости рассматриваемой рамы; при шарнирном опирании ригелей  $l_p = 0$ ;

$H_{2g}$  - высота здания;

$H_n$  - расстояние от верха здания до n-го этажа;

$H_{1-0}$  - высота первого этажа.

1.5. Более точно расчет сборных каркасов многоэтажных зданий с ригелями бесконечной жесткости выполняется с помощью метода перемещений. Расчет сводится к определению усилий в регулярной раме, возникающих от смещения ее узлов. Угол поворота узла сопряжения нижнего ригеля с колонной равен:

$$\alpha_1 = \frac{\sum M_i^0}{4 \sum L} = \frac{M_{1,0}^0 + M_{1,2}^0}{4(L_{1,0} + L_{1,2})}, \quad (39)$$

где:  $i_{1,0}$  и  $i_{1,2}$  - относительные погонные жесткости колонны первого и второго ярусов;  
 $M_{1,0}^0$  и  $M_{1,2}^0$  - изгибающие моменты, возникающие в колонне от смещения узла "1" (рис.2) при условии полного его защемления;

$$M_{1,0}^0 = -6 \frac{B_{1,0}}{H_{1,0}^2} \Delta_1, \quad (40)$$

$$M_{1,2}^0 = -3 \frac{B_{1,2}}{H_{1,2}^2} (\Delta_2 - \Delta_1), \quad (41)$$

Здесь:  $B_{1,0}$  и  $B_{1,2}$  - жесткости сечений колонн;  
 $H_{1,0}$  и  $H_{1,2}$  - высоты колонн;  
 $\Delta_1$  и  $\Delta_2$  - смещение узлов "1" и "2".

Изгибающие моменты в колоннах с учетом упругой заделки определяются по формулам:

$$M_{1,2} = -2i_{1,2}(2\alpha_1) - M_{1,2}^0, \quad (42)$$

$$M_{1,0} = -2i_{1,0}(2\alpha_1) - M_{1,0}^0, \quad (43)$$

$$M_{0,1} = -2i_{1,0}(\alpha_1) - M_{0,1}, \quad (44)$$

1.6. Изгибающий момент, который могут воспринять внецентренно сжатые колонны рамы, определяется в зависимости от высоты сжатой зоны сечения

$$\alpha = \frac{N}{R_{ар} b}, \quad (45)$$

а) при

$$2a' \leq \alpha \leq \alpha_{ар}$$

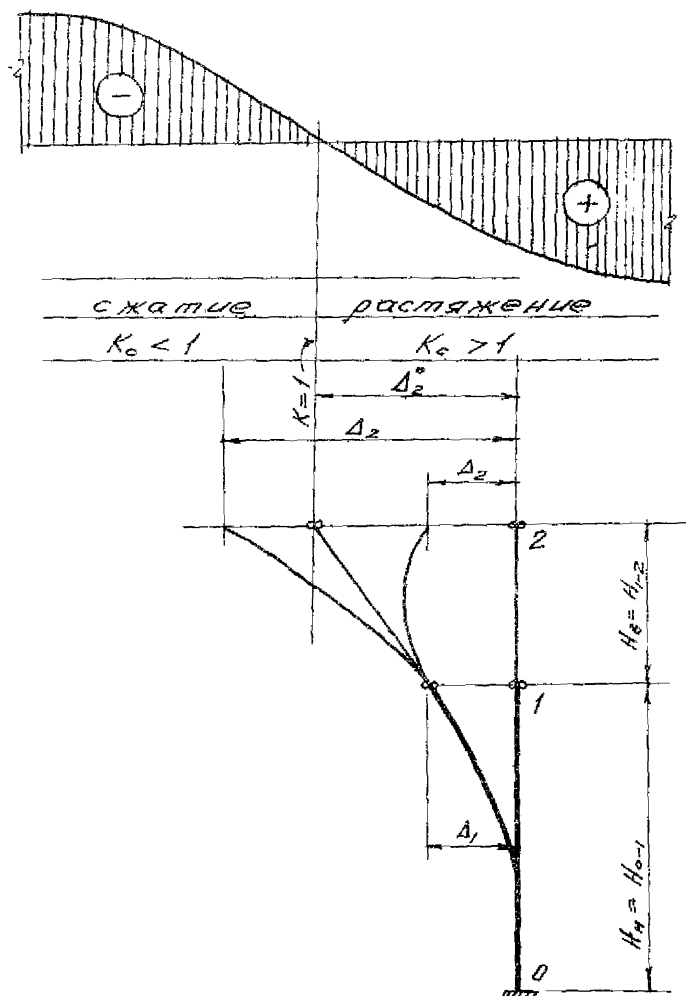


Рис.2 Изменение формы упругой оси 2-го яруса колонны продольного каркаса при действии температуры.

а - эпюра усилий в верхнем ригеле;  
б - расчетная схема колонны.



$$M = NE_0 = N(h_0 - 0.5x) + (R_a F_a - 0.5N)(h_0 - a'), \quad (46)$$

г) при  $x \geq x_{np}$ .

$$M = NE_0 = R_{np} x_{np} e (h_0 - 0.5x_{np}) + (R_a F_a - 0.5N)(h_0 - a'), \quad (47)$$

в) при  $x \leq 2a'$ .

$$M = NE_0 = (R_a F_a + 0.5N)(h_0 - a'), \quad (48)$$

где:  $e_0 = \frac{M}{N}$ , (49);  $x_{np} = \xi_{np} h_0$ , (50)

$a'$  - толщина защитного слоя в сжатой зоне элемента.

Значение граничной относительной высоты сжатой зоны сечения колонны из обычного тяжелого бетона

$$\xi_{np} = \frac{1000 - 1.5 R_{np}}{850 + 0.1 R_a}, \quad (51)$$

1.7. Жесткость сечений железобетонных элементов, в которых при расчетных внешних нагрузках и температурных усилиях появление трещин в растянутой зоне маловероятно, принимается равной:

$$B_{ст} = \frac{0.85 E_s J_{np}}{C_s}, \quad (52)$$

где:  $J_{nc} = J_s + n J_0 C_s$ , (53)

$C_s$  - коэффициент, учитывающий влияние деформаций ползучести.

$$C_s = 0.5(1 + C), \quad (54)$$

Здесь: величина  $C$  принимается по таблице 4.

Таблица 4	
Режим эксплуатации конструкций	C
При средней относительной влажности воздуха 40% и выше	3
При средней относительной влажности воздуха ниже 40%	2

1.8. Расчет сборных железобетонных каркасов (рис.2) следует выполнять в такой последовательности:

1. Определить температурные деформации  $\Delta_1$  и  $\Delta_2$  по формуле (27), принимая в первом приближении

- для ригеля первого яруса  $K_{c1} = 0,6 / 2$ ,
- для ригеля второго яруса  $K_{c2} = 1,0$

2. Определить отклонение верха колонны  $\Delta_2^0$  из условия отсутствия верхнего ригеля

$$\Delta_2^0 = \frac{3 \left( \frac{2}{3} H_{1,0} + H_{1,2} \right)}{2 H_{1,0}} \Delta_1, \quad (55)$$

3. Определить коэффициент сборности

$$K_{c2}^0 = \frac{\Delta_2^0}{\Delta_2}, \quad (56)$$

В случае, если величина  $K_{c2}^0 \geq 1,00$ , то расчет колонны на действие температуры производится как для одноярусной системы, изгибающий момент в нижнем сечении которой равен:

$$M_{0-1} = -3 \frac{B_{1,0}}{H_{1,0}^2} \Delta_1, \quad (57)$$

В случае, если величина  $K_{c2}^0 < 1,00$ , то во втором приближении для определения деформаций  $\Delta_1$  и  $\Delta_2$  следует принимать коэффициенты сборности  $K_{c1} = 0,6$  и  $K_{c2} = K_{c2}^0$ .

