Госстрой СССР
Главпромстройпроект
Союзметаллургстройниипроект
Харьковский Промстройниипроект
Научная часть

Р Е К О М Е Н Д А Ц И И

ПО РАСЧЕТУ СТАТИЧЕСКИ НЕОПРЕДЕЛИМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ДЕЙСТВИЕ ТЕМПЕРАТУРЫ ОКРУЖАЮЩЕЙ СРЕДЫ

(первая редакция)

г.Харьков-1972 г.

gost.e-ecolog.ru

Госстрой СССР
Главпромстройпроект
Союзметаллургстройниипроект
Харьковский Промстройниипроект
Научная часть

Р Е К О М Е Н Д А Ц И И

ПО РАСЧЕТУ СТАТИЧЕСКИ НЕОПРЕДЕЛИМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ДЕЙСТВИЕ ТЕМПЕРАТУРЫ ОКРУЖАЮЩЕЙ СРЕДЫ

(первая редакция)

г.Харьков-1972 г.

УТВЕРЖДАЮ

Главный инженер института

Л.КОЗАРОВИЦКИЙ

"__" _____ 1973 г.

Настоящие "Рекомендации"по расчету железобетонных конструкций на действие температуры и по определению расстояний между температурными швами и расчетным усилиям составлены в развитие СНиП II-В.I-62[X] (§ 4.I7 - 4.26) и СНиП II-В.I-72 (§ 3.I,б).

"Рекомендации" рассмотрены научно-техническим Советом института (протокол № I2 от I7/XI-72 г.),обсуждены в центральной лаборатории теории железобетона НИИЖБ и включены в "Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций с использованием ЭВМ",подготовляемое к изданию институтом НИИЖБ.

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

Зам.директора по научной работе, к.т.н.
/Кузнецов Ю.Д./

Зав.лабораторией
/Маньо С.П./

Ст.научный сотрудник, к.т.н.
/Забегло И.Л./

Начальник технического отдела
/Позитков И.М./

Главный конструктор
/Никульченко 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 "C" 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-В.I-62[X] - Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования.
2. СНиП II-А.I0-7I - Строительные конструкции и основания.Основные положения проектирования.
3. СНиП II-А.II-62 - Нагрузки и воздействия.Нормы проектирования.
4. Руководства по проектированию сборных железобетонных колонн одноэтажных зданий пре... ченных предприятий ЦНИИПромзданий, М., 1971 г.

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

1. СНиП II-В.I-72 - Бетонные и железобетонные конструкции. Проект норм проектирования.
2. СНиП II-А.II-7I - Нагрузки и воздействия.Проект норм проектирования.

Методика расчета,принятая в "Рекомендациях"(автор к.т.н. Забелло 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 Промстройниипроект, обсуждены в центральной лаборатории теории железобетона НИИЖБ и включены в "Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций с использованием ЭВМ", подготовленное к изданию институтом НИИЖБ.

При разработке "Рекомендаций" учтены замечания и предложения проектных (ПИ-I, ПСП, ЛенПСП) и научно-исследовательских институтов (НИИЖБ, ЦНИИСК, ЦНИИПромзданий).

"Рекомендации" разработаны в лаборатории железобетонных конструкций научной части Харьковского Промстройниипроекта (канд.технич.наук Забелло И.Л., инж.Каленченко А.Г., примеры расчета выполнены при участии и.о.инж.Пеньковой 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. (ЛенПСП) по учету трещин при расчете сплошных железобетонных конструкций. Отзывы и предложения следует направлять по адресу: г.Харьков, 59, проспект Ленина, 9, Харьковский Промстройниипроект (научная часть).

I. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КАРКАСЫ ЗДАНИЙ

I. 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.I).

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:

$$\Delta^{c} = K_c(\alpha \cdot \Delta t + \varepsilon_{\ell} K_{\ell}) y \qquad (I)$$

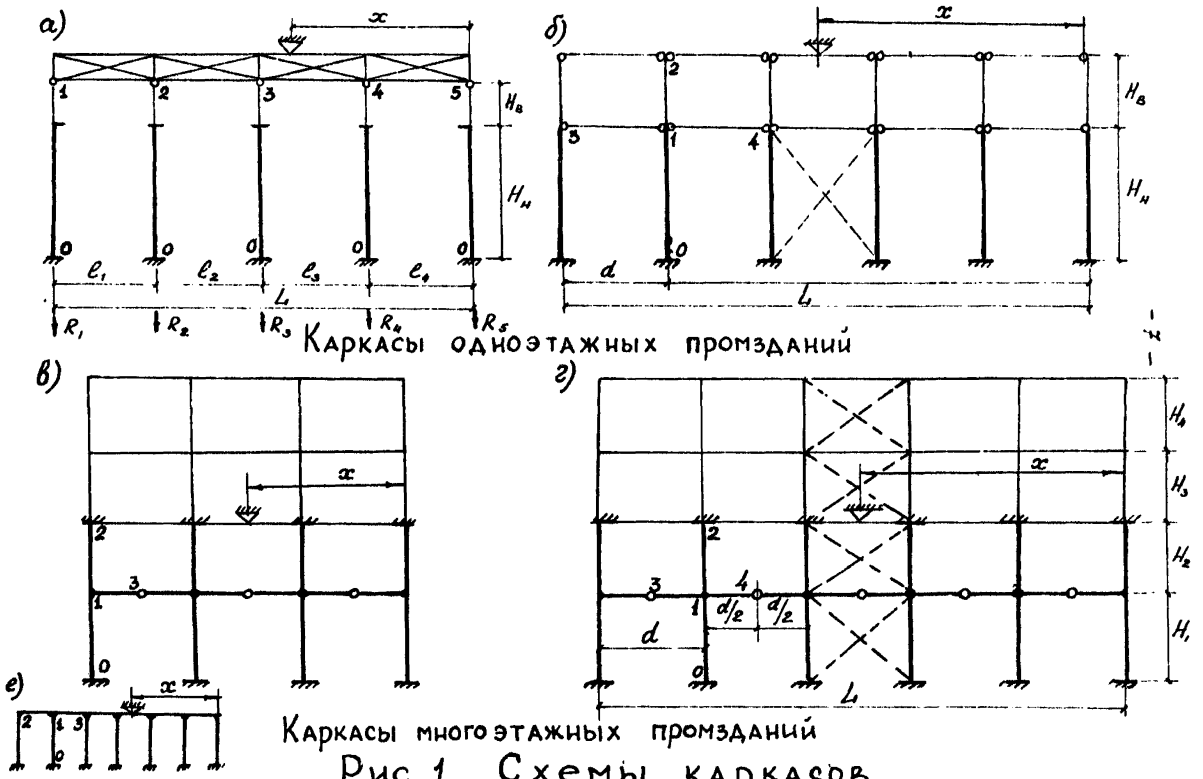
где:

α - коэффициент линейного расширения, равный $I.IO^{-5}$ I/гр для железобетона и $I,2.IO^{-5}$ I/гр - для стали;

Δt - расчетный перепад температуры (п.3);

ε_{ℓ} - относительное удлинение нижних граней ригелей при поперечном изгибе [I], принимаемое равным:

для ферм из низколегированной стали: $\varepsilon_{\ell} = 4,5.IO^{-4}$;
-"- углеродистой -"- $\varepsilon_{\ell} = 3,0.IO^{-4}$;



Каркасы одноэтажных промзданий

Каркасы многоэтажных промзданий

Рис.1 Схемы каркасов

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

$K_{\varkappa}$ - 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 возникают усилия того же знака (рис.2-б, 2-д)

1,25 - для ригелей второго яруса, в которых возникают 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:

- положительное отклонение $\Delta t_{н1} = t_н^т - t_o^х$ (2)

- отрицательное отклонение $\Delta t_{н2} = t_н^х - t_o^т$ (3)

где: $t_н^т$; $t_н^х$ - нормативные средние температуры элемента в теплое и холодное время года, принимаемые по таблице 1;

$t_o^т$; $t_o^х$ - начальная температура элемента (неблагоприятная температура замыкания конструкции), определяемая по формулам:

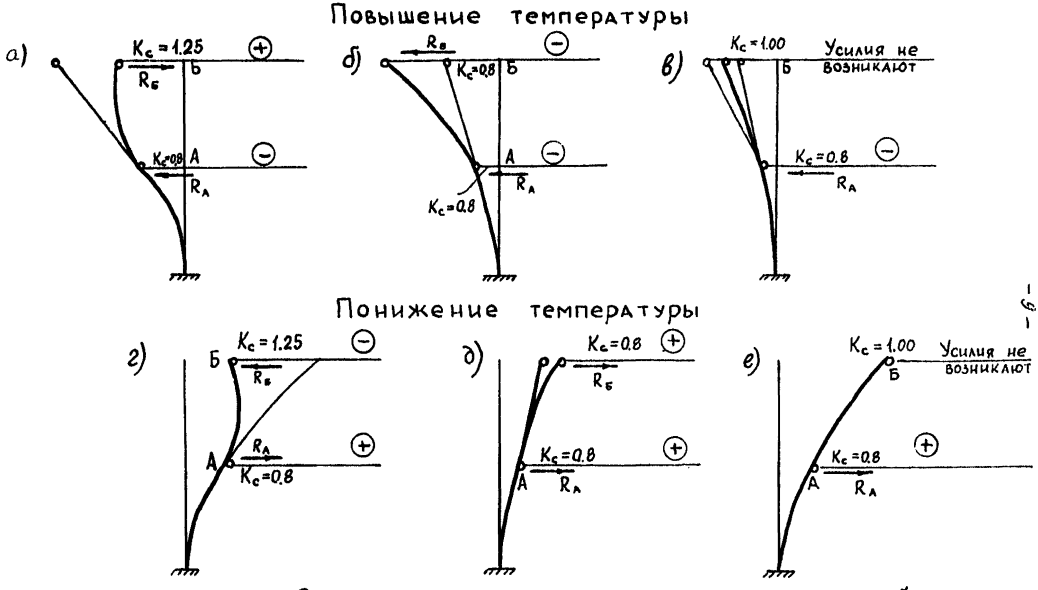


Рис. 2 Возможные случаи изменения формы упругой оси $2^{\underline{x}}$ ярусной колонны при действии температуры

