

ТИПОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ИЗДЕЛИЯ И УЗЛЫ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

СЕРИЯ 1.020.1-4

КОНСТРУКЦИИ РАМНОГО КАРКАСА МЕЖВИДОВОГО ПРИМЕНЕНИЯ
ДЛЯ МНОГОЭТАЖНЫХ ОБЩЕСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ, ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ
И ВСПОМОГАТЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ ПРОМЫШЛЕННЫХ ПРЕДПРИЯТИЙ

выпуск 0-9

УКАЗАНИЯ ПО ПОДБОРУ ЭЛЕМЕНТОВ КАРКАСА.

(вариант армирования изделий сталью классов Ат-IVС и Врп-I).

часть 1 КНИГА 1 (стр. 1÷56)

СТР. 1÷111

НАЧАЛО
24 166-01
цены 8-59

ТИПОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ИЗДЕЛИЯ И УЗЛЫ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

СЕРИЯ 1.020.1-4

КОНСТРУКЦИИ РАМНОГО КАРКАСА МЕЖВИДОВОГО ПРИМЕНЕНИЯ
ДЛЯ МНОГОЭТАЖНЫХ ОБЩЕСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ, ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ
И ВСПОМОГАТЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ ПРОМЫШЛЕННЫХ ПРЕДПРИЯТИЙ

выпуск 0-9

УКАЗАНИЯ ПО ПОДБОРУ ЭЛЕМЕНТОВ КАРКАСА.

(Вариант армирования изделий стальнойю классов Ат-IVС и Врп-I).

РАЗРАБОТАНЫ
ЦНИИПРОМЗДАНИЙ

ЗАМ. ДИРЕКТОРА В.В. ГРАНЕВ
ЗАВ. ОТДЕЛОМ Э.Н. КОДЫШ
ГЛ. ИНЖ. ПРОЕКТА А.А. КЛЕБАНОВ
ГЛ. ИНЖ. ПРОЕКТА И.А. ВАЛЕНКОВА
ВЕД. НАУЧН. СОТР. Л.Л. ЛЕМЫШ

ЛЕНИНГРАДСКИЙ ПРОМСТРОЙПРОЕКТ

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЙ ВЫЧИСЛИТЕЛЬНЫЙ
ЦЕНТР КОЛЛЕКТИВНОГО ПОЛЬЗОВАНИЯ

ДИРЕКТОР В.Т. АЛЕКСАНДРОВ
ГЛ. СПЕЦИАЛИСТ С.А. ПЕРЕВОЗОВ

НИИЖОБ : Зам. директора Г.И. Мамедов
Дир. лаборатории И.П. Гуща
Вед. научн. сотр. Е.А. Чистяков

УТВЕРЖДЕНЫ
ГОССТРОЕМ СССР

ПИСЬМО №4/5 - 1595 от 28.12.89г.

ВВЕДЕНЫ В ДЕЙСТВИЕ
ЦНИИПРОМЗДАНИЙ с 01.06.90
ПРИКАЗ от 10.01.90 №2

© ЦИТП Госстроя СССР, 1990

ОБОЗНАЧЕНИЕ ДОКУМЕНТА	Наименование	Стр.
1.020.1-4. 0-9-ПЗ	Пояснительная записка.	3
1.020.1-4. 0-9-001	Номенклатура и код несущей способности сечений колонн.	15
1.020.1-4. 0-9-002	Графики косоого внецентренного сжатия сечений № IOIa ... I39б.	16
1.020.1-4. 0-9-003	Эпюры несущих способностей по изгибающим моментам для ригелей.	328

Упр. № 1004 Упр. № 1004 Упр. № 1004

1.020.1-4. 0-9			
НАЧ.ОТД	КОДЫШ	<i>Скел</i>	Упр. № 1004
Гл.П	КЛЕБАНОВ	<i>К</i>	Упр. № 1004
Вед.Н.СОР	ЛЕМЫШ	<i>Л</i>	Упр. № 1004
Содержание			ЦНИИПРОМЗДАНИИ

Упр. № 1004 Упр. № 1004 Упр. № 1004

I В выпуске 0-9 "Указания по подбору элементов каркаса" приведены графики зависимостей между $M_x; M_y; N$ а также между N и η позволяющие по усилиям, полученным из статического расчета каркаса, подбирать армирование сечений колонн, а также проверять выбранные сечения колонн по прочности по прямому и по косому внецентренному сжатию. Кроме того, приведена информация, необходимая для проверки принятых сечений колонн и ригелей по ширине раскрытия трещин $\alpha_{сж}$ в зависимости от агрессивности среды, в которой эксплуатируется данный элемент каркаса.