После определения температурных усилий колонны пространственного железобетонного каркаса здания должны быть рассчитаны на косое внецентренное сжатие от совместного действия всех нагрузок (включая действие температуры) по методике /3/.

П. Примеры расчета

Пример I. Определить усилия в колоннах сборного железобетонного продольного каркаса одноэтажного промышленного здания от действия температуры окружающей среды.

Район строительства - г. Дзержинское, УССР.

Здание блока цехов длиной 240 метров проектируется без температурных швов (рис. 3).

Колонны каркаса сборные железобетонные двухветвевые из бетона марки 300.

Сечение подкрановой части колонны, приведенное в продольном направлении к прямоугольному, равно 70x50 см, надкрановой - 58x50 см.

Продольная арматура из стали класса А-II. Суммарная площадь арматуры в нижнем сечении одной ветви  $F_a = 29,4 \text{ см}^2$ .

Требуется определить изгибающие моменты в крайних колоннах ряда "Б" от изменения температуры окружающей среды в период эксплуатации здания.

$\Delta t^T = +30^\circ\text{C}$  - расчетное изменение температуры, принятое по технологическому заданию на проектирование /1/.

1. Определяем жесткость сечения колонн без учета трещин /2/:

$$B_{sr}^a = \frac{0,85 E_s J_{np}^a}{C_s} = \frac{0,85 \cdot 260000 \cdot 622500}{1,5} = 0,91 \cdot 10^{11} \text{ кгс.см}$$

$$B_{sr}^n = \frac{0,85 E_s J_{np}^n}{C_s} = \frac{0,85 \cdot 260000 \cdot 754000}{1,5} = 1,11 \cdot 10^{11} \text{ кгс.см}$$

2. Определяем смещение узлов крайней колонны при расчетном перепаде температуры  $\Delta t^T = +30^\circ\text{C}$

а) На уровне нижнего ригеля (при  $K_{c1} = 0,6$ )

$$\Delta_1 = \alpha_{sr} \Delta t^T y K_{c1} = 10^{-5} \cdot 30^\circ \cdot 12000 \cdot 0,6 = 2,16 \text{ см}$$

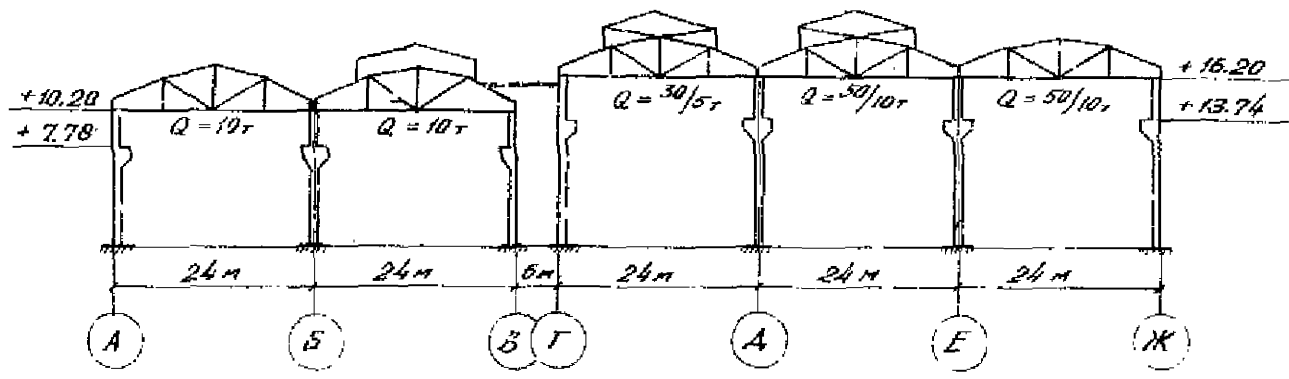
б) На уровне верхнего ригеля (при  $K_{c2} = 1,0$ )

$$\Delta_2 = \alpha_{sr} \Delta t^T y K_{c2} = 10^{-5} \cdot 30^\circ \cdot 12000 \cdot 1,0 = 3,60 \text{ см}$$

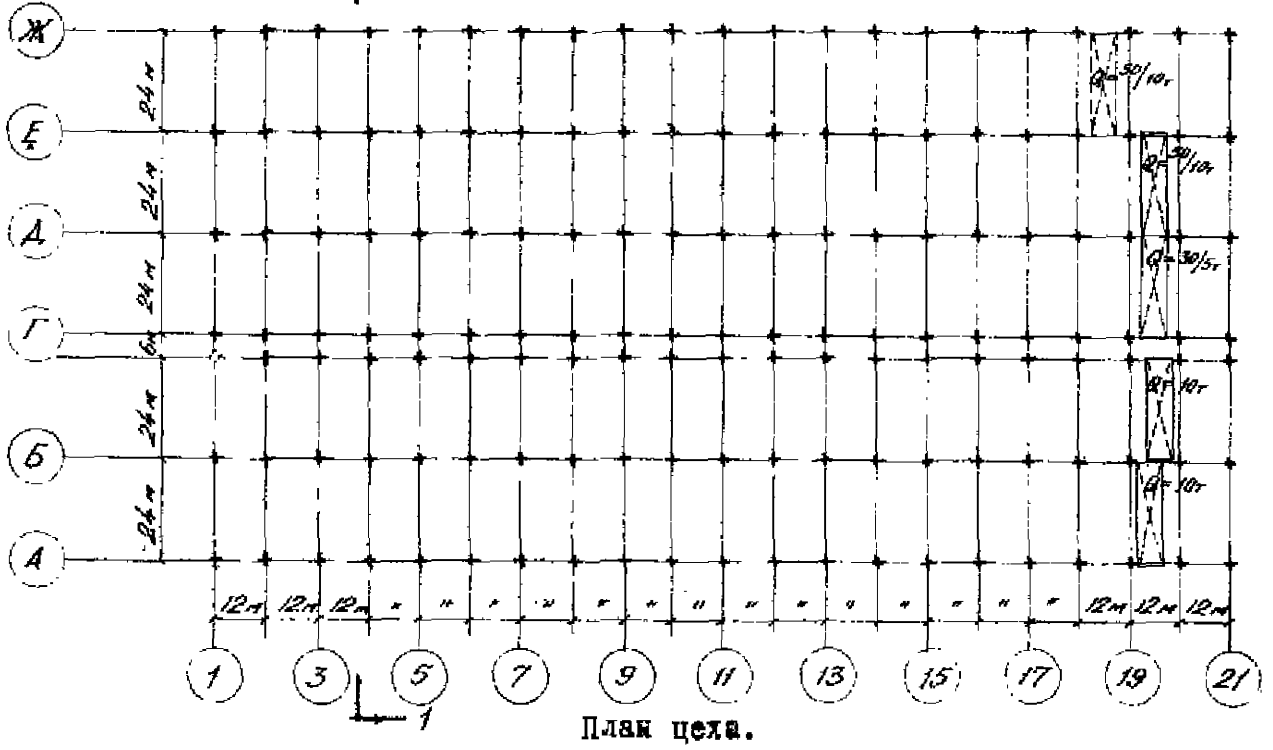
в) Отклонение от вертикали верха колонны при отсутствии верхнего ригеля

$$\Delta_z^0 = 3 \frac{\left(\frac{2}{3} H_{1-0} + H_{1-2}\right) \Delta_1}{2 H_{1-0}} = \frac{3 \left(\frac{2}{3} 6,4 + 3,8\right)}{2 \cdot 6,40} 2,16 = 4,05 \text{ см}$$

3. Определяем фактический коэффициент сборности при смеще-



Разрез I - I



План цеха.