Таблица 1

Нормативные перепады температуры по СНиП II-А 11-71 с учетом предложений ХПСниип

Стадия	Период	Тип сооружения		
		Отапливаемые здания	Неотапливаемые здания	Открытые сооружения
Строительства	До окончания монтажа ограждающих конструкций	$t_н^т = t_{вн} + \Delta_{вн} + T_1$ (5) $t_н^х = t_х - \Delta_х$ (6)	$t_н^т = t_{вн} + \Delta_{вн} + T_1$ (5) $t_н^х = t_х - \Delta_х$ (6)	$t_н^т = t_{вн} + \Delta_{вн} + T_1$ (5) $t_н^х = t_х - \Delta_х$ (6)
	После завершения монтажа ограждающих конструкций	$t_н^т = t_{вн} + \Delta_{вн}$ (7) $t_н^х = t_х - \Delta_х$ (6)	$t_н^т = t_{вн} + \Delta_{вн}$ (7) $t_н^х = t_х - \Delta_х$ (6)	—
Эксплуатации	Начало эксплуатации (учитываются условия „замыкания" сооружения)	$t_н^т = t_{вн} + \Delta_{вн}$ (7) но не ниже $t_н^х = t^{вх}$ (8)	$t_н^т = t_{вн} + \Delta_{вн}$ (7) $t_н^х = t_х - \Delta_х$ (6)	$t_н^т = t_{вн} + \Delta_{вн} + T_1$ (5) $t_н^х = t_х - \Delta_х$ (6)
	Нормальная эксплуатация (не учитываются условия „замыкания" сооружения)	$\Delta t_{н1} = \Delta t_{н2} = 0.5(t_{вн} + \Delta_{вн} - t^{вх})$ (9)	$\Delta t_{н1} = \Delta t_{н2} = 0.5(t_{вн} + \Delta_{вн} - t_х + \Delta_х)$ (10)	$\Delta t_{н1} = 0.5(t_{вн} + \Delta_{вн} - t_х + \Delta_х) + T_1$ (11) $\Delta t_{н2} = 0.5(t_{вн} + \Delta_{вн} + T_1 - t_х + \Delta_х)$ (13)
	Отключение основной системы отопления и включение аварийной	$\Delta t_{н1} = \Delta t_{н2} = 0.5(t_{вн} + \Delta_{вн} - t^{вх}) + (t^{вх} - t^{вха})$ (12)	—	—

$$\left.\begin{aligned} t_o^{т} &= \frac{t_{vn} + t_I}{2} + \frac{t_{vn} - t_I}{3} \\ t_o^{х} &= \frac{t_{vn} + t_I}{2} - \frac{t_{vn} - t_I}{3} \end{aligned}\right\} \qquad (4)$$

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

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

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

$t^{вхд}$ – то же при работе дежурного отопления.

T_I – поправка (в $^{\circ}$С), 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 Δt_n принимается равным 1,2.

Расчетные значения Δt допускается определять с заменой величин ($t_{vn} + \Delta_{vn}$) и ($t_I - \Delta_I$) на температуры наиболее

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

Коэффициент перегрузки в этом случае принимается равным I.

Методика определения нормативных и расчетных температур [I] пополнена следующими предложениями, внесенными Харьковским Промстройниипроектом:

I. 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)-(I3)/.

2. При расчете каркасов зданий стадию 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 $\frac{x}{h_o}$ и плечо внутренних сил сечения $\mathcal{Z}_1$ 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 неодновременно. Поэтому при расчете конструкций на статически приложенные нагрузки (нагрузки постепенно увеличивающиеся 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 загружения конструкций. Затем факторы, развивающиеся во времени при любом уровне напряжений (к таким факторам относится 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 температуры окружающей среды целесообразно выполнять с помощью метода перемещений.

При расчете каркасов многоэтажных зданий ~~[illegible]~~ 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:

$$x_i = \frac{\Sigma M_i^o}{4\Sigma i_i} \qquad (14)$$

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

$$x_1 = \frac{\Sigma M_1^o}{4\Sigma i_i} = \frac{M_{1-0}^o + M_{1-2}^o}{4(i_{1-0} + i_{1-2} + i_{1-3} + i_{1-4})} \qquad (15)$$

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

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

$$M^{\circ}_{1-2} = 6\frac{B_{1-0}}{H^2_{1-0}\cdot C}\cdot\Delta_1, \qquad (16)$$

$$M^{\circ}_{1-2} = 6\frac{B_{1-2}}{H^2_{1-2}\cdot C}(\Delta_2-\Delta_1) \qquad (17)$$

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)

$$\chi_1 = \frac{\Sigma M^{\circ}_1}{4\Sigma i_4} = \frac{M^{\circ}_{1-0}+M^{\circ}_{1-2}}{4(i_{1-0}+i_{1-2})} \qquad (18)$$

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

$$\chi_1 = \frac{\Sigma M^{\circ}_1}{4\Sigma i_1} = \frac{M^{\circ}_{1-0}}{4(i_{1-0}+i_{1-2}+i_{1-3})} \qquad (19)$$

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.

В первом приближении конструкция рассчитывается в предположении, что жесткость ригелей равна бесконечности и по полученным усилиям определяется величина "задержанных" деформаций в ригелях.

Затем определяется величина смещения узлов, равная алгебраической сумме "свободной" и "задержанной" температурной деформации.

Перемещения узлов, равные разности "свободной" температурной деформации Δ_i° и "задержанной" $\Delta_i^{зад}$ для равнопролетных и симметричных рам определяются по формулам

$$\left.\begin{aligned}
&\Delta_1 = \Delta_1^{\circ} - \Delta_1^{зад} = \Delta_1^{\circ} - K_1 \cdot m \\
&\Delta_2 = \Delta_2^{\circ} - \Delta_2^{зад} = \Delta_2^{\circ} - K_2 \cdot m \\
&\Delta_3 = \Delta_3^{\circ} - \Delta_3^{зад} = \Delta_3^{\circ} - K_3 \cdot m \\
&\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \\
&\Delta_{n-1} = \Delta_{n-1}^{\circ} - \Delta_{n-1}^{зад} = \Delta_{n-1}^{\circ} - K_{n-1} \cdot m \\
&\Delta_n = \Delta_n^{\circ} - \Delta_n^{зад} = \Delta_n^{\circ} - K_n \cdot m
\end{aligned}\right\} \qquad (20)$$

где:

$$m = \frac{R_1 \cdot C \cdot d}{E_b \cdot F_a} \qquad (21)$$

$$\left.\begin{aligned}
K_1 &= \frac{R_1 + R_2 + R_3 + \ldots + R_{n-1} + R_n}{R_1} \\
K_2 &= \frac{R_1 + 2(R_2 + R_3 + \ldots + R_{n-1} + R_n)}{R_1} \\
K_3 &= \frac{R_1 + 2R_2 + 3(R_3 + R_4 + \ldots + R_{n-1} + R_n)}{R_1} \\
&\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \\
K_{n-1} &= \frac{R_1 + 2R_2 + 3R_3 + \ldots + (n-1)(R_{n-1} + R_n)}{R_1} \\
K_n &= \frac{R_1 + 2R_2 + 3R_3 + \ldots + (n-1)R_{n-1} + nR_n}{R_1}
\end{aligned}\right\} \qquad (22)$$

Здесь: $R_1; R_2 \ldots R_n$ - 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,

$\Delta_t^0; \Delta_t^{зад}$ - свободная и задержанная температурные деформации ригеля,

d - шаг колонн,

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

$E_б$ - 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:

$$\left.\begin{aligned}
\Delta_1 &= \Delta_1^0 - 0.5K_1 \cdot m \\
\Delta_2 &= \Delta_2^0 - 0.5K_2 \cdot m \\
\Delta_3 &= \Delta_3^0 - 0.5K_3 \cdot m \\
&\cdots\cdots\cdots \\
\Delta_{n-1} &= \Delta_{n-1}^0 - 0.5K_{n-1} \cdot m \\
\Delta_n &= \Delta_n^0 - 0.5K_n \cdot m
\end{aligned}\right\} \qquad (23)$$

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:

при кратковременной нагрузке $$B_к = 0{,}85 E_б J_п \qquad (24)$$

при длительной нагрузке $$B_{дл} = \frac{B_к}{C} \qquad (25)$$

где: $$J_п = J_б + n J_а \qquad (26)$$

$$n = \frac{E_а}{E_б} \cdot C \qquad (27)$$

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 загружения конструкции, а также режим загружения 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 загружение конструкции полной нагрузкой будет осуществлено в более раннем возрасте бетона.