I.1. Графики на стр.16...327 пред назначены для проверки выбранных сечений колонн по прочности на косое внецентренное сжатие на совместное воздействие нормальной силы (N) и изгибающих моментов, действующих как в плоскости рамы (M_x), так и из плоскости (M_y). Этими же графиками можно пользоваться для проверки прочности колонн на "прямое" внецентренное сжатие, т.е. на совместное воздействие только N и M_x или только N и M_y

I.2. Усилия $N; M_x$ и M_y определяются из упругого расчета, без учета деформированной схемы. Возможное влияние деформированной схемы каркаса на способность сечения воспринимать действующие на него усилия учитывается коэффициентами η_x и η_y на которые умножаются изгибающие моменты - соответственно M_x и M_y

Графики $\eta_{x,y} = f(N; \eta_e)$ сопутствуют графикам $N = f(M_x; M_y)$.

I.3. Графики $\eta_{x,y} = f(N; \eta_e)$ построены для трех значений η_e (см. СНиП 2.03.01-84, ф-ла 2I), а именно:

для $\eta_e = 1,0$ - вся нагрузка кратковременная (левый из трех графиков);

для $\eta_e = 1,5$ - длительная нагрузка составляет половину от сум-

марной (средний график);

для $\eta_e = 2,0$ - вся нагрузка длительная (правый график)

I.4. Каждый график $\eta_{x,y} = f(N; \eta_e)$ представляет собою кривую, распадающуюся в нижней своей части на две ветви. Левая ветвь соответствует коэффициенту продольного изгиба, определенному из условия $e_{e,min} = \delta_{e,min} \cdot h$ где $\delta_{e,min}$ - см. СНиП 2.03.01-84, ф-ла 22;

h - размер сечения в плоскости изгибающего момента

Правая ветвь соответствует $e_{e,max} = \frac{[M_{max}]}{N}$,

где $[M_{max}]$ - несущая способность сечения по изгибающему моменту в плоскости его действия при одновременном действии на сечение нормальной силы N ; $[M_{max}]$ определяется по графику $N = f(M_x; M_y)$ в предположении, что момент "из плоскости" при этом равен нулю. Например, при определении $e_{e,max}$ в плоскости X момент в плоскости Y принимается равным нулю (см. пример подбора сечения колонны).

I.5. Зона графика, ограниченная двумя ветвями, определяет область возможного изменения коэффициента η в зависимости от величины действующего изгибающего момента M .

Если $M \leq e_{e,min} \cdot N$, то " η " определяется по левой ветви; если же

$M > e_{e,min} \cdot N$, то " η " определяется линейной интерполяцией

внутри зоны, ограниченной двумя ветвями графика.

I.6. Значения $M_q^m; N_q^m; M_w$ и N_w как в плоскости, так и из плоскости рамы определяются из статического расчета. Для некоторых габаритных схем рам при различных нагрузках эти значения при-

			1.020.1-4. 0-9 - ПЗ		
Исполн.	Корыш	Скел	Пояснительная записка		
Провер.	Климанов	Скел			
Ведомств.	Ленинград	Скел			
			ЦНИИПРОМЗДАНИЙ		

ведены в вып. 0-I на стр. 73, 180.

1.7. Примеры пользования графиками на стр. 16... 327 приведены на стр. 6... 8

1.8. Проверка сечений колонн по ширине раскрытия трещин может производиться при помощи сопоставления действующих на сечение изгибающих моментов (при заданных нормальных силах) от нагрузок при $\gamma_f = 1$ с несущей способностью сечения по моменту $[M]$ определяемому по формуле

$$[M] = M_{\text{табл}} + \frac{N-1}{\ominus} \geq M$$

где $M_{\text{табл}}$ - значения усилий в т.ч. из табл., определенные в зависимости от армирования колонны и предельно допустимой ширины раскрытия трещин $[a_{\text{тр}}]$ принимаемой по

СНиП 2.03.II-85 табл. 9 и по Пособию по проектированию защитных покрытий от коррозии бетонных и железобетонных конструкций (к СНиП 2.03.II-85); N и M - соответственно нормальная сила и момент, действующие в сечении колонны. При этом $N = N_q^H$ и $M = M_q^H$

\ominus - коэффициент пропорциональности, связывающий ширину допустимого раскрытия трещин $[a_{\text{тр}}]$ и армирование колонны $A_s = A_s^i$

1.9. При определении $M_{\text{табл}}$ и \ominus учитывались положения "Пособия по проектированию защиты от коррозии бетонных и железобетонных строительных конструкций (к СНиП 2.03.II-85 "Защита строительных конструкций от коррозии"), п. 3.7 в части возможного увеличения допустимой ширины раскрытия трещин в зависимости от диаметров стержней продольной арматуры и их защитных слоев.