Рис. 3 Блок цехов ДЭРМО.

нии узла "2" на величину  $\Delta_2^0 = 4,05 \text{ см}$ .

$$K_{c2}^0 = \frac{\Delta_2^0}{\Delta_2} = \frac{4,05}{3,60} = 1,12 > K_{c2} = 1,0$$

Следовательно, податливость стыков только частично реализуется и усилие в верхнем ригеле равно нулю, а изгибающие моменты в нижнем сечении колонны следует определять по формуле (27)

$$M_{0-1} = -3 \frac{B_{01}^H}{H_{1-0}} \Delta_1 = -3 \frac{1,11 \cdot 10^{11}}{6,42 \cdot 10^4} 2,16 = -17,70$$

4. Расчет одной ветви колонны на косое внецентренное сжатие выполняется по методике /3/ на усилия:

а) продольное в ветви колонны с учетом перегрузки и от изгибающего момента в плоскости поперечного каркаса здания

$$N_{0-1} = 71 \text{ т}; \quad M_y = 6,30 \text{ тм}$$

б) изгибающего момента в плоскости продольного каркаса:

$$M_x = \frac{17,70}{2} = 8,85 \text{ тм}$$

5. Производится проверка прочности нижнего сечения колонны на косое внецентренное сжатие по методике /3/.

Предельные изгибающие моменты при заданном сечении бетона и арматуры и марке бетона М-300 по графикам (рис.36)/3/ равны

$$M_x^0 = 30,7 \cdot 10^5 \text{ кгс.см} \quad \text{и} \quad M_y^0 = 19,4 \cdot 10^5 \text{ кгс.см.}$$

Напряженное состояние характеризуется отношением расчетных изгибающих моментов к предельным

$$\frac{M_x}{M_x^0} = \frac{8,85}{30,7} = 0,288; \quad \frac{M_y}{M_y^0} = \frac{6,30}{19,4} = 0,325$$

Прочность сечения колонны проверяем по графикам, приведенным на рис.36 /3/ с характеристиками  $\alpha = 0,2$  и  $\alpha = 0,4$ . На обоих графиках точка с координатами 0,288 и 0,325 лежит внутри области, ограниченной кривыми  $\beta_1 = 0,237$  и осями координат.

Следовательно, прочность сечения обеспечена.

**Пример 2.** Определить температурные усилия в железобетонных колоннах продольного каркаса учебно-лабораторного корпуса Харьковского авиационного института.

Здание 5-ти этажное с размерами в плане 90x16,5 метров.

Сетка колонн (6+4,5+6)x6 метров.

Общий вид продольного каркаса приведен на рис.4.

Конструкции сборного каркаса типовые по серии ИИ-04. Колонны сечением 400x400 из бетона М-400.

Арматура колонны из стали класса А-III;  $F_s = F'_s = 12,56 \text{ см}^2$ ,  
 $\Sigma F_a = 25,12 \text{ см}^2$ .

Расчет каркаса выполняется для стадии строительства.

Определим усилия в нижнем сечении колонны с координатами Г-5, Г-20 от действия температуры.

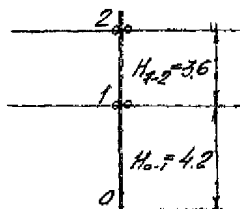
Расчетные перепады температуры /2/:

$$\Delta t^r = +39^\circ\text{C}, \quad \Delta t^x = -41^\circ\text{C}$$

Смещение узлов "1" и "2" от действия температуры

$$\Delta_1 = \alpha_{\text{ст}} \Delta t^x y K_{c1} = 10^{-5} \cdot 41^\circ \cdot 4200 \cdot 0,6 = 1,03 \text{ см}$$

$$\Delta_2 = \alpha_{\text{ст}} \Delta t^x y K_{c2} = 10^{-5} \cdot 41^\circ \cdot 4200 \cdot 1,0 = 1,73 \text{ см}$$



Продольное усилие в колонне от вертикальной постоянной нагрузки

$$N_{0-1} = 36\text{т}$$

Определение жесткости сечения колонны без трещин по /3/

$$C_{\text{ст}} = 0,5(I+0) = 0,5(I+2) = 1,5$$

$$B_{\text{ст}} = \frac{0,85 E_{\text{ст}} J_{\text{ст}}}{C_{\text{ст}}} = \frac{0,85 \cdot 330000 \cdot 40^4}{1,5 \cdot 12} = 4,0 \cdot 10^{10} \text{ см}^2 \cdot \text{кгс}$$

а) Расчетные изгибающие моменты в колонне при условии полного заземления в узле "1" и шарнира в узле "2"

$$M_{0-1}^0 = -6 \frac{B_{\text{ст}}}{H_{0-1}^2} \Delta_1 = -6 \frac{4 \cdot 10^{10}}{4,2^2 \cdot 10} 1,03 = -14,10^5 \text{ кгс} \cdot \text{см}$$

$$M_{1-2}^0 = -3 \frac{B_{\text{ст}}}{H_{1-2}^2} (\Delta_2 - \Delta_1) = -3 \frac{4 \cdot 10^{10}}{3,6^2 \cdot 10^4} (1,73 - 1,03) = -6,90 \cdot 10^5 \text{ кгс} \cdot \text{см}$$

б) Относительные погонные жесткости стержней

$$i_{0-1} = 1,0; \quad i_{1-2} = \frac{H_{0-1}}{H_{1-2}} \cdot 0,75 = \frac{4,2}{3,6} \cdot 0,75 = 0,88$$

в) Угол поворота узла "1"

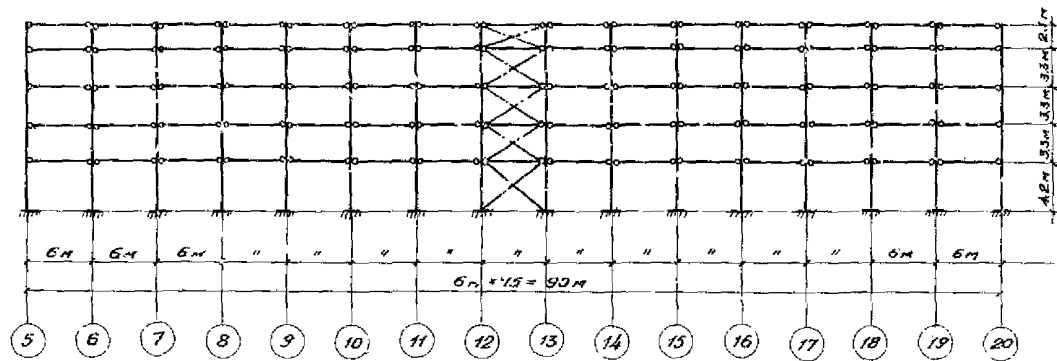


Рис. 4 Схема продольного каркаса здания учебно-лабораторного корпуса ХАИ.