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

ломка сжатой грани сечения к полной его деформации принимается равным:

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

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, расположенных (у трещинок) на расстоянии ℓ_r друг от друга:

$$\delta_{ri} = tg\alpha_{ri} \cdot y_i = \ell_r y_i^2 \left(\frac{1}{B} - \frac{1}{B_\kappa}\right) \qquad (28)$$

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

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

B_κ - жесткость сечения изгибаемого стержня без трещин,

B - то же при наличии трещин, определенная по формулам [8],

ℓ_r - расстояние между трещинами, определенное по формуле [8].

Полное смещение верхней опоры колонны, защемленной в фундаменте от единичного усилия $x_1 = 1$ (рис.3) при наличии "n" трещин, возникших одновременно, может быть определено в виде

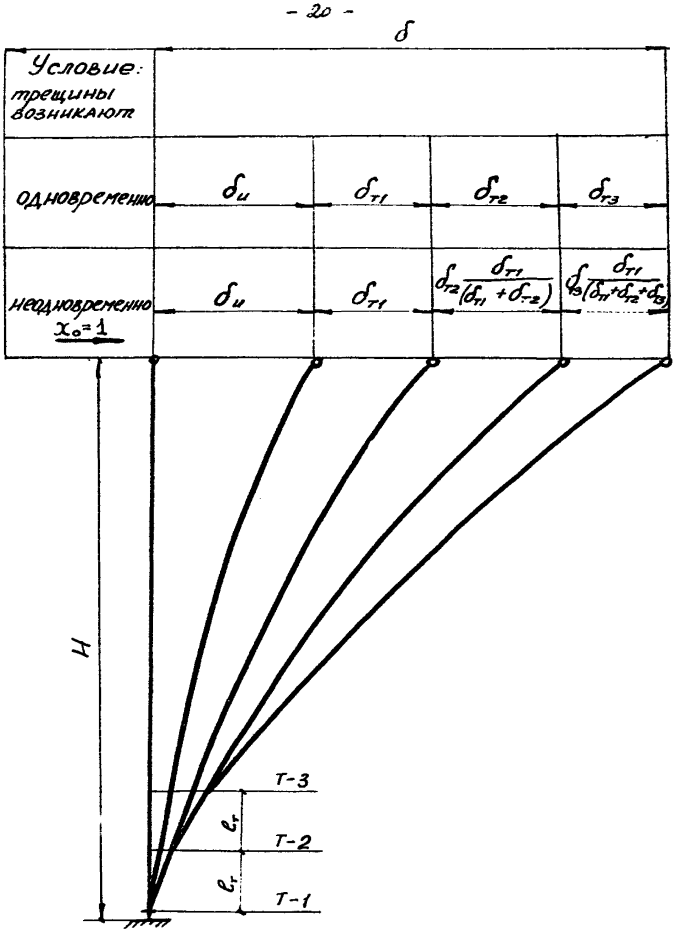


Рис. 3

Смещение узла стойки от $X_0=1$ при одновременном и неодновременном возникновении трещин

суммы перемещений:

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

где: $y_1; y_2 \ldots y_n$ – расстояния от трещин до ближайшей нулевой точки изгибаемого стержня или верхнего шарнира колонны,

$\delta_{r1}; \delta_{r2} \ldots \delta_{rn}$ – смещения нулевой точки изгибаемого стержня или верхнего шарнира колонны от раскрытия I-й, 2-й и i-й трещины при действии единичной силы $x_0 = I$, определяемые с помощью формулы (29),

δ_u – то же для стержня до возникновения в нем трещин.

Полное смещение нулевой точки изгибаемого стержня при неодновременном возникновении трещин и постепенном распространении их по длине стержня, начиная с наиболее напряженного сечения, определяется с помощью формулы:

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

$$= \frac{H^3 C}{3 B_\kappa} + \rho_r y_1^2 \left(\frac{1}{B} - \frac{1}{B_\kappa}\right)\left(1 + \frac{y_2^2}{y_1^2 + y_2^2} + \frac{y_3^2}{y_1^2 + y_2^2 + y_3^2} + \ldots + \frac{y_n^2}{y_1^2 + y_2^2 + \ldots + y_n^2}\right) \quad (30)$$

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 трещин может быть приближенно учтено с помощью ряда следующего вида:

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

где: δ_{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:

$$\delta = \delta_и + \delta_{т1}\left(1 + \frac{1}{2} + \frac{1}{2^2} + \ldots + \frac{1}{2^{(n-1)}}\right) = \delta_и + \delta_{т1} \cdot S_n \qquad (32)$$

Известно, что ряд такого вида обладает следующими свойствами:

$$S_{n \to \infty} = 2$$

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

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

$$\delta = \delta_и + 2\delta_{т1} = H^2\left[\frac{HC}{3B_к} + 2\ell_т\left(\frac{1}{B} - \frac{1}{B_к}\right)\right] \qquad (33)$$

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

$$\delta = \delta_и + \delta_{т1} = H^2\left[\frac{HC}{3B_к} + \ell_т\left(\frac{1}{B} - \frac{1}{B_к}\right)\right] \qquad (34)$$

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:

$$\mathcal{L} = 2\left(R_{пр} - \sigma_б\right) A_1 \qquad (35)$$

где:

$$A_1 = \frac{H^2 C}{3 \cdot 0{,}85 \cdot E_б \left(\alpha \cdot \Delta t + \varepsilon_u k_u\right) y} \qquad (36)$$

Здесь: $R_{пр}$ - расчетное сопротивление бетона сжатию,

$\sigma_б$ - 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),

$E_б$ - модуль упругости бетона колонны,

α - коэффициент линейного расширения материала нижнего ригеля каркаса,

Δt - расчетный перепад температуры окружающей среды (п.3),

y - 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:

$$\mathcal{L} = 2\left[\left(R_{пр} - \sigma_б\right) A_1 + a\right] \qquad (37)$$

где: a - шаг колонн.

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

$$\mathcal{L} = \frac{2\delta}{(\alpha \cdot \Delta t + \varepsilon_{\mathcal{L}} \cdot K_{\mathcal{L}}) K_c \cdot H} \left(R_a A_2 + A_3 \right) \tag{38}$$

где:

$$\delta = H^2 \left[\frac{H \cdot C}{3 B_k} + 2 l_T \left(\frac{1}{B} - \frac{1}{B_k} \right) \right] \tag{39}$$

$$A_2 = F_a \cdot Z_1 \tag{40}$$

$$A_3 = -M - N \left(\frac{h}{2} - a - Z_1 \right) \tag{41}$$

Здесь: δ - смещение верхнего узла колонны при наличии в ней трещин 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,

Z_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:

$$Z_{s1} = \frac{bx^3}{3 \cdot n \cdot F_a (h_o - x)} + (h_o + x) + \frac{(x-a)^2}{(h_o - x)} \qquad (42)$$

где:

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

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

$$\ell = \frac{2\delta}{(\alpha \Delta t + \varepsilon_2 K_2) K_c \cdot H} (a_r A_4 + A_3) \qquad (44)$$

где:

$$A_4 = \frac{F_a \cdot E_a \cdot Z_1}{\psi_a \cdot \ell_r} \qquad (45)$$

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

ψ_a - коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона между трещинами, определяемый по [8],

E_a - модуль упругости стали.

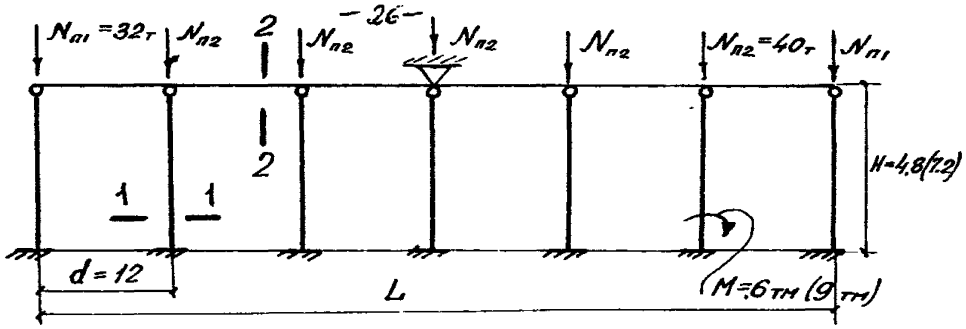
Пояснения к остальным величинам, входящим в (44) и (45) даны в предыдущем пункте.