1.10. При определении нормативных значений усилий от длительнодействующей части нагрузок M_q^H и N_q^H допускается пользоваться усредненными коэффициентами перегрузки, приведенными в вып. 0-2 на стр. 4.

1.11. Примеры проверки сечений внецентренно сжатых колонн, по ширине раскрытия трещин приведены на стр. 7

Степень агрессивного воздействия среды эксплуатации	$M_{\text{табл}} = f([a_{\text{тр}}])$ т.ч. при $A_s = A_s^i$												\ominus
	2φ16AтIYC	2φ18AтIYC	2φ20AтIYC	2φ22AтIYC	2φ25AтIYC	2φ28AтIYC	2φ22AтIYC + 2φ20AтIYC	2φ32AтIYC	2φ28AтIYC + 2φ20AтIYC	2φ32AтIYC + 2φ20AтIYC	2φ32AтIYC + 2φ28AтIYC	4φ32AтIYC	
Неагрессивная	3,6	4,4	5,4	6,5	8,5	11,0	16,5	15,7	22,4	35,0*	42,1*	47,4*	7,23
Слабоагрессивная	2,8	2,8	3,4	4,1	5,4	7,6	9,0	10,7	14,2	22,3	32,8	36,4	7,48
Среднеагрессивная	1,22	1,5	1,8	2,1	2,7	3,8	4,5	5,4	7,1	11,0	16,2	18,0	8,32

(усилия от длительно действующей части нормативных нагрузок, т.е. от нагрузок с $\gamma_f = 1$). Для случаев, отмеченных знаком *, $N = \bar{N}_q^H + N_w^H$ и $M = \bar{M}_q^H + M_w$

где \bar{N}_q^H и \bar{M}_q^H - усилия от полной вертикальной нагрузки с $\gamma_f = 1$; N - в т.с.; M - в т.с.м.

2. Особенности расчета

железобетонных конструкций с ненапрягаемой продольной арматурой класса Ат-IYC.

2.1. Проектирование железобетонных конструкций с применением ненапрягаемой арматуры классов Ат-IYC (диаметром 10-32 мм)

1.020.1-4. 0-9 - ПЗ

24166-01 5

ИСТ
2

производится согласно указаниям СНиП 2.03.01-84, а также дополнительным положениям, приведенным ниже. **)

2.2. Расчетные сопротивления сжатию ненапрягаемой арматуры класса Ат-IVС при действии нагрузки согласно СНиП 2.03.01-84 табл. I5, п.26, принимаются равными

$$R_{sc} = 400 \cdot \gamma_1 \cdot \gamma_2 \quad (\text{МПа}),$$

но не более 450 МПа,

где $\gamma_1 = 1 + \frac{A_{s1}}{A}$

но не более 1,05,

$$\gamma_2 = 1,25 - 0,25 \frac{x}{h}$$

но не более 1,1.

Здесь: A_{s1} - при симметричном армировании: площадь сечения всей арматуры в пределах поперечного сечения элемента; при несимметричном армировании: удвоенная площадь сечения арматуры, расположенной у наиболее сжатой грани элемента; остальные обозначения принимаются по СНиП 2.03.01-84

Расчетные сопротивления сжатию ненапрягаемой арматуры класса Ат-IVС при действии нагрузки согласно СНиП 2.03.01-84, табл. I5, п.2а принимаются равными $R = 450$ МПа.

В формулы (25), (67) и (69) СНиП 2.03.01-84 подставляется значение $\sigma_{sc,u} = 400 \gamma_1$.

2.3. Расчет элементов с арматурой класса Ат-IVС по формулам обобщенного случая (СНиП 2.03.01-84, п.3.28) производится с учетом следующего:

При действии нагрузок согласно СНиП 2.03.01-84 табл. I5, поз. 26, напряжения в i -ом стержне при выполнении условия

$$h_{oz} > h_{oi}, \text{ где } h_{oz} = x \left(\gamma_1 + \frac{\omega}{1,1} - 1 \right) / (\omega \cdot \gamma_1)$$

определяются по формулам

$$\sigma_{si} = -400 \left[1 + (\gamma_1 \gamma_2 - 1) \cdot \frac{h_{oz} - h_{oi}}{h_{oz} - a} \right] (\text{МПа}), \quad \text{где } a = 0,1h, \text{ но не более } h_{oi}$$

и принимаются не менее - 450 МПа,

где $\gamma_1 = 1 + \frac{A_s^*}{A}$, но не более 1,05,

$$\gamma_2 = 1,25 - 0,25 \frac{x}{h}, \text{ но не более } 1,1;$$

A_s^* - удвоенная площадь сжатых стержней, удовлетворяющих условию $h_{oi} \leq 0,5x$, принимаемая не менее $2A_{s1}$ и не более площади сечения всей арматуры.

h - проекция отрезка, соединяющего наиболее сжатую и наиболее растянутую (наименее сжатую) точки сечения на ось, перпендикулярную прямой, ограничивающую сжатую зону. Остальные обозначения - см. п.3.28 СНиП 2.03.01-84.