$$\chi_1 = \frac{(M_{1-0}^0 + M_{1-2}^0)}{4(l_{0-1} + l_{1-2})} = \frac{-14,10 - 6,90}{4(1 + 0,88)} = -2,78$$

г) Определяем расчетные изгибающие моменты в колонне с учетом угла поворота узла "I" с помощью метода перемещений

$$M_{0-1} = -2i_{1-0}(-\chi_1) + M_{0-1}^0 = -2 \cdot 1,0(-2,78) - 14,10 = -8,54 \text{ тм}$$

$$M_{1-0} = -2i_{1-0}(-2\chi_1) + M_{1-0}^0 = -2 \cdot 1,0(-2 \cdot 2,78) - 14,1 = -2,98 \text{ тм}$$

$$M_{1-2} = -2i_{1-2}(-2\chi_1) + M_{1-2}^0 = -2 \cdot 0,88(-2 \cdot 2,78) - 6,9 = -2,98 \text{ тм}$$

д) Определяем смещение узла "I" при отсутствии ригеля второго яруса

$$\Delta_2^0 = \frac{3(\frac{2}{3}H_{1-0} + H_{1-2})}{2H_{1-0}} = \frac{3(\frac{2}{3} \cdot 4,2 + 3,6)}{2 \cdot 4,2} = 1,03 = 2,36 \text{ см}$$

е) Уточняем величину коэффициента податливости стыков ригеля второго яруса

$$K_{с2}^0 = \frac{\Delta_2^0}{\Delta_2} = \frac{2,36}{1,73} = 1,36 < \frac{1}{K_{сr}} = \frac{1}{0,60} = 1,67$$

$$> K_{с2} = 1,0 :$$

Следовательно, податливость стыков ригеля второго яруса реализована частично и изгибающие моменты в нижнем сечении колонны первого яруса следует определять по формуле (57)

$$M_{0-1} = -3 \frac{B_{сr}}{H_{1-0}^2} \Delta_1 = -3 \frac{4 \cdot 10^{-10}}{4,2^2 \cdot 10^4} \cdot 1,03 = -7,04 \text{ тм}$$

ж) Расчет колонны на косое внецентренное сжатие от совместного действия внешних нагрузок и температуры окружающей среды выполняем по методике [3]

$N_{0-1} = 36 \text{ т}$  - вертикальная нагрузка на колонну от собственного веса каркаса и перекрытий.

$M_y = \frac{M_{y,p}}{2} = \frac{5,50}{2} = 2,75 \text{ тм}$  - изгибающий момент в нижнем сечении колонны в плоскости поперечного каркаса здания, принятый равным половине момента в опорном сечении ригеля первого яруса от веса перекрытия.

Где:  $M_{y,p} = 5,50 \text{ тм}$  - максимально возможный изгибающий момент в опорном сечении ригеля первого этажа, зависящей от конструкции стыка, принятой в серии ИИ-04 [4].

$M_x = 7,04 \text{ тм}$  - изгибающий момент в нижнем сечении колонны, в плоскости продольного каркаса от действия температуры.

$M_y^0 = M_x^0 = 21,20 \text{ тм}$  - предельные значения изгибающих моментов, полученные на косое внецентренное сжатие по методике [3],



при продольном усилии  $N_{0-1} = 36т$  и характеристиках сечения

$$n_1 = \frac{N_{0-1}}{R_{np.} B. h} = \frac{36000}{225.40.40} = 0,10;$$

$$\alpha = \frac{R_a \sum F_a}{R_{np.} B. h} = \frac{3400.25.12}{225.40.40} = 0,237$$

По графикам 36а и 36б [3] для значений  $\alpha = 0,2$  и  $\alpha = 0,4$ , находим, что точка с координатами:

$$\frac{M_x}{M_x^p} = \frac{7,04}{21,20} = 0,330 \quad \text{и} \quad \frac{M_y}{M_y^p} = \frac{2,75}{21,20} = 0,130$$

расположена внутри области, ограниченной кривой  $n_1 = 0,10$  и осями координат "x" и "y".

Следовательно, прочность сечения колонны обеспечена.

## Глава II

### РАСЧЕТ СПЛОШНЫХ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

#### 1. Основные положения методики расчета

2.1. Расстояния между температурно-усадочными швами в сплошных конструкциях должны устанавливаться расчетом /5/.

2.2. Расчет сплошных бетонных и железобетонных конструкций на действие температуры окружающей среды и усадки бетона следует выполнять раздельно для периодов строительства и эксплуатации. При этом в первом случае определяются расстояния между рабочими швами бетонирования, т.е. определяется максимальная величина температурного блока, который может бетонироваться без швов, а во втором случае расстояния между постоянными температурно-усадочными швами.

2.3. Расчет сплошных бетонных и железобетонных конструкций следует производить только на случай понижения температуры, так как при этом в сооружении возникает продольные растягивающие напряжения, которые могут быть причиной раскрытия поперечных трещин.

2.4. В целях максимального упрощения расчета сплошные сооружения большой протяженности при расчете на действие температуры окружающей среды следует рассматривать, как центрально растянутый брус, свободно лежащий в грунте, температурные напряжения в котором возникают от сопротивления среды изменению его размеров вследствие равномерного охлаждения и влияния усадки бетона.

2.5. В методике расчета приняты следующие допущения:

- а) сечения после деформирования остаются плоскими;
- б) допускается принцип наложения деформаций при расчете на совместное действие внешних нагрузок и температуры;
- в) сопротивление грунта перемещению сооружения учитывается с помощью нормативных значений характеристик грунта  $\gamma^0$  и  $C$ , приведенных в действующих нормах проектирования /6/.

2.6. Методика расчета, разработанная в развитии норм /5/, из распространяется на сооружения, перечисленные в п.1.1 (примечание 1) указанных норм /5/, а также 1-я сооружения, возводимые на скальных грунтах.

2.7. Температурно-усадочные напряжения, возникающие при охлаждении бетонного или железобетонного бруса со свободными торцами изменяются по экспоненциальной кривой (рис.5б), заменяемой без большой погрешности трапециодальной элерой (рис.5в).

Определение расстояний между температурно-усадочными швами заключается в определении наименьшей длины, при которой сооружение со свободными торцами может быть разорвано силами трения, задерживающими свободное развитие температурно-усадочных деформаций сооружения в период понижения температуры.

Следовательно, разрезка сооружения швами должна производиться в тех местах, где растягивающие напряжения не могут быть восприняты поперечным сечением бруса.

Таким образом, задача сводится к определению величины температурного блока, при которой максимальные температурно-усадочные напряжения не превышали бы заданной величины.

2.8. Максимальные температурно-усадочные напряжения, возникающие в средней части бруса большой протяженности (участок "б" на рис.5а) определяются по формуле:

$$\sigma_{\text{бmax}} = \frac{(\alpha_{\text{сг}} \Delta t^* + \Delta y) E_{\text{с}} K_{\text{с}}}{\sigma_{\text{с}}}, \quad (58)$$

- где:  $\alpha_{\text{сг}}$  - коэффициент линейного расширения бетона;  
 $\Delta t^*$  - расчетный перепад температуры в холодное время года /1/;  
 $\Delta y$  - относительные усадочные деформации, определяемые по методике /2/;  
 $E_{\text{с}}$  - начальный модуль деформации бетона;  
 $K_{\text{с}}$  - коэффициент, учитывающий податливость стыков, принимаемый по таблице 4.