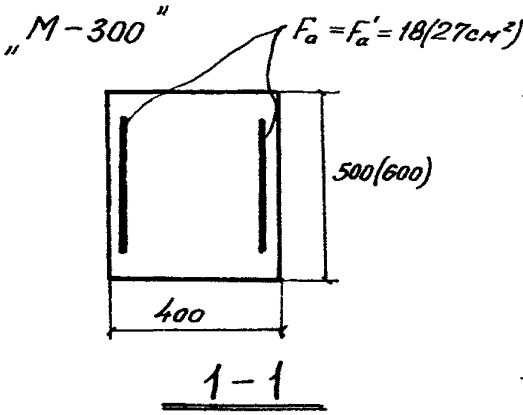
Пример: Определить расстояния между температурными швами для проектируемой типовой эстакады под технологические трубопроводы (рис.4) при следующих исходных данных:

Высота стоек H = 4,8 м

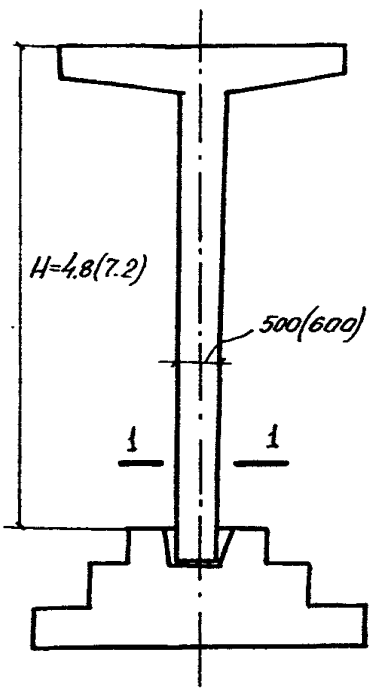
Постоянная вертикальная нагрузка на средние стойки - 40 т,

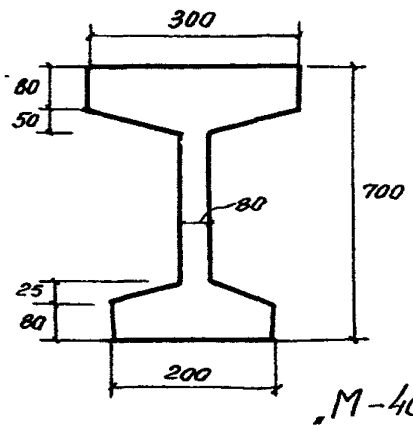
на крайние " - 32 т.





1-1





"М-400"

2-2

Рис. 4

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

Расчетный перепад температуры, принятой для типового проекта: $\Delta t = 60^{\circ}C$; сечение стоек: $b \times h = 50 \times 40$;

$F_a = F_a' = 18$ см^2.

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

Определяем жесткость сечения стойки без трещин:

$$B_к = 0{,}85 [E_б J_б + E_a J_a] = 0{,}85 \left(\frac{2{,}9 \cdot 10^5 \cdot 50 \cdot 40^8}{12} + \right.$$

$$\left. + 2 \cdot 18 \cdot 16^2 \cdot 2 \cdot 10^6 \right) = 8{,}2 \cdot 10^{10} \text{ кгсм}^2$$

$$B_{дл} = 0{,}85 \left(\frac{E_б J_б}{C} + E_a J_a \right) = 0{,}85 \left(\frac{2{,}9 \cdot 10^5 \cdot 50 \cdot 40^3}{1{,}24 \cdot 12} + \right.$$

$$\left. + 2 \cdot 18 \cdot 16^2 \cdot 2 \cdot 10^6 \right) = 6{,}87 \cdot 10^{10} \text{ кгсм}^2$$

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

$\varphi_a = 1{,}00$; $\varphi_б = 0{,}9$; $\nu = 0{,}5$;

$$\gamma_1 = \frac{\frac{n}{\nu} \cdot F_a}{b h_o} = \frac{\frac{2 \cdot 10^6}{2{,}9 \cdot 10^5 \cdot 0{,}5} \cdot 18}{50 \cdot 36} = 0{,}138;$$

$\gamma_1' = 2\,\gamma_1 = 2 \cdot 0{,}138 = 0{,}276$:

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

$$\xi = \frac{x}{h_o} = \frac{2n\mu_a}{b \cdot h_o}\left(-1+\sqrt{1+\frac{b h_o}{2n \cdot \mu_a}}\right) =$$

$$= \frac{2.6,9.I8}{50.36}\left(-I+\sqrt{I+\frac{50.36}{2.6,9.I8}}\right) = 0,258;$$

$$x = 0,258.36 = 9,35 \text{ см}.$$

$$Z_1 = \frac{50,9.35^3}{3n \cdot \mu_a (36-9,35)} + (36-9,35) + \frac{(9,35-4)^2}{(36-9,35)} = 3I,82 \text{ см}$$

$$B = \frac{h_o \cdot Z_1}{\frac{\psi_s}{E_a \mu_a} + \frac{\psi_s}{(\delta_1' + \xi) b \cdot h_o \cdot E_s \nu}}$$

$$B = \frac{36.3I.82}{\frac{I}{2.I0^6.I8} + \frac{0,9}{(0,I38+0,258)50.36.2,9.I0^5.0,5}} = 3,I3.I0^{I0} \text{ кгсм}^2$$

Определяем расчетные расстояния между трещинами по формуле [8].

Определяем для этого величины:

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

$$\mu_1 \cdot n = \frac{I8}{50.40} \quad 6,90 = 0,0620;$$

$$W_\tau = \left[0,292+0,75(\delta_1' + 2\mu_1' \cdot n)\right]0,075\left(\delta_1' + 2\mu_1' \cdot n\right)\frac{1}{3}bh^2 =$$

$$= 0,292+0,75(0,I38+2.0.062)+0,075(0,276+2.0,062) \times 50.40^2 =$$

$$= 4,I7.I0^4 \text{ см}^3$$

$$K_\tau = \frac{W_\tau}{F_a \cdot Z_1 \cdot n} - 2 = \frac{4,I7.I0^4}{I8.3I,82.6,9} - 2 = 8,40$$

$$\ell_\tau = K_\tau \cdot n \cdot u_a \cdot \eta = 8,4.6,9.0,6.0,7 = 24 \text{ см}.$$

Определяем расстояния между температурными швами из условия, что ширина раскрытия трещин не должна превышать a_τ =0,3мм.

Определяем для этого по формулам (39),(4I),(44),(45) величины:

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

$$= 480^2\left[\frac{480.1.24}{3.8,2.10^{10}} + 2,24\left(\frac{1}{3,13.10^{10}} - \frac{1}{8,2.10^{10}}\right)\right] =$$

$$= 0,75.10^{-3}$$

$$A_3 = -M - N\left(\frac{h}{2} - a - Z_1\right) = -6 - 32(0,2 - 0,04 - 0,3182) = -0,95 \text{ тм}$$

$$A_4 = \frac{F_a \cdot E_a \cdot Z_1}{\psi_a \cdot \ell_т} = \frac{18,2.10^6.31,82}{1,0.24} = 47,5.10^6 \text{ кг}$$

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

$$= \frac{2.0,75.10^{-3}(0,03.47,5.10^6 - 0,95.10^5)}{(1.10^{-5}.60^0 + 1,0.10^{-5}.1,0)\ 0,8.480} = 74 \text{ м.}$$

Принимаем расстояние между температурными швами, равным

$\mathcal{L}$ = 12 x 6 = 72 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.

Изгибающий момент от внешней нагрузки в нижнем сечении стойки - 9 тм.

Расчетный перепад температуры, принятый для типового проекта:

Δt = 60°С;

сечение стоек $B \times h$ = 60 x 40; $F_a = F_a'$ = 27 см^2

Бетон стоек М-300; $E_б = 2,9.10^5$; $E_a = 2.10^6$;

$C = 1{,}24$ (см. приложение I).

Определяем жесткость сечений стоек без трещин:

$$B_c = 0{,}85\,(E_б J_б + E_a J_a) = 0{,}85\,\left(\frac{2{,}9\cdot10^5\cdot60\cdot40^3}{12} + 2\cdot27\cdot16^2\cdot2\cdot10^6\right) = 10{,}25\cdot10^{10}\ \text{кгсм}^2$$

$$B_{ст} = 0{,}85\,\left(\frac{E_б J_б}{C} + E_a J_a\right) = 0{,}85\,\left(\frac{2{,}9\cdot10^5\cdot60\cdot40^3}{12\cdot1{,}24} + 2\cdot27\cdot16^2\cdot2\cdot10^6\right) = 8{,}70\cdot10^{10}\ \text{кгсм}^2$$

Определяем жесткость сечения стойки при наличии трещин по формулам [8] и при следующих данных:

$\psi_a = 1{,}00$; $\psi_б = 0{,}9$; $\nu = 0{,}5$

$$\gamma_1 = \frac{\frac{n}{\nu}\cdot F_a}{b\cdot h_0} = \frac{\frac{2\cdot10^6}{2{,}9\cdot10^5\cdot0{,}5}\cdot 27}{60\cdot36} = 0{,}173$$

$$\gamma_1' = 2\cdot\gamma_1 = 2\cdot0{,}173 = 0{,}346.$$

Определяем высоту сжатой зоны сечения стойки и плечо внутренних сил сечения при допущении, что эпюра напряжений в сжатой зоне имеет треугольную форму для стадии эксплуатации

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

$$= \frac{2\cdot6\cdot9{,}27}{60{,}36}\left(-1 + \sqrt{1\ \frac{60\cdot36}{2\cdot6\cdot9{,}27}}\right) = 0{,}276;$$

$$x = 0{,}276\cdot36 = 10{,}00\ \text{см}$$

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

$$= \frac{60\cdot10^3}{3{,}6{,}9{,}27(36\cdot10)} + (36 - 10) + \frac{(10-4)^2}{(36-10)} = 31{,}55\ \text{см}$$

$$B = \frac{h_0 \cdot Z_1}{\frac{\Psi_a}{E_a \cdot J_a} + \frac{\Psi_5}{(\gamma_1 + \xi) b \cdot h_0 \cdot E_5 \nu}} =$$

$$= \frac{36.31,55}{\frac{1}{2.10^6.27} + \frac{0,9}{(0,173+0,276)60.36.2,9.10^5.0,5}} = 4,55.10^{10}$$