Значение $\sigma_{sc,u} = 400 \gamma_1$ следует использовать только при учете нагрузок согласно табл. I5, поз. 26, СНиП 2.03.01-84.

2.4. Для конструкций из тяжелого бетона класса В20 и выше, эксплуатируемых в помещениях отапливаемых зданий с сухим и нормальным влажностным режимом с неагрессивной средой, предельно допустимая ширина раскрытия нормальных трещин принимается равной:

при расстояниях C между продольными растянутыми стержнями класса Ат-IVС в плоскости растянутой грани, удовлетворяющих условию $C \leq 250$ мм, $a_{cte1} = 0,50$ мм; $a_{cte2} = 0,40$ мм, при $250 \text{ мм} < C \leq 350$ мм - $a_{cte1} = 0,45$ мм; $a_{cte2} = 0,35$ мм, при $C > 350$ мм - $a_{cte1} = 0,40$ мм; $a_{cte2} = 0,30$ мм.

При значениях a_{cte1} и a_{cte2} , превышающих приведенные в СНиП 2.03.01-84, необходимо выполнение условия: $\sigma_s \leq 0,8 R_{s,ser}$

2.5. При проектировании железобетонных конструкций с ненапрягаемой арматурой классов Ат-IVС следует учитывать указания "Пособия по проектированию защиты от коррозии бетонных и железобетонных конструкций", НИИЖБ, ЦНИИГпроезданий, 1986. При этом для конструкций, эксплуатируемых в агрессивных средах, соответствующие требования для стали класса Ат-IVС должны применяться такими же, как для стали класса А-IV.

***) Примечн расчета, выполненные с учетом положений настоящего раздела - см. стр. 6...14

СНП 2.03.01-84

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТОВ

ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ СЕЧЕНИЯ КОЛОННЫ С ПОМОЩЬЮ
ГРАФИКОВ КОСОГО ВНЕЦЕНТРИРОВАННОГО СЖАТИЯ.

Пример №1

Продольная арматура колонны $A_s = A'_s = 2\phi 22 \text{AtIIC} + 2\phi 20 \text{AtIIC}$

Бетон - класса В22,5

Расчетные длины: $L_{0x} = 4,32 \text{ м}$

$L_{0y} = 4,80 \text{ м}$

Коэффициент условий работы. $\gamma_{e2} = 1,1$

Действующие усилия $N_q = 212,5 \text{ тс}$

(из статического расчета): $M_x = M_q = 9,0 \text{ тс}\cdot\text{м}$

$M_y = M_w = 5,0 \text{ тс}\cdot\text{м}$

Вся нагрузка "q" принята длительно действующей, т.е. $\gamma_e = 2,0$
(см. СНиП 2.03.01-84, п.3.6).

По графикам $\eta = f(N)$ определяется η_x и η_y

Поскольку коэффициенту $\gamma_e = 2,0$ соответствует нижний график,

то $\eta_x = 1,36$ и $\eta_y = 1,83$.

Приведенные значения усилий будут равны $M \cdot \eta$:

$$M_x = M_q \cdot \eta_x = 9,0 \cdot 1,36 = 12,24 \text{ тс}\cdot\text{м}$$

$$M_y = M_w \cdot \eta_y = 5,0 \cdot 1,83 = 9,15 \text{ тс}\cdot\text{м}$$

При $M_x = 12,24 \text{ тс}\cdot\text{м}$ и $M_y = 9,15 \text{ тс}\cdot\text{м}$

$$[N] = 239,9 \text{ тс} > N_q = 212,5 \text{ тс},$$

т.е. сечение удовлетворяет требованию прочности

Прим.р №2

Действующие усилия: $N_q = 75 \text{ тс}$

$$M_x = M_q = 8,0 \text{ тс}\cdot\text{м}$$

$$M_y = M_w = 5,0 \text{ тс}\cdot\text{м}$$

Принимаем, что длительная часть нагрузки "q" составляет половину от суммарной, т.е. $\gamma_e = 1,5$. В этом случае для определения η_x и η_y используется средний график $\eta = f(N)$ в нижней своей части в зоне, ограниченной двумя ветвями этого графика

По оси X, при $L_{0x} = 4,32 \text{ м}$

Значение минимального эксцентриситета $e_{o_{min}}^x = 0,100 \text{ м}$ и

$$M_{x_{min}} = e_{o_{min}}^x \cdot N = 0,100 \cdot 75 = 7,5 \text{ тс}\cdot\text{м} < M_x = M_q = 8,0 \text{ тс}\cdot\text{м}$$

Поскольку $M = f(q; w) > M_{min} = e_{o_{min}} \cdot N$, то искомое значение коэффициента " η_x " находится внутри зоны, ограниченной двумя ветвями графика.