Таблица 4

Коэффициенты $K_{\text{с}}$	
№ пп	Конструкция
1.	Монолитные и сборно-монолитные сплошные
2.	Сборные сплошные с податливыми стыками (выполненными путем сварки стальных закладных деталей)
3.	Сборные сплошные при отсутствии в стыках анкеровых связей, воспринимающих растягивающие усилия

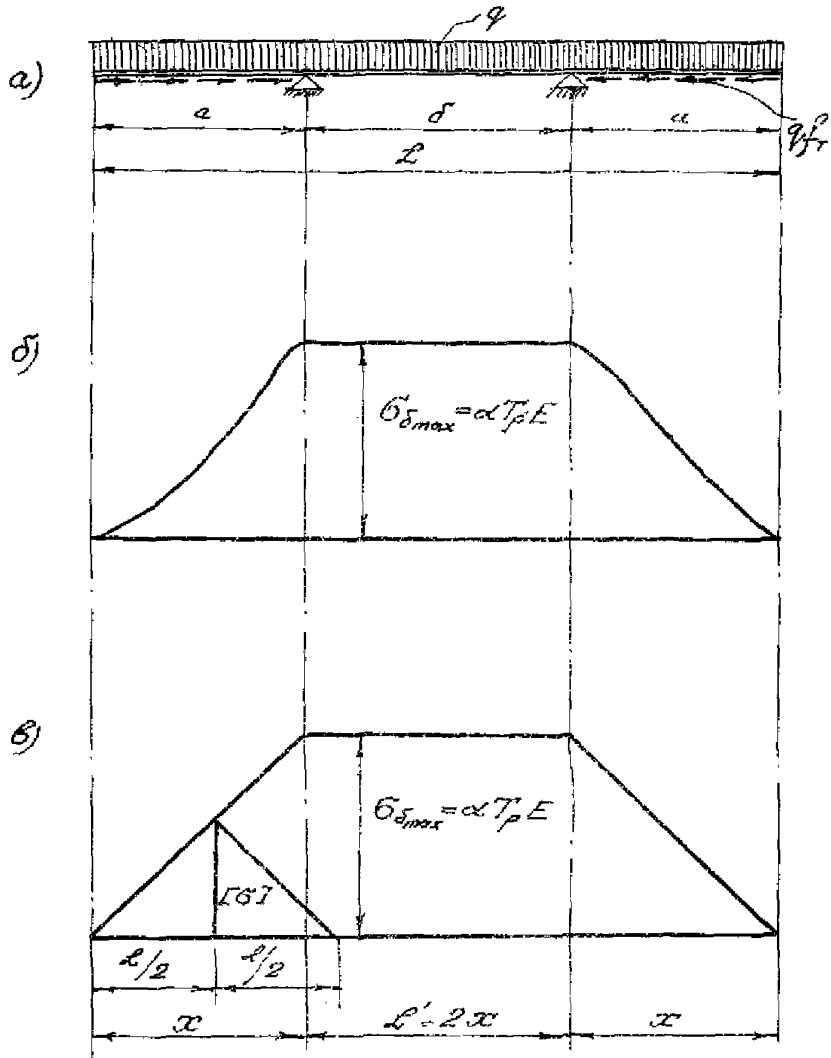


Рис. 5

2.9. В случае, если  $\sigma_{s, \max} \geq R_{pH}$  и трещины недопустимы, расстояния между постоянными температурно-усадочными швами в бетонных и железобетонных сплошных конструкциях <sup>действующих без перерывов</sup> определяются по формуле:

$$L = \frac{2 F_0 R_{pH}}{(q + 2W) \operatorname{tg} \varphi_H + 2C'' + 2HC''}, \quad (59)$$

При бетонировании конструкций с перерывами расстояния между рабочими швами бетонирования допускается определять по формуле (59), полученной при расчетном сопротивлении бетона разрыву, равном  $0,25 R_{pH}$  (равным сцеплению "старого" бетона с "новым") и при соблюдении правил производства бетонных работ [7]

$$L_0 = \frac{F_0 R_{pH}}{2(\sigma_{p3} \operatorname{tg} \varphi_H + 2C'')}, \quad (60)$$

где:  $R_{pH}$  - расчетное сопротивление бетона осевому растяжению для предельных состояний второй группы, принимаемое по [5];

$q$  - вертикальная нагрузка на 1 см длины сооружения (кгс/см);

$W$  - горизонтальное реактивное давление грунта на продольные наружные стены сооружения (кгс/см);

$B$  - ширина подошвы сооружения (см);

$H$  - высота продольных стен сооружения (см);

$\varphi_H$  - нормативное значение угла внутреннего трения грунта, принимаемое по данным инженерно-геологических исследований (град);

$C''$  - нормативное удельное сцепление грунта под подошвой сооружения, принимаемое по данным инженерно-геологических исследований;

$C_1''$  - то же грунта обратной засыпки пазух;

$\gamma$  - объемный вес бетона.

2.10. Если в сооружении  $\sigma_{s, \max} > R_{pH}$  и трещины допустимы, но устройство температурно-усадочных швов нежелательно, в конструкции должна быть установлена противусадочная продольная арматура и проверена ширина раскрытия поперечных трещин.

Минимальный процент противусадочной арматуры определяется по формуле:

$$\mu_{min} = \frac{5 R_{sp}}{R_a} \quad (61)$$

где:  $R_{sp}$  - призмная прочность бетона на осевое сжатие;  
 $R_a$  - расчетное сопротивление арматуры растяжению.

Максимально возможная ширина раскрытия температурно-усадочных поперечных трещин (в момент появления первой трещины) определяется по формуле:

$$a_{\tau} = 2 \frac{R_a}{E_a} 20(35-100\mu) \sqrt{d} \quad (62)$$

Ширина раскрытия температурно-усадочных трещин при эксплуатации конструкции определяется по формуле:

$$a_{\tau, c} = 20 C_2 \varphi (\alpha_n \Delta t^x + \Delta y) (35-100\mu) \sqrt{d} \quad (63)$$

где:  $C_2$  - коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки и принимаемый равным 1,25;

$\mu$  - коэффициент армирования, принимаемый равным отношению площади растянутой арматуры ко всей площади бетона, но не более 0,02;

$\varphi$  - коэффициент, учитывающий влияние вида рабочей арматуры

для стержней периодического профиля  $\varphi = 1$ ;

для круглых (гладких) стержней  $\varphi = 1,3$ ;

$d$  - диаметр стержней растянутой арматуры, в мм.

2.11. Если сплошные сооружения расположены ниже уровня промерзания грунта или в отапливаемых помещениях, то устройство постоянных температурно-усадочных швов не требуется. Монолитные конструкции в этом случае следует рассчитывать на действие температуры только в стадии строительства для определения расстояний между швами бетоноукладки.

II. Примеры расчета

Пример I. Рассчитать на действие температуры горизонтальные отстойники блока очистных сооружений Харьковского водопровода из канала Днепр-Донбасс.

Блок очистных сооружений представляет собой одноэтажное отапливаемое здание с размерами в плане 468x168 метров, в средней части которого расположены десять горизонтальных отстойников с размерами в плане 96x36 метров каждый (рис.6).

Конструкции отстойника запроектированы из бетона М-200. Отстойники являются сплошными железобетонными сооружениями с монолитными стенами и дном; покрытие запроектировано из сборных железобетонных плит.

Расчет выполняется для стадии строительства и эксплуатации.