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

$$u_a = \frac{d}{4} = \frac{2,4}{4} = 0,60; \quad \mu_1 \cdot n = \frac{27}{60.40} \quad 6,9 = 0,0775$$

$$W_T = [0,292 + 0,75\,(\gamma_1 + 2\mu_1 \cdot n) + 0,075\,(\gamma_1' + 2\mu_1 \cdot n)]\, b \cdot h^2$$

$$= [0,292+0,75(0,173+2.0,075)+0,075(0,346+2.0,0775)]\; 60.40^2 =$$

$$= 5,5.10^4 \text{ см}^3$$

$$K_T = \frac{W_T}{F_a \cdot Z_1 \cdot n} - 2 = \frac{5,5.10^4}{27.31,55.6,9} - 2 = 9,32-2 = 7,32$$

$$\ell_T = K_T \cdot n \cdot u_a \cdot \eta = 7,32.6,9.0,6.0,7 = 21 \text{ см.}$$

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

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

$$= 720^2\left[\frac{720.1,24}{3.10.25.10^{10}} + 2.21\left(\frac{1}{4,55.10^{10}} - \frac{1}{10,25.10^{10}}\right)\right] =$$

$$= 1,69.10^{-3}$$

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

$$A_4 = \frac{F_a \cdot E_a \cdot Z_1}{\gamma_a \ell_T} = \frac{21.2.10^6.31,55}{1,0.21} = 81,0.10^6 \text{ кг}$$

$$\mathcal{L} = \frac{2\delta(a_7 A_4 + A_3)}{(\alpha \cdot \Delta t + \varepsilon_{\ell} \cdot K_{\ell}) K_c \cdot H} =$$

$$= \frac{2.1,69.10^{-3}\ (0,03.81,0.10^6 - 4,05.10^5)}{(1,10^{-5}.60^0 + 10.10^{-5}.1,0)\ 0,8.720} = 296 \text{ м.}$$

Принимаем расстояние между температурными швами $\mathcal{L}$ = 12 x 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 x125 метров проектируется без поперечных температурных швов.

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

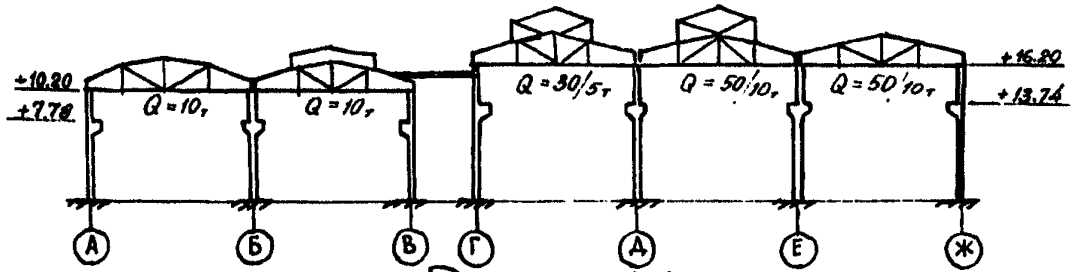
Минимальная температура при работе отопления + 16°С. Цех оборудован мостовыми электрическими кранами со средним режимом работы.

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

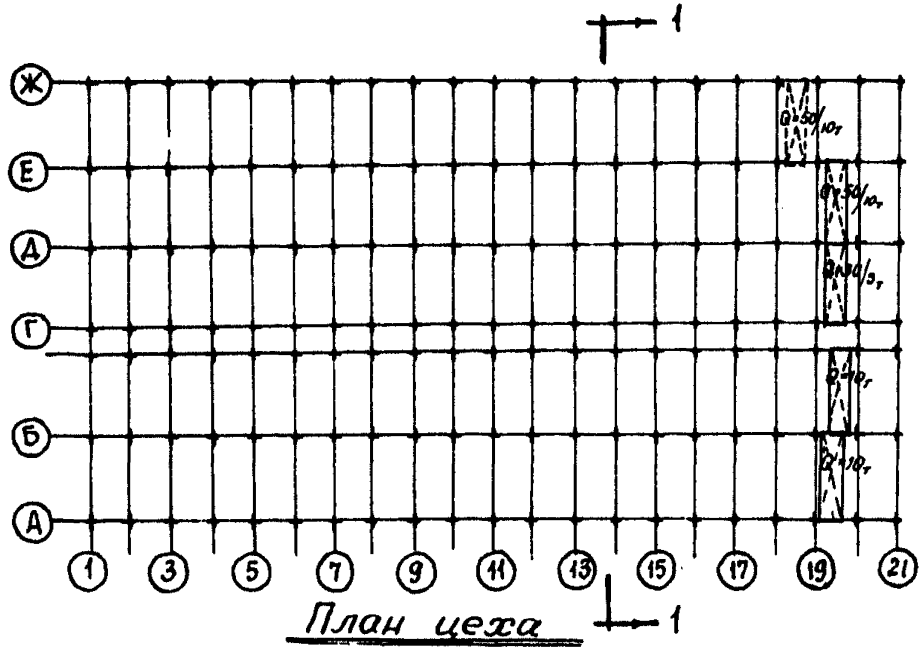
Определение перепадов температуры

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

Нормативные значения температуры для г. Дебальцево:



Разрез 1-1



План цеха

Рис. 5

$t_I = -5^0C$ $t_{VII} = +20^0C$ $T_1 = 5^0C$

$\Delta_I = -15^0C$ $\Delta_{VII} = +6^0C$

$t^{вх} = +16^0C$ $t^{вт} = +20^0C$

Определяем расчетные температуры

$$t_н^т = t_{VII} + \Delta_{VII} + T_1 = 20 + 6 + 5 = +31^0C$$

$$t_н^х = t_I - \Delta_I = -5^0 - 15^0 = -20^0C$$

Определяем неблагоприятную температуру замыкания

$$t_н^т = \frac{t_{VII} + t_I}{2} + \frac{t_{VII} - t_I}{3} = \frac{20-5}{2} + \frac{20+5}{3} = +15,5^0C$$

$$t_н^х = \frac{t_{VII} + t_I}{2} - \frac{t_{VII} - t_I}{3} = \frac{20-5}{2} - \frac{20+5}{3} = -0,5^0C$$

Определяем расчетный перепад температуры

I. На стадии строительства

$$\Delta t_1 = K(t_н^т - t_o^х) = 1,2\ (31-0,5) = 38^0C$$

$$\Delta t_2 = K(t_н^х - t_o^т) = 1,2(-20-15,5) = 42,5^0C$$

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

Определяются величины

$$t_н^т = t_{VII} + \Delta_{VII} = 20 + 6 = 26^0C > t^{вт} = 20^0C$$

$$t_н^х = t^{вх} = +16^0C$$

Расчетные перепады температуры

$$\Delta t_1 = K(t_н^т - t_o^х) = 1,2(26+0,5) = 31,8^0C$$

$$\Delta t_2 = K(t_н^х - t_o^т) = 1,2(16-15,5) = 0,6^0C$$

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

$$t_н^т = t^{вт} = 26^0C$$

$$t_н^х = t^{вх} = 16^0C$$

Расчетный перепад температуры

$$\Delta t = K(t_н^т - t_н^х) = 1{,}2(26^0 - 16^0) = 12^0C$$

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 колонн учитывается по методике [1].

1. Определение вертикальных расчетных нагрузок:

а. Вес покрытия 0,32·0.24·12.1,1 = 104 т

б. Снеговая нагрузка 0,07.24.12.1.4 = 28,40 т

в. Вес подкрановых балок 3,4.1,1 = 3,75 т

г. Вес колонны 8,0.1,1 = 8,80 т

N_{max} = 104+0,9.28,4+3,75+8,80 = 142 т

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

Сечение подкрановой части двухветвевой колонны принято - 70х50; надкрановой - 50х50.

Арматура колонны, соответственно: $F_a = F_a' = 27$ см^2 и $F_a = F_a' = 20$ см^2.

Колонны запроектированы из бетона М-300.

Влияние ползучести учитывается с помощью коэффициента С=1,30 (приложение 1; при возрасте бетона в начале загружения τ = 180 суток и сухом режиме воздуха).

Проверяется условие:

$$\frac{N_{max}}{(h-a)\,B\cdot R_{пр}} = \frac{142}{(0{,}50-0{,}04)0{,}70.1400} = 0{,}316 < 0{,}55$$

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

$$B_н = 0{,}8\left[\frac{E_б J_б}{c} + E_a J_a\right] =$$

$$= 0{,}8\left(\frac{2{,}9.10^5.70.50^3}{1{,}30.12} + 2.10^6.2.27.21^2\right) = 1{,}68.10^4\ тм^2$$

$$B_н = 1{,}68.10^4\ \frac{0{,}58}{0{,}70} = 1{,}38.10^4\ тм^2$$

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

$$K_z = \frac{0{,}6.104}{0{,}6.104+0{,}9.28{,}4} = 0{,}71$$

$$\Delta l_б = (\alpha \Delta t_1 + \varepsilon_z K_z) K_c y = (\ 1.10^{-5}.31{,}8^0 + 10.10^{-5}.0{,}71)\ x$$
$$x\ 1{,}25.120.10^2 = 5{,}85\ см$$

$$\Delta l_а = \alpha \Delta t_1 \cdot K_c \cdot y = 1{,}2.10^5.31{,}8^0.0{,}8.120.10^2 = 3{,}67\ см$$

Определяем усилия в стойке с помощью метода перемещений.