Правой (нижней) ветви соответствует $M_{x_{max}} = 30,4 \text{ тс}\cdot\text{м}$ (максимальный

приведенный момент для $N = 75 \text{ тс}$ - определяется по графику

несущей способности $[N] = f(M_x; M_y)$ при значении момента

другого направления равно нулю). При $N = 75 \text{ тс}$ по правой ветви.

$\eta_{x_{max}} = 1,14$ и максимальный момент, который может быть воспринят сечением в этом случае будет равен $[M]_{x_{max}} = \frac{M_{x_{max}}}{\eta_{x_{max}}} =$

$$\frac{30,4}{1,14} = 26,67 \text{ тс}\cdot\text{м}.$$

По левой ветви при $N = 75 \text{ тс}$ определяем $1,14$

$\eta_{x_{min}}$ соответствующий $M_{x_{min}} = 7,5 \text{ тс}\cdot\text{м}$: $\eta_{x_{min}} = 1,04$.

Таким образом, по левой ветви определяется коэффициент

$\eta_{x_{min}} = 1,04$, соответствующий $M_{x_{min}} = e_{o_{min}}^x \cdot N = 7,5 \text{ тс}\cdot\text{м}$, а по правой

ветви был определен коэффициент $\eta_{x_{max}} = 1,14$, соответствующий

$$[M]_{x_{max}} = 26,67 \text{ тс}\cdot\text{м}$$

При действующем усилии $M_q = 8,0 \text{ тс}\cdot\text{м}$ коэффициент η_x

определяется по линейной интерполяции по формуле:

$$\eta_x = \frac{(\eta_{x_{max}} - \eta_{x_{min}})(M_q - M_{x_{min}})}{[M]_{x_{max}} - M_{x_{min}}} =$$

$$\bar{N}_q^H = 76,0 \text{ тс} ; N_W^H = 4,0 \text{ т} ; N = \bar{N}_q^H + N_W^H = 80,0 \text{ т}$$

$$\bar{M}_q^H = 54,0 \text{ тс.м} ; M_W^H = 3,0 \text{ тс.м} ; M = \bar{M}_q^H + M_W^H = 57,0 \text{ тс.м}$$

Из таблицы $M_{табл} = 47,4 \text{ тс.м} ; \theta = 7,23$

$$[M] = 47,4 + \frac{800 - 1}{7,23} = 58,33 > \bar{M}_q^H + M_W^H = 57,0 \text{ тс.м, следовательно сечение проходит.}$$

Для случаев расчета колонн, не охваченных материалами вып. 0-9, подбор сечений может производиться по методике раздела 2 "Особенности расчета". Применение этой методики иллюстрируется примерами № 6 и 7.

РАСЧЕТ СЕЧЕНИЯ ПО ПРОЧНОСТИ

Пример №6 Дано: Нижняя крайняя колонна поперечной рамы 2-6-5 (4.8) - II,0 - IIIA; размеры сечения $b = 40 \text{ см}, h = 40 \text{ см},$

$a = a' = 5 \text{ см};$ арматура класса Ат-IVC площадью сечения $A_s = A_s' = 12,32 \text{ см}^2$ (2Ø28 АтIVC) ($R_s = 5200 \text{ кг/см}^2; E_s = 1,9 \cdot 10^6 \text{ кгс/см}^2$); класс бетона В25 ($E_b = 2,75 \cdot 10^5 \text{ кгс/см}^2$);

усилия: постоянные (от собственного веса конструкций) - $M_{св} = 2,75 \text{ тс.м}, N_{св} = 91,14 \text{ тс};$ длительные $M_{дл} = 6,98 \text{ тс.м}, N_{дл} = 88,57 \text{ тс};$ кратковременные (от ветровой нагрузки) $M_{кв} = 5,66 \text{ тс.м},$

$N_b = 10,13 \text{ тс.}$ Усилия получены из расчета рамы по недеформируемой схеме.

Требуется проверить прочность сечения.