Расчет отстойника, находящегося в эксплуатации

Минимальная температура воды в отстойнике и воздуха в помещении по заданию на проектирование  $t^{ар} = +5^{\circ}C$ .

Начальная температура по /I/

$$t_0^{\uparrow} = 0,8 t_{вн} + 0,2 t_{I} = 0,8 \cdot 20^{\circ} + 0,2(-5^{\circ}) = +15^{\circ}C$$

Расчетная температура зимой /I/

$$\Delta t^k = t^{ар} - t_0^{\uparrow} = +5^{\circ} - 15^{\circ} = -10^{\circ}C$$

Максимальные растягивающие напряжения в стенках и дне отстойника определяются по формуле (58) при  $\Delta y = 0$  (влажная среда)

$$\sigma_{стmax} = \frac{\alpha_{ст} \Delta t^k E_{ст} K_c}{C_{ст}} = \frac{10^{-5} \cdot 10^{\circ} \cdot 2,40 \cdot 10^5 \cdot 1,0}{1,5} = 16 \text{ кгс/см}$$

$$R_{pn} = 11,50 \text{ кгс/см}$$

где:  $K_c = 1,0$  (монолитные конструкции);

$C = 2,0$  (влажные условия);

$$C_{ст} = 0,5(1+C) = 0,5(1+2) = 1,50.$$

Так как  $\sigma_{стmax} > R_{pn}$ , требуется постановка противоусадочной арматуры в количестве, определяемой по формуле (61)

$$\mu_{min} = \frac{R_{pn}}{R_s} = \frac{5,90}{2700} = 0,167\%$$

Площадь сечения арматуры на 1м высоты стенки толщиной

$$b = 30 \text{ см} (h_0 = 26 \text{ см})$$

$$F_a = 0,167 \cdot 26 = 4,35 \text{ см}^2$$

Принимаем двойную арматуру  $\# 8$  А-II с шагом 200мм

$$F_a = 5,03 \text{ см}^2 (10 \# 8 \text{ А-II}) > 4,35 \text{ см}^2,$$





что составляет:  $\mu = \frac{5,03}{100,26} 100 = 0,193\%$

Площадь арматуры на 1м ширины дна  $a_{р.л} = 400$  мм ( $h_0 = 36$  см)

$$F_a = \frac{0,167 \cdot 100,36}{100} = 6,03 \text{ см}^2$$

Принимаем двойную арматуру  $\phi 10$  А-П с шагом 250 мм

$$F_a = 6,28 \text{ см}^2 (8 \phi 10 \text{ А-П})$$

$$\mu = \frac{6,28}{100,36} 100 = 0,175\%$$

Ширину раскрытия трещины для периода эксплуатации определяем по формуле (63)

$$\begin{aligned} a_{т.э} &= 20 C_0 \alpha \sigma_{т} \Delta t^x (3,5 - 100 \mu) \sqrt{\alpha}, \\ &= 20,1,25,1,30,10^{-5} \cdot 10^0 (3,5 - 100 \cdot 0,00175) \sqrt{10} = \\ &= 0,0233 \text{ мм} < [a_{т.э}] = 0,100 \text{ мм} / 5. \end{aligned}$$

#### Расчет отстойника в стадии строительства

Расчитывается полосо шириной  $b = 6,0$  м и длиной  $l = 96$  м.

Средняя толщина стенки  $h = 30$  см;  $h_0 = 26$  см.

Толщина дна  $h = 40$  см;  $h_0 = 36$  см.

Сечение полосы  $F_p = 0,3 \cdot 6 + 0,4 \cdot 6 = 4,20 \text{ м}^2$

$$\sigma = 2,4 \text{ Т/м}^2.$$

Основанием являются суглинки с характеристиками:

$$\varphi'' = 28^\circ, C'' = 0,15 \text{ кгс/см}^2.$$

Расстояния между швами бетонирования, гарантирующие отсутствие усадочных трещин в период строительства, определяем по формуле (60)

$$\begin{aligned} L_0 &= \frac{F_p R_{пз}}{2(\sigma' F_p \sigma_{т} + C'' \sigma)} = \frac{4,2 \cdot 10^4 \cdot 11,5}{2(0,0024 \cdot 4,2 \cdot 10^4 \cdot 0,577 + 6 \cdot 10^2 \cdot 0,15)} \\ &= 19,8 \cdot 10^2 \text{ см} \approx 20 \text{ метров.} \end{aligned}$$

Пример 2. Рассчитать на действие температуры конструкции блока емкостных сооружений промышленного предприятия.

Место строительства г. Грозный.

Блок емкостных сооружений представляет собой железобетонный открытый горизонтальный отстойник с размерами в плане  $72 \times 112,5$  м., состоящий из 8 продольных секций шириной 9 метров.

Общий вид сооружения приведен на рис.7.

Днище отстойника монолитное железобетонное из бетона М-200. Толщина 160 мм. Стенки сборные из железобетонных панелей переменной толщины от 120 до 380 мм. Кроме того, в днище имеются "япори" (поперечные каналы для стока жидкости), исключая <sup>используя</sup> перемещение сооружения по грунту и отстойник следует рассчитывать, как сооружение с заземленными торцами, в котором максимальные температурные напряжения не зависят от длины сооружения.

В период эксплуатации возможно опорожнение отдельных секций в различных комбинациях и в любое время года. Поэтому по классификации /5/ блок емкостных сооружений относится к открытым силовым железобетонным конструкциям. Расчетным случаем для периода эксплуатации является такой, когда одна или несколько секций опорожнены, а остальные заполнены жидкостью.

Расчет днища на вертикальные нагрузки выполнялся проектной организацией и в данной работе не приводится.

Начальная температура определяется по /1/

$$t_0^T = 0,8 t_{\text{вн}} + 0,2 t_T = 0,8 \cdot 25 + 0,2 \cdot (-5) = +19^{\circ}\text{C}$$

Расчетная минимальная температура

$$t^K = t_T - A_T - \theta^{\circ} = -5^{\circ} - 15^{\circ} - 6^{\circ} = -26^{\circ}\text{C}$$

Расчетный перепад температур наружного воздуха

$$\Delta t = t^K - t_0^T = -26^{\circ} - 19 = -44^{\circ}\text{C}$$

Максимальные растягивающие напряжения в бетонном днище определим по формуле (59), при  $A_g = 0$  (влажная среда) и  $C_s = 1,5$  /4/)

$$\sigma_{\text{бетона}} = \frac{\alpha_{\text{ст}} \Delta t^K E_s}{C_s} = \frac{10^{-5} \cdot 44^{\circ} \cdot 240000}{1,5} = 70,5 \text{ кгс/см}^2 > R_{\text{РН}} = 11,5 \text{ кгс/см}^2$$

Необходима противоусадочная арматура в количестве:

$$\mu = \frac{5 R_{\text{РН}}}{R_a} = \frac{5 \cdot 90}{2700} = 0,167\%$$

$$F_a = \sigma_{\text{бетона}} \mu_{\text{мин}} = 100 \cdot 12 \cdot 0,00167 = 2,0 \text{ см}^2$$

Принимаем двойную арматуру  $\varnothing 8$ мм А-II с шагом 250 мм

$$F_0 = 4,02 \text{ см}^2 > 2,0 \text{ см}^2$$

Ширина раскрытия трещин в период эксплуатации определяется по формуле (63)

$$a_{\text{тр}} = 20 \cdot 1,25 \cdot 1,3 \cdot 10^{-5} \cdot 44^{\circ} (3,5 - 0,167) \sqrt[3]{8} = 0,095 \text{ мм} < [a_{\text{тр}}] = 0,10 \text{ мм}$$