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

$$M_{А\text{-}О} = M_{О\text{-}А} = -6\,\frac{B_н}{H_н^2}\,\Delta l_а = -6\,\frac{1{,}68.10^{11}}{640^2}\ .3{,}67 = -90\ тм$$

$$M_{А\text{-}Б} = -3\,\frac{B_в}{H_в^2}(\Delta l_б - \Delta l_а) = -3\,\frac{1{,}38.10^{11}}{380^2}\ (5{,}85-3{,}67) = -63\ тм$$

Определяем усилия в стойке с учетом упругой заделки в узлах.

Определяем величины:

относительные погонные жесткости колонны

$$i_{А\text{-}О} = 1{,}00; \qquad i_{А\text{-}Б} = \frac{1{,}38}{1{,}68}\ x\ \frac{6{,}40}{3{,}80}\ \ 0{,}75 = 1{,}04.$$

Угол поворота узла "А"

$$x_A = \frac{M_{A-0} + M_{A-Б}}{4(i_{A-0} + i_{A-Б})} = \frac{-90-63}{4\,(1+1{,}04)} = -18{,}70$$

Изгибающие моменты в колонне

$$M_{A-Б} = -2.1{,}04(-2.18{,}7) - 63 = +15{,}00 \text{ тм}$$

$$M_{A-0} = -2.1{,}00\,(-2.18{,}7) - 90 = -15{,}00 \text{ тм}$$

$$M_{0-A} = -2.1{,}00(-18{,}7) - 90 = -52{,}60 \text{ тм}$$

<u>Поперечные силы и опорные реакции</u>

$$R_Б = \frac{M_{A-Б}}{H_в} = \frac{15{,}00}{3{,}80} = 3{,}95 \text{ т}$$

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

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

$$R_{Б1} = 3{,}95\,\frac{d}{10d} = 3{,}95\,\frac{12}{120} = 0{,}40 \text{ т}$$

$$R_{A1} = 14{,}5\,\frac{d}{10d} = -14{,}5\,\frac{12}{10.12} = -1{,}45 \text{ т}$$

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

Определяем для этого величины

$$m = \frac{R_{Б1}\cdot C\cdot d}{E_б\cdot F_n} = \frac{0{,}40.10^3.1{,}30.12.10^2}{2{,}9.10^5.4500} = 4{,}8.10^{-4}$$

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

$$\Delta l_Б = (\alpha\cdot\Delta t_1 + \varepsilon_\ell\cdot K_\ell)K_c\cdot y + 0{,}5\cdot K_{10}\cdot m =$$

$$= (1.10^{-5}.31{,}8^0 + 10.10^{-5}.0{,}71)1{,}25.120.10^2 + 0{,}5.385.4{,}8.$$

$$.\,10^{-4} = 5{,}94 \text{ см}$$

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

Определяем для этого величину

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

$$\Delta \ell_A = d \cdot \Delta t_{H_1} \cdot K_c \cdot y - 0{,}5 \cdot K_{10} \cdot m =$$

$$= 1{,}2 \cdot 10^{-5} \cdot 31{,}8^0 \cdot 0{,}8 \cdot 120 \cdot 10^2 - 0{,}5 \cdot 385 \cdot 31{,}5 \cdot 10^{-4} = 3{,}07 \text{см}$$

Определяем усилия в стойке при найденных смещениях узлов.

Определяем для этого величины:

Изгибающие моменты в стойке при полной заделке в узлах

$$M_{A-O} = M_{O-A} = -6 \frac{B_H}{H_H^2} \Delta \ell_A = -6 \frac{1{,}68 \cdot 10^{11}}{640^2} 3{,}07 = -75 \text{ тм}$$

$$M_{A-B} = -3 \frac{B_B}{H_B^2} (\Delta \ell_B - \Delta \ell_A) = -3 \frac{1{,}38 \cdot 10^{11}}{380^2} (5{,}94 - 3{,}07) =$$

$$= -83 \text{ тм}$$

Относительные погонные жесткости стойки:

$$i_{A-O} = 1{,}00; \qquad i_{A-B} = 1{,}04.$$

Угол поворота узла "А".

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

Изгибающие моменты в колонне с учетом упругой заделки:

$$M_{A-B} = -2 \cdot 1{,}04(-2 \cdot 19{,}4) - 83 = -2 \text{ тм}$$

$$M_{A-O} = -2 \cdot 1{,}00(-2 \cdot 19{,}4) - 75 = +2 \text{ тм}$$

$$M_{O-A} = -2 \cdot 1{,}00(-19{,}4) - 75 = -44{,}20 \text{ тм}$$

Опорные реакции

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

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

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

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

$$\Delta l_Б = (\alpha \cdot \Delta t_1 + \varepsilon_{ж} K_{ж}) K_c \cdot y - 0,5_{10} \cdot m =$$

$$= (1.10^{-5}.31,8^{0} + 10.10^{-5}.0,71)1,00.120.10^{2} - 0,5.385.4,8.10^{-4} =$$

$$= 4,76 \text{ см}$$

Определяем усилия в колонне:

$$M_{A-O} = M_{O-A} = -6 \frac{1,68.10^{11}}{640^2} 3,07 = -75 \text{ тм}$$

$$M_{A-Б} = -3 \frac{1,38.10^{11}}{380^2} (4,76-3,07) = -48,50 \text{ тм}$$

Угол поворота узла "А"

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

Изгибающие моменты в стойке с учетом упругой заделки:

$$M_{A-Б} = -2.1,04(-2.15,10) - 48,5 = +14,5 \text{ тм}$$

$$M_{A-O} = -2.1,00)-2.15,10) - 75 = -14,50 \text{ тм}$$

$$M_{O-A} = -2.1,00(-15,10) - 75 = -44,8 \text{ тм}$$

Опорные реакции:

$$R_Б = \frac{14,50}{3,80} = 3,82 \text{ т}$$

$$R_A = \frac{-44,80-14,5}{6,40} - \frac{14,50}{3,80} = -13,07 \text{ т}$$

II. СПЛОШНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Расстояния между температурно-усадочными швами в сплошных железобетонных сооружениях должны назначаться в зависимости от величины расчетных температурно-усадочных усилий. 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)

$$\sigma_{\delta_{max}} = \frac{(\alpha \cdot \Delta t + \varepsilon_y) E_\delta}{C} \qquad (46)$$

где: α - коэффициент линейного расширения бетона,

Δt - расчетный перепад температуры, определяемый по [2][9]

ε_y - относительные усадочные деформации,

E_δ - 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:

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

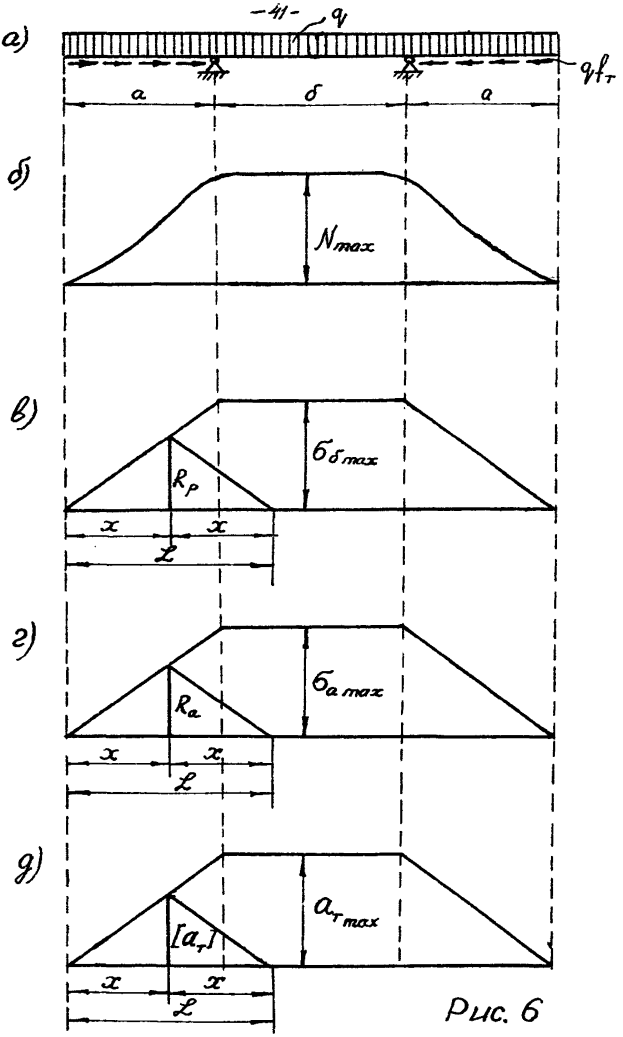

а)
q
$q\ell_т$
а
б
а
б)
N_{max}
в)
$\sigma_{б\,max}$
$R_р$
x
x
ℓ
г)
$\sigma_{а\,max}$
$R_а$
x
x
ℓ
д)
$a_{т\,max}$
$[a_т]$
x
x
ℓ

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)

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

В случае, если $\sigma_{\delta_{max}} > R_p$ и трещины 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 хрупкое разрушение, по формуле:

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

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

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

где: ψ_a - коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона между трещинами, принимаемый по СНиП II-В.I-62 при условии $\frac{N_{\delta_T}}{N} = 1$ равный:

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

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

Расстояния между температурными швами, из условия прочности

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

$$\ell = 2\frac{F_a \cdot R_a}{q \cdot f_r} \qquad (51)$$

Ширина трещин в конструкциях, армированных арматурой периодического профиля определяется:

при кратковременном действии нагрузки по формуле:

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

при длительном действии нагрузки:

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

где: d – диаметр растянутой арматуры,

$\mu_1 = \frac{F_a}{F_b}$ – содержание растянутой арматуры.