Расчет. Прочность колонн проверяется для двух сочетаний нагрузок:

а) при учете постоянных и длительных нагрузок расчетное сопротивление бетона сжатия R_b принимаются при $\gamma_{b2} = 0,9$ ($R_b = 133 \text{ кгс/см}^2$), расчетное сопротивление арматуры класса Ат-IVC сжатия $R_{sc} = 4500 \text{ кгс/см}^2$; коэффициент сочетания нагрузок $\psi = 1;$

б) при учете всех нагрузок, включая ветровые, сопротивление бетона сжатия R_b принимается при $\gamma_{b2} = 1,1$ ($R_b = 163 \text{ кгс/см}^2$), сопротивление арматуры класса Ат-IVC сжатия $R_{sc} = 4000 \cdot \gamma_{s2} \leq 4500 \text{ кгс/см}^2$; коэффициенты сочетания для длительных нагрузок $\psi_1 = 0,95,$ для кратковременных $\psi_2 = 0,9.$

Расчет по случаю "а". $h_0 = h - a = 40 - 5 = 35 \text{ см};$

$$N = N_{св} + N_{дл} = 91,14 + 88,57 = 179,71 \text{ тс},$$

$$M = M_{св} + M_{дл} = 2,75 + 6,98 = 9,73 \text{ тс.м.}$$

Определим высоту сжатой зоны "x" в предположении, что растянутая арматура работает с полным расчетным сопротивлением ($R_s = 5200 \text{ кгс/см}^2$):

$$x = \frac{R_s A_s + N - R_{sc} A_s'}{R_b b} = \frac{5200 \cdot 12,32 + 179710 - 4500 \cdot 12,32}{133 \cdot 40} = 35,41 \text{ см}.$$

Данное предположение будет правильным при условии $x \leq \xi_R h_0.$

Определим величину $\xi_R.$

$$\xi_R = \frac{1}{1 + \frac{\sigma_{ск}}{\sigma_{сж,к}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,74}{1 + \frac{9200}{5000} \left(1 - \frac{0,74}{1,1}\right)} = 0,46,$$

где $\omega = \alpha - 0,0008 \cdot R_b = 0,85 - 0,0008 \cdot 133 = 0,74;$

$$\sigma_{ск} = R_s + 4000 = 5200 + 4000 = 9200;$$

$$\sigma_{сж,к} = 5000.$$

Так как $x = 35,41 \text{ см} > \xi_R h_0 = 0,46 \cdot 35 = 16,1 \text{ см},$ напряжение в растянутой арматуре $\sigma_s < R_s.$ Поэтому высоту сжатой зоны x и напряжение σ_s определяем согласно общему случаю расчета (СНиП 2.03.01-84, п.3.28) из совместного решения уравнений:

$$R_b b x + R_{sc} A_s' - \sigma_s A_s - N = 0;$$

1.020.1-4. 0-9-13

лист
6

$$\sigma_s = \frac{\sigma_{s,u}}{1 - \frac{\omega}{1,1}} \cdot \left(\frac{\omega \cdot h_0}{x} - 1 \right).$$

После подстановки получаем уравнение относительно величины x :

$$133 \cdot 40 \cdot x + 4500 \cdot 12,32 - \frac{5000}{1 - \frac{0,74}{1,1}} \cdot \left(\frac{0,74 \cdot 35}{x} - 1 \right) - 179710 = 0,$$

или

$$5320 \cdot x^2 + 65296 \cdot x - 4902777 = 0,$$

откуда $x = 24,84$ см.

Напряжение в растянутой арматуре σ_s равно

$$\sigma_s = \frac{5000}{1 - \frac{0,74}{1,1}} \cdot \left(\frac{0,74 \cdot 35}{24,84} - 1 \right) = 657,5 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2} < \beta R_s = 0,8 \cdot 5200 = 4160 \text{ кгс/см}^2.$$

Так как $\sigma_s < \beta R_s$, то найденные значения $x = 24,84$ см

и $\sigma_s = 657,5$ кгс/см² определены правильно. В противном случае (при $\beta R_s < \sigma_s < R_s$) потребовался бы пересчет значений x и σ_s с использованием формулы (68) СНиП 2.03.01-84.

Определим предельный момент, воспринимаемый сечением колонны при заданной продольной силе N :

$$N \cdot e = R_{ob} x (h_0 - 0,5x) + R_s A_s' (h_0 - a') = 133 \cdot 40 \cdot 24,84 \cdot (35 - 0,5 \cdot 24,84) + 4500 \cdot 12,32 \cdot (35 - 5) = 46,55 \text{ тс.м.}$$

Предельный момент относительно центра тяжести сечения равен:

$$M_{ue} = N \cdot e - N \frac{h_0 - a'}{2} = 46,55 - 179,71 \frac{0,35 - 0,05}{2} = 19,99 \text{ тс.м.}$$

Уточним значение момента внешних сил относительно центра тяжести сечения путем учета влияния продольного изгиба колонн с помощью коэффициента η . Для этого вычислим значение условной критической силы N_{cr} .