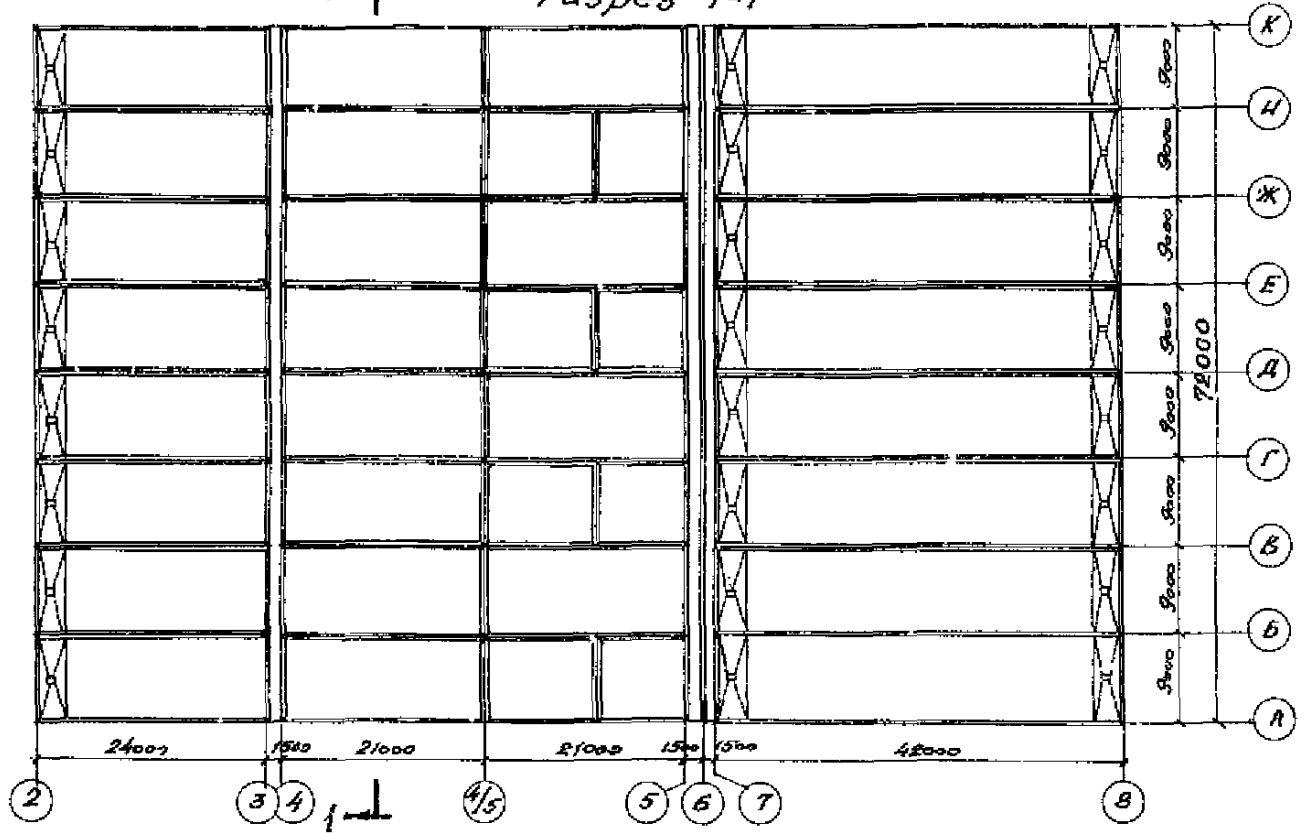
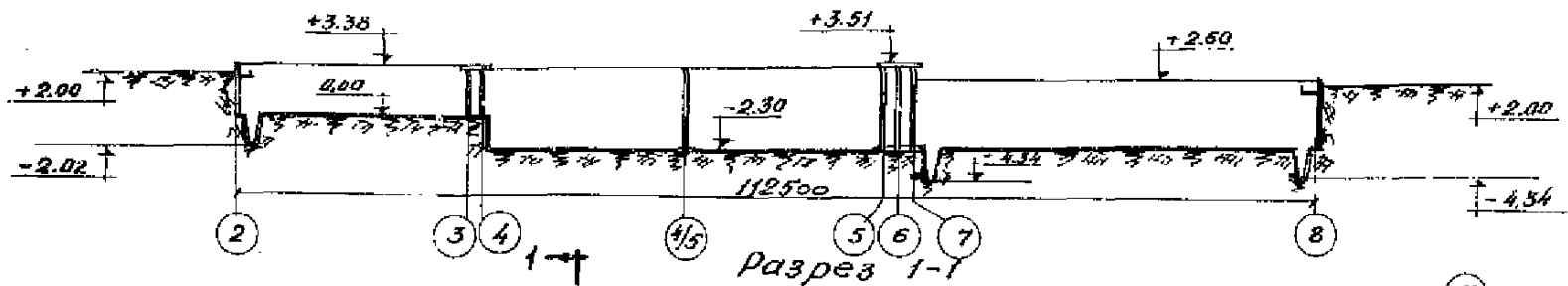


Рис. 7  
 Блок емкостных сооружений предприятия  
 П/я К А-1316

Приложение I

Температурный режим грунта для различных климатических районов СССР

При проектировании подземных сооружений и трубопроводов необходимы сведения о температуре грунта. Для приближенной оценки температуры грунта на глубине до 20 метров почти для всех районов, кроме высокогорных и районов вечной мерзлоты необходимые данные могут быть получены непосредственно из метеорологических наблюдений.

Из анализа результатов многолетних наблюдений следует, что амплитуды колебаний сезонных температур грунта резко уменьшаются при удалении от дневной поверхности и уже на глубине 4 метров и более практически равны нулю, а температура практически не изменяется в течение года.

Кривые, построенные по данным метеорологических наблюдений, с достаточной для практики точностью могут быть аппроксимированы экспоненциальной зависимостью вида:

$$t_{г,г,h}^x = t_{г,г,а} + (t_x - t_{г,г,а}) e^{-kh} \quad (63)$$

$$t_{г,г,h}^r = t_{г,г,а} + (t_{rn} - t_{г,г,а}) e^{-kh} \quad (65)$$

$t_{г,г,h}^x$   $t_{г,г,h}^r$  - среднемесячная температура грунта соответственно в январе и июле месяцах на глубине  $h$  от дневной поверхности;

$t_{г,г,а}$  - температура грунта на глубине  $a \approx 4$  метра;

$k$  - коэффициенты, полученные при обработке натуральных данных /8/;

$h$  - глубина от дневной поверхности (в метрах).

В качестве примера кривые изменения температуры грунта для климатических условий г. Днепропетровска приведены на рис. 8.

В таблице 5 приведены постоянные температуры грунта и коэффициенты "k" для различных климатических районов СССР.