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

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

где: $[a_r]$ – допустимая ширина раскрытия трещин,

l_r – расстояние между трещинами, определяемое по СНиП II-В.I-62.

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

Пример I: Рассчитать фундамент под рольганг прокатного стана "I700" на действие температуры окружающей среды.

Фундамент представляет собой железобетонный брус с наружными размерами 72xI5xI0 метров (рис.7).

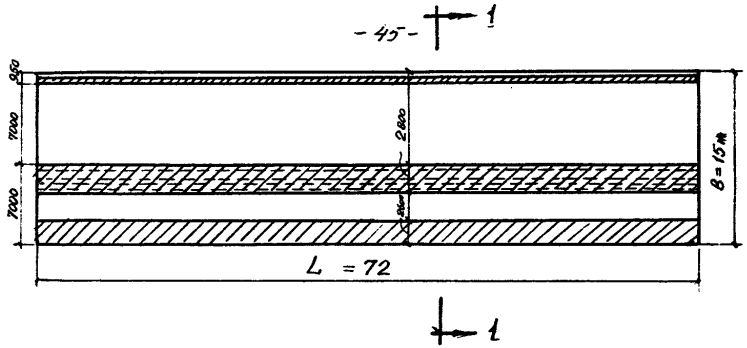
Так как длина фундамента превышает 50 метров, то по действующим нормам [8] требуется статический расчет на действие температуры для выполнения возможности осуществления его без температурных швов.

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.

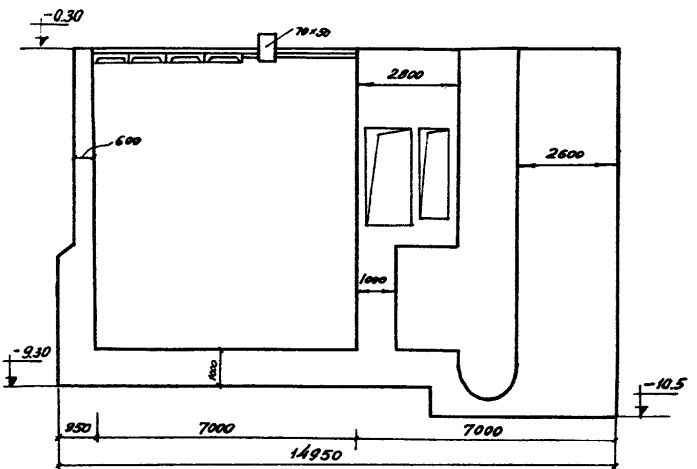
Влияние усадки бетона при расчете фундамента на стадии эксплуатации не учитывается, так как сооружение надежно защищено от высыхания бетона.

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 $I5^{o}$.

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



План фундамента



Разрез 1-1

Рис. 7

Расчет фундамента, находящегося в эксплуатации

Расчетный перепад температуры в помещениях прокатного цеха определяем по СНиП П-А.II-7I (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:

$$\Delta t_н = t_н^x - t_o^r$$

где:

$$t_н^x = t^{вх}; \quad t_o^r = \frac{t_{VII} + t_I}{2} + \frac{t_{VII} - t_I}{3}$$

Здесь:

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

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

$\Delta_{VII} = 6°C$ – отклонение средней температуры наиболее теплых суток от значения t_{VII},

$t^{вт}; t^{вх}$ – температура воздуха в эксплуатируемом помещении в теплое и холодное время года.

Для г.Харькова: $t_{VII} = +20,5°C$ $t_I = -5°C$

для тяжелой работы: $t_н^x = t^{вх} = +14°C$.

Тогда: $t_н^r = +20,5° + 6 = 26,5°C$.

$$t_o^x = \frac{t_{vn} + t_I}{2} = \frac{t_{vn} - t_I}{3} = \frac{20,5-5}{2} - \frac{20,5+5}{3} =$$

$$= -0,75^oC$$

$$\Delta t = t_n^r - t_o^x = 26,50 - I4^oC = I2,50^oC$$

Коэффициент перегрузки: $K_n = I,2$

2. Расчетный перепад температуры для фундамента равен:

$$\Delta t = \Delta t_n \cdot K_c \cdot K_n = I2,50 \cdot 0,4 \cdot I,2 = 6,0^oC$$

Влияние ползучести бетона учитывается с помощью коэффициента для марки бетона М-I50, при возрасте бетона в момент "замыкания" τ =28 суток и длительности действия нагрузки $t - \tau$ = = I80 суток, равного C = I,99 (приложение I).

3. Максимальные растягивающие напряжения независимо от длины сооружения равны:

$$\sigma_{\delta max} = \frac{\alpha \cdot \Delta t \cdot Es}{C} = \frac{I,I0^{-5} \cdot 6,0^o \cdot 2,I0^5}{I,99} = 6,I \text{ кг/см}^2 < R_p = 6,5 \text{ кг/см}^2$$

Следовательно, по условиям прочности бетона на растяжение постоянные швы не требуются независимо от длины сооружения.

Расчет фундамента, находящегося в стадии строительства

I. Определяем нормативное отклонение средней температуры элементов конструкции от начальной с помощью формул, приведенных в СНиП II-A.II-7I [2].

где:

$$\Delta t_{н1} = t_н^т - t_о^х$$

$$\Delta t_{н2} = t_н^х - t_о^т$$

$$t_н^т = t_{VII} + \Delta_{VII} + T_1$$

$$t_н^х = t_I - \Delta_I$$

Здесь:

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

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

T_1 - коэффициент, учитывающий суточные колебания температуры и солнечную радиацию, равный $T_1 = 5^oC$ (пункт 2).

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

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

$\Delta_I = 15^oC$ $\quad \Delta_{VII} = 6^oC$

$t_н^т = t_{VII} + \Delta_{VII} + T_1 = 20^o + 6^o + 5^o = 31^oC$

$t_н^х = t_I - \Delta_I = -5^oC - 15^oC = -20^oC$

3. Определяем начальную температуру в бетоне сооружения

$$t_о^т = \frac{20-5}{2} + \frac{20+5}{3} = +15{,}5^oC; \quad t_о^х = \frac{20-5}{2} - \frac{20+5}{3} = -0{,}5^oC$$

4. Определяем нормативное отклонение температуры от начальной

$$\Delta t_н^т = t_н^т - t_о^х = 31 + 0{,}5 = 31{,}5^{\circ}C$$
$$\Delta t_н^х = t_н^х - t_о^т = -20 - 15{,}5 = -35{,}5^{\circ}C$$

5. Определяем расчетное отклонение температуры от начальной

$$\Delta t_{н1} = 31{,}5 \cdot 1{,}2 = 38^{\circ}C$$
$$\Delta t_{н2} = -35{,}5 \cdot 1{,}2 = -42{,}7^{\circ}C$$

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

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

Коэффициент трения бетона по грунту принимается равным $f_т = 0{,}6$.

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

$$\sigma_{б\,max} = \frac{(\alpha \cdot \Delta t_{н2} + \varepsilon_y) E_б}{C} = \frac{(1 \cdot 10^{-5} \cdot 42{,}7^{\circ} + 0{,}00015) 2 \cdot 10^{5}}{2{,}83} =$$

$$= 41 \text{ кг/см}^2 > R_р = 6{,}5 \text{ кг/см}^2$$

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

8. Определяем вертикальную нагрузку на 1 пог.метр сооружения (собственный вес ф-та)

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

9. Расстояния между временными температурными швами определяются по формуле

$$\mathcal{L} = 2 \frac{F_п \cdot R_р}{q \cdot f_т} = 2 \frac{63 \cdot 10^{11} \cdot 6{,}5}{164 \cdot 10 \cdot 0{,}6} = 83 > 72 \text{ м}$$

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

Пример 2: Рассчитать железобетонную подпорную стенку (стенку подвала мазвала прокатного цеха) на действие температуры окружающей среды. Подпорная стенка запроектирована по оси продольного ряда колонн цеха и жестко связана с подколонниками (рис.8).

Так как подколонники 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

($\Delta t_н = 6{,}0^{\circ}C$)

Определяем максимальные растягивающие напряжения

$$\sigma_{б\,max} = \frac{\alpha \cdot \Delta t \cdot F_б}{C} = \frac{1{,}1O^{-5} \cdot 6{,}0 \cdot 2{,}4 \cdot 1O^{5}}{1{,}86} = 7{,}70 < R_р =$$

$$= 8 \text{ кг/см}^2$$

Постоянные температурно-усадочные швы не требуются.