Определим следующие величины, необходимые для вычисления силы:

$$l_0 = 0,9 \cdot h_{ст} = 0,9 \cdot 480 = 432 \text{ см};$$

$$\gamma_e = 1 + \beta \frac{M_{ie}}{M_1} = 1 + 1 = 2 \text{ (в данном расчете } M_1 = M_{ie});$$

$$\text{Так как } \delta_e = \frac{M}{N} \cdot \frac{1}{h_0} = \frac{9,73 \cdot 10^5}{179,71 \cdot 10^3} \cdot \frac{1}{35} = 0,154 < \delta_{e,min}, \text{ где}$$

$$\delta_{e,min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,001 R_b = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{432}{40} - 0,001 \cdot 133 = 0,259;$$

х $133 = 0,259$, принимаем $\delta_e = 0,259$;

$$\gamma = \frac{\beta h^3}{12} = \frac{40 \cdot 40^3}{12} = 2,13 \cdot 10^5 \text{ см}^4; \quad \gamma_s = 2 \cdot A_s \left(\frac{h_0 - a'}{2} \right)^2 =$$

$$= 2 \cdot 12,32 \cdot \left(\frac{35 - 5}{2} \right)^2 = 5571 \text{ см}^4;$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{1,9 \cdot 10^6}{2,75 \cdot 10^5} = 6,91.$$

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot E_b}{l_0^2} \left[\frac{\gamma}{\gamma_e} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha \gamma_s \right] = \frac{6,4 \cdot 2,75 \cdot 10^5}{432^2} \cdot \left[\frac{2,13 \cdot 10^5}{2} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,259} + 0,1 \right) + 6,91 \cdot 5571 \right] = 768 \text{ тс.}$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{179,71}{768}} = 1,31.$$

С учетом коэффициента η момент внешних сил равен

$$M = 9,73 \cdot 1,31 = 12,75 \text{ тс.м.}$$

Прочность сечения обеспечена, так как предельный момент

$$M_{ue} = 19,99 \text{ тс.м.} > \text{момента внешних сил } M = 12,75 \text{ тс.м.}$$

(с учетом влияния продольного изгиба).

$$\text{Расчет по случаю "б". } N = N_{ce} + \psi_1 N_{gr} + \psi_2 N_b = 91,14 + 0,95 \cdot 88,57 + 0,9 \cdot 10,13 = 184,66 \text{ тс};$$

$$M = M_{ce} + \psi_1 M_{gr} + \psi_2 M_b = 2,75 + 0,95 \cdot 6,98 + 0,9 \cdot 5,66 = 14,47 \text{ тс.м.}$$

Определим высоту сжатой зоны x в предположении, что растянутая арматура работает с расчетным сопротивлением $R_s = 5200 \text{ кгс/см}^2$, а сжатая арматура с сопротивлением $R_{sc} = 4000 \text{ кгс/см}^2$.

$$x = \frac{R_s A_s + N - R_{sc} A_s'}{R_s b} = \frac{5200 \cdot 12,32 + 184660 - 4000 \cdot 12,32}{163 \cdot 40} = 30,6 \text{ см.}$$

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sc}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,72}{1 + \frac{5200+4000}{4000} \left(1 - \frac{0,72}{1,1}\right)} = 0,4.$$

Так как $x > \xi_R h_0 = 0,4 \cdot 35 = 14 \text{ см}$, значения x и σ_s необходимо уточнить, исходя из расчета прочности по общему случаю.

$$R_s b x + R_{sc} A_s' - \frac{\sigma_{sc,u}}{1 - \frac{\omega}{1,1}} \left(\frac{\omega h_0}{x} - 1 \right) - N = 0$$

$$163 \cdot 40 \cdot x + 4000 \cdot 12,32 - \frac{4000}{\left(1 - \frac{0,72}{1,1}\right)} \left(\frac{0,72 \cdot 35}{x} - 1 \right) - 184660 = 0.$$

Данное уравнение приводится к квадратному. Из его решения получаем $x = 23,56 \text{ см}$.

$$\sigma_s = \frac{4000}{1 - \frac{0,72}{1,1}} \left(\frac{0,72 \cdot 35}{23,56} - 1 \right) = 807,05 \text{ кгс/см}^2 < 0,8 \cdot 5200 = 4160 \text{ кгс/см}^2.$$

Уточняем значения расчетного сопротивления арматуры сжатую

$$R_{sc} = 4000 \cdot \gamma_1 \cdot \gamma_2 \leq 4500 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\gamma_1 = 1 + \frac{A_{st}}{A} = 1 + \frac{2 \cdot 12,32}{40 \cdot 40} = 1,02;$$

$$= 1,25 - 0,25 \cdot \frac{x}{h} = 1,25 - 0,25 \cdot \frac{23,56}{40} = 1,1;$$

$$R_{sc} = 4000 \cdot 1,02 \cdot 1,1 = 4470,4 \text{ кгс/см}^2 < 4500 \text{ кгс/см}^2.$$

В связи с уточнением значения R_{sc} требуется также уточнить значение x . Из равенства

$$163 \cdot 40 \cdot x + 4470,4 \cdot 12,32 - \frac{4000}{\left(1 - \frac{0,72}{1,1}\right)} \left(\frac{0,72 \cdot 35}{x} - 1 \right) - 184660 = 0$$

находим $x = 22,5 \text{ см}$.