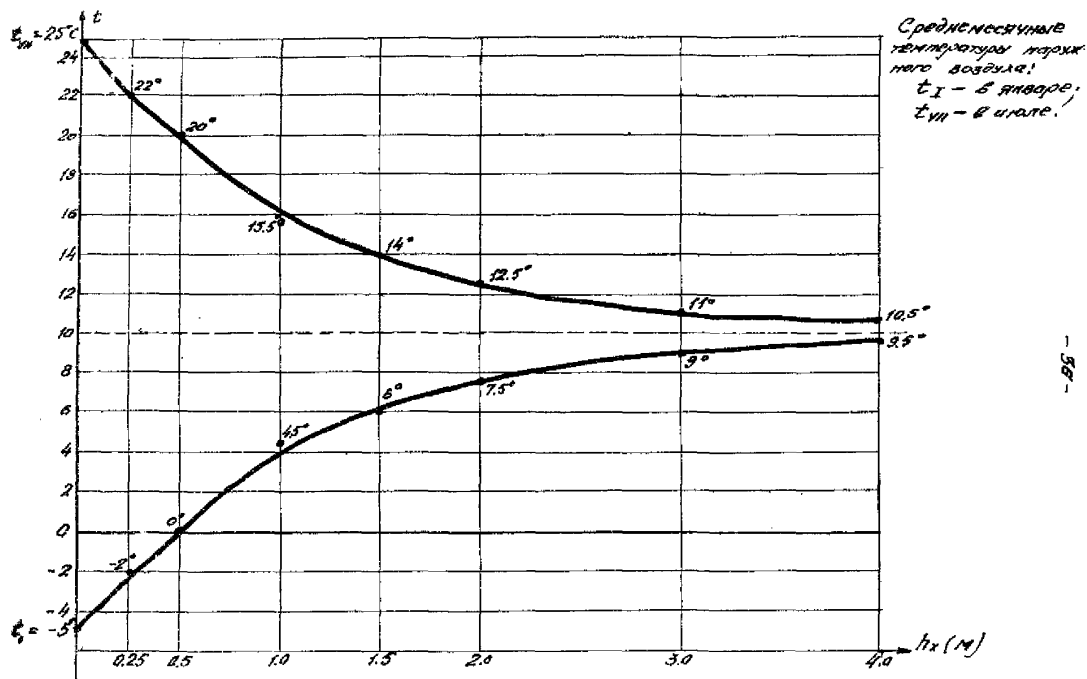


Рис.8 Температура грунта в районе г.Днепропетровска, УССР.

Таблица 5  
 Величины коэффициентов "К" и температуры  
 грунта

№ пп	Республики и области	Наименования населенных пунктов	Коэф. "К"	температура грунта на глубине $h \leq 4м$
1	2	3	4	5
1.	Московская обл.	Москва	0,6	+6
2.	Ленинградская область	Ленинград Токсово Кронштадт Рошино Павловск Войково	0,7 0,8 0,9 0,6 0,8 1,0	+6 +5 +7 +5 +6 +6
3.	Новгородская область	Новгород Старая Русса Валдай	0,6 0,6 0,6	+7 +6 +6
4.	Псковская обл.	Дно	0,6	+6
5.	Пермская обл.	Пермь Кубари Березники	1,0 1,0 1,0	+6 +6 +6
6.	Свердловская область	Свердловск Красноуфимск Идель Высокая Дубрава	1,2 1,2 1,4 1,2	+5 +5 +4 +5
7.	Челябинская область	Челябинск Троицк Карталы	1,3 1,3 1,3	+5 +5 +5
8.	Башкирская АССР	Уфа Стерлитамак Кушнаренково	1,4 1,4 1,0	+7 +7 +7
9.	Курганская обл.	Курган Шадринск Варгаша Макушино	1,2 1,2 1,4 1,4	+5 +5 +5 +5
10.	Карельская АССР	Петрозаводск Межевьегорск Лоухи Сортавала	0,8 0,8 0,8 0,8	+5 +5 +5 +6

1	2	3	4	5
11. Тувинская АССР	Кызыл		1,2	+3
12. Красноярский край	Красноярск		1,1	+3
	Тура		1,0	-1
	Ванавара		1,0	+2
	Туруханск		1,1	+3
	Вельме		1,1	+4
	Енисейск		1,1	+5
	Минусинск		1,4	+5
	Солянка		1,4	+3
13. Тюменская обл.	Хакасская		1,0	+4
	Таштып		1,4	+3
	Березово		0,9	+3
	Няксимовль		1,0	+3
	Демьянское		1,4	+5
	Леуши		0,9	+5
14. Омская обл.	Тобольск		0,9	+5
	Викулово		1,2	+4
	Ялutorевск		0,8	+4
	Омск		1,3	+4
	Вассис		1,3	+5
	Тара		1,3	+5
	Большеречье		1,3	+4
15. Казахская ССР	Токалинск		1,3	+4
	Исиль-Куль		1,4	+5
	Русская Поляна		1,3	+4
	Полтавка		0,9	+3
	а) Кустанайская обл.	Тургай		0,9
б) Кокчетавская обл.	Комсомолец		0,9	+5
	Пресногорьковка		0,7	+4
	Кокчетав		1,0	+4
в) Северо-Казахстан. обл.	Красноармейск		1,0	+5
	Булаево		1,0	+5
г) Целиноградская обл.	Целиноград		1,1	+4
	Атбасар		0,9	+4
д) Павлодарская обл.	Атбасар		0,9	+6
	Павлодар		0,9	+5
	Михайловка		0,8	+4
е) Гурьевская обл.	Коминтерновская		0,9	+4
	Бекмухамедова ставка		0,6	+10
ж) Уральская обл.	Уральск		1,4	+9
	Чапаево		1,4	+9
	Джаныбек		1,4	+10
	Калмыково		0,9	+9

1	2	3	4	5
в)	Карагандинская обл.	Караганда Бет-Пак-Дала	1,1 1,0	+7 +10
и)	Семирпалатинская обл.	Семиарка Абай Аягуз Аксуат Урджар	1,4 0,8 0,6 1,0 0,8	+6 +6 +7 +6 +9
к)	Восточно-Казахстанская обл.	Усть-Каменогорск Катан-Караши Саксаульская Барса-Кельмес	1,3 1,0 0,7 0,6	+7 +6 +9 +11
л)	Актюбинская обл.	Актюбинск	0,7	+7
м)	Чимкентская обл.	Чимкент	0,6	+13
н)	Алма-Атинская обл.	Алма-Ата Уш-Тобе Баканас Папфилов (Джаркент) Сары-Джас	0,6 1,1 0,9 1,1 0,9	+7 +10 +11 +12 +6
о)	Джамбульская обл.	Мерке	0,6	+11
16.	Украинская ССР	Киев Харьков Днепропетровск Херсон	0,6 0,9 0,9 0,6	+8 +8 +10 +12



ЛИТЕРАТУРА

1. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования (СНиП П-6-74).
2. Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций. М., Стройиздат, 1975.
3. Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения). М., Стройиздат, 1977.
4. Байлов В.Н., Фролов А.К. Анализ деформируемости узлового соединения ригелей с колоннами. Ж. "Бетон и железобетон" № 2, 1978.
5. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. (СНиП П-21-75).
6. Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования. (СНиП П-15-74).
7. Бетонные и железобетонные конструкции. Правила производства и приемки работ (СНиП Ш-15-76).
8. Справочник по климату СССР. Выпуск 10, Л., Гидрометиздат, 1967.

Ответственный за выпуск канд. техн. наук Рунцо Н.П.  
Подписано к печати 19.03.1982 г. Заказ № 340 Тираж - 100  
БЦ № Ю148 формат 60/80-1/16 пл. объем бесплатно

---

Ротапринт Харьковского Промстройинипроекта,  
Харьков, пл. Дзержинского, 8.