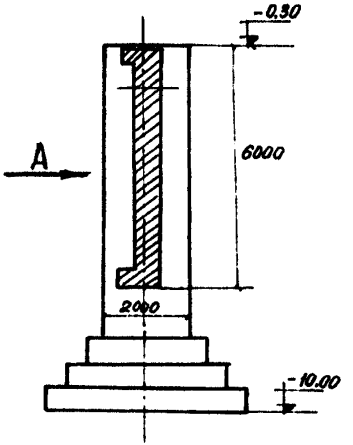
Расчет стенки на стадии строительства

$\Delta t_н = 42{,}7^{\circ}C$ $\qquad \varepsilon_у = 0{,}000I5$

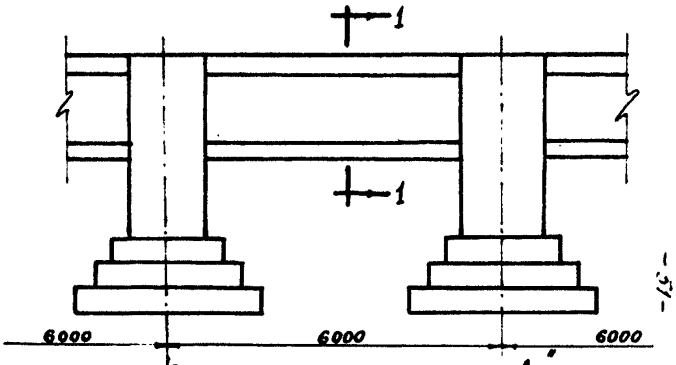
Определяем максимальные растягивающие напряжения в стенке при отсутствии трения:

$$\sigma_{б\,max} = \frac{(\alpha \cdot \Delta t + \varepsilon_у) \cdot E_б}{C} = \frac{(1{,}1O^{-5} \cdot 42{,}7^{\circ} + 0{,}000I5) 2{,}4 \cdot 1O^{5}}{2{,}59} =$$

$$= 53{,}5 \text{ кг/см}^2 > R_р = 8 \text{ кг/см}^2$$



Сечение 1-1



Вид по стрелке „А"

Рис. 8

Трещины в сооружении возникают.

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

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

Определяем максимальные напряжения в продольной арматуре

$$\sigma_{a\,max} = \frac{(\alpha \cdot \Delta t + \varepsilon_y) \cdot E_a}{\psi_a} = \frac{(1{,}1 \cdot 10^{-5} \cdot 42{,}7^{\circ} + 0{,}00015) 2 \cdot 10^{6}}{0{,}65} =$$

$$= 1780 \text{ кг/см}^2 < 3500 \text{ кг/см}^2$$

Минимальный процент армирования при условии, что стенка армируется стержнями периодического профиля d = 16мм, расстояние между трещинами, определяемое по [8] равно 25 см и допустимая ширина раскрытия трещин $a_т$ = 0,4мм [11] определяется по формуле:

$$\mu_1 = 0{,}25 \frac{(\alpha \cdot \Delta t + \varepsilon_y) d}{a_т} = 0{,}25 \frac{(1{,}1 \cdot 10^{-5} \cdot 42{,}7 + 0{,}00015) \times}{0{,}04}$$

$$\times 1{,}6 = 0{,}58\%$$

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 бытового корпуса на действие температуры окружающей среды.

Здание имеет размеры в плане 174х12 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.

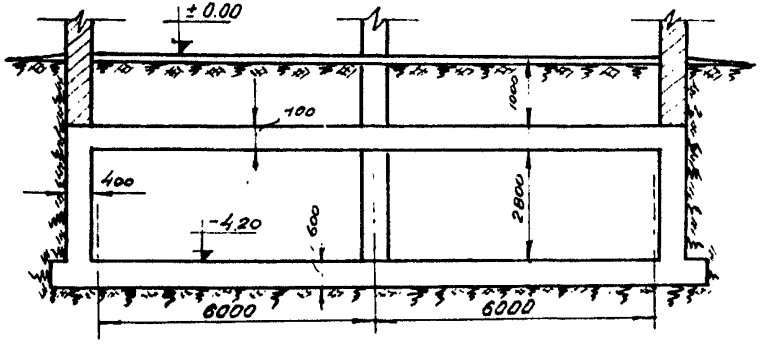


Рис. 9

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.II-71 [2]

$t_{VII} = +20^{\circ}C$; $\Delta_{VII} = +6^{\circ}C$;

$t_{I} = -5^{\circ}C$; $\Delta_{I} = 15^{\circ}$; $K_{n} = 1{,}20$; $K_{c} = 0{,}60$

$t^{вх} = +18^{\circ}C$; $T_{1} = 5^{\circ}C$.

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

$$t^{T}_{H} = t_{VII} + \Delta_{VII} = +20^{\circ} + 6^{\circ} = 26^{\circ}C$$

$$t^{x}_{H} = t^{вх} = +18^{\circ}C; \quad \Delta t^{T}_{H} = t^{T}_{H} - t^{x}_{H} = 26-18 = 8^{\circ}C.$$

Определяем расчетную температуру для конструкций, находящихся в подвальном помещении

$$\Delta t = +8^{\circ}.0{,}6.1{,}20 = 5{,}75^{\circ}C$$

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

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

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

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

Определяем максимально возможные растягивающие напряжения в сооружении:

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

$$\approx R_p = 10,5 \text{ кг/см}^2$$

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

$$t_н^т = t_{VII} + \Delta_{VII} + 7, = 20^0 + 6^0 + 5^0 = 31^0C$$

$$t_н^х = t_I - \Delta_I = -5^0 - 15^0 = -20^0C$$

Определяем начальную температуру бетона

$$t_o^т = \frac{t_{VII} + t_I}{2} + \frac{t_{VII} - t_I}{3} = \frac{20-5}{2} - \frac{20+5}{3} = +15,5^0C$$

Определяем нормативное отклонение средней температуры элемента от начальной:

$$\Delta t_н = t_н^х - t_o^т = -20^0 - 15,5^0 = -35,5^0C$$

Определяем отклонение расчетной температуры от начальной

$$\Delta t = -35,5^0 \cdot 1,20 = -42,70^0C$$

Влияние усадки бетона учитывается, как дополнительное снижение температуры на 15^0C, что соответствует относительной деформации бетона

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

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

Максимально возможные напряжения в бетоне равны:

$$\sigma_{\delta max} = \frac{(\alpha \cdot \Delta t + \varepsilon_y) E_\delta}{C} = \frac{(1,1 \cdot 10^{-5} \cdot 42,7^\circ + 0,0001 5^\circ) 2,9 \cdot 10^5}{2 \cdot 20} =$$

$$= 76 \text{ кг/см}^2 > R_p = 10,5 \text{ кг/см}^2$$

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

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

Коэффициент трения бетона по грунту принимается равным $f_\tau = 0,6$.

Определяем величину максимально допустимого расстояния между временными швами

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

При длине сооружения 174 метра требуется один временный шов бетонирования.

ЛИТЕРАТУРА

I. Руководство по проектированию сборных железобетонных колонн одноэтажных промышленных зданий. ЦНИИПромзданий, 1971.

2. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования (проект) СНиП II-А.II-71.

3. Нормы проектирования (СНиП II-А.6-72)

4. Улицкий И.И., Метелюк Н.С., Роминец Г.М. Жесткость изгибаемых железобетонных элементов. НИИСК АСиА 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 "Будівельник", К., 1969.

6. Никитин И.К. Расчет железобетонных многоэтажных 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 II-В.I-62).

9. Справочник по климату СССР. Выпуск 10. Гидрометеоиздат, Л., 1967.

10. Забелло И.Л. О разрезке сплошных железобетонных сооружений температурными швами. Журнал "Бетон и железобетон" № 6, 1972.

11. Бетонные и железобетонные конструкции. Проект норм проектирования (СНиП II-В.I-72).

Приложение I

Коэффициенты „С"

Возраст бетона τ в начале загружения (в сутках)	Наименьший размер сечения эл-та в см.	Влияние масштабного фактора	Марка бетона	Влажностный режим (r)				
				Очень сухой	Сухой	Нормальный	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	1.35	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_i для учета влияния жесткости ригелей продольных каркасов

Кол. пролетов	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	83	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	434.5	440	448									
22	66	131	194	254	310	361	406	444	474	495	506									
23	72	143	212	278	340	397	448	492	528	555	572	582								
24	78	155	230	302	370	433	490	540	582	615	638	650								
25	84.5	168	249.5	328	402.5	472	535.5	592	640.5	680	709.5	728	740							
26	91	181	269	354	435	511	581	644	699	745	781	806	818							
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	888	935	974	1001	1015						
29	112.5	224	333.5	440	542.5	640	731.5	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	1180.5	1280	1369.5	1448	1514.5	1568	1607.5	1632	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	1813	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

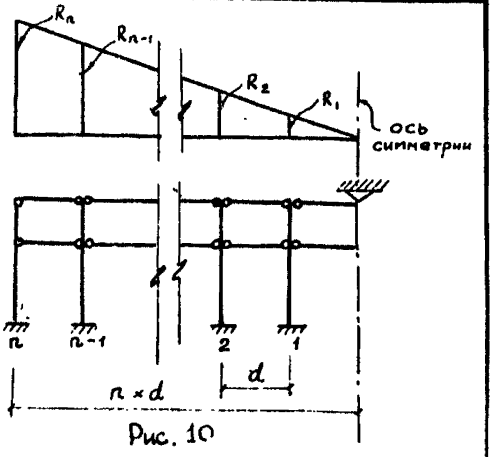


Рис. 10

Ответственный за выпуск И.Л.Зайделло
Заказ № 205 , тираж 300 24.I.1973 г.
Условных п.л. 300 Цена -

Ротапринт Харьковского Промстройниипроекта
Харьков-22, пл. Дзержинского,№ 8.

gost.e-ecolog.ru