Определим предельный момент относительно центра тяжести сечения

$$M_{uc} = R_s b x \cdot (h_0 - 0,5 x) + R_{sc} A_s' \cdot (h_0 - a') - N \frac{h_0 - a'}{2} = 163 \cdot 40 \cdot 22,5 \cdot (35 - 0,5 \cdot 22,5) + 4470,4 \cdot 12,32 \cdot (35 - 5) - 184660 \cdot \frac{35 - 5}{2} = 23,73 \text{ тс.м.}$$

Определяем коэффициент η . Для этого вычисляем:

$$M_1 = N \frac{h_0 - a'}{2} + M = 184660 \cdot \frac{35 - 5}{2} + 14,47 \cdot 10^5 = 42,1 \text{ тс.м};$$

$$M_{1c} = N \frac{h_0 - a'}{2} + M_{1c} = (91140 + 0,95 \cdot 88570) \cdot \frac{35 - 5}{2} + 2,75 \cdot 10^5 + 0,95 \cdot 6,98 \cdot 10^5 = 35,67 \text{ тс.м.}$$

$$\eta_e = 1 + \beta \cdot \frac{M_{1c}}{M_1} = 1 + \frac{35,67}{42,1} = 1,84;$$

$$\delta_e = \frac{M \cdot 1}{N \cdot h_0} = \frac{14,47 \cdot 10^5}{184,66 \cdot 10^3} \cdot \frac{1}{35} = 0,22,$$

$$\delta_{e,min} = 0,5 - 0,01 \frac{h_0}{h} - 0,001 R_s = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{432}{40} - 0,001 \cdot 163 = 0,229,$$

принимаем $\delta_e = \delta_{e,min} = 0,229$.

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot E_s}{\rho_s^2} \left[\eta_e \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha \cdot \gamma_s \right] = \frac{6,4 \cdot 2,75 \cdot 10^5}{432^2} \cdot \left[\frac{2,13 \cdot 10^5}{1,84} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,229} + 0,1 \right) + 6,91 \cdot 5571 \right] = 860 \text{ тс};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{184,66}{860}} = 1,27$$

Прочность сечения обеспечена, так как предельный момент, воспринимаемый сечением $M_{ul} = 23,73$ тс.м больше момента внешних сил

$$M = 14,47 \cdot 1,27 = 18,38 \text{ тс.м}$$

Пример №7 Дано: верхняя крайняя колонна поперечной рамы 2-6-5 (4.8) - II,0 - III; размеры сечения, классы бетона и арматуры - те же, что и в примере №1. Площадь сечения арматуры $A_s = A'_s = 9,82 \text{ см}^2$ (2#25 Аг IVc). Усилия: постоянные (от собственного веса конструкции) $M_{cl} = 4,39$ тс.м, $N_{cl} = 10,02$ тс, длительные $M_{gl} = 8,31$ тс.м, $N_{gl} = 6,81$ тс, кратковременные (от ветровой нагрузки) $M_l = 0,9$ тс.м, $N_l = 0,39$ тс. Усилия получены из расчета рамы по недеформируемой схеме.

Требуется проверить прочность сечения

Расчет. Проверка прочности колонны производится для двух случаев. сочетания нагрузок (см. пример №1).

Расчет по случаю "е". $h_0 = h - a = 40 - 5 = 35 \text{ см}$;

$$N = N_{cl} + N_{gl} = 10,02 + 6,81 = 16,83 \text{ тс}; M = M_{cl} + M_{gl} = 4,39 + 8,31 = 12,7 \text{ тс.м}$$

Определяем высоту сжатой зоны x .

$$x = \frac{R_s A_s + N - R_{sc} A'_s}{R_b b} = \frac{5200 \cdot 9,82 + 16830 - 4500 \cdot 9,82}{133 \cdot 40} = 4,45 \text{ см} <$$

$< \xi_R \cdot h_0$; где $\xi_R \cdot h_0 = 0,46 \cdot 35 = 16,1 \text{ см}$ (см. пример №1).

Так как $\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{4,45}{35} = 0,127 < \xi_R = 0,46$, уточняем расчетное

сопротивление растянутой арматуры R_s путем учета коэффициента условий работы арматуры γ_{s6} . (см. СНиП 2.03.01-84 п.3.13)

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \left(2 \frac{\xi}{\xi_R} - 1 \right) = 1,2 - (1,2 - 1) \cdot \left(2 \frac{0,127}{0,46} - 1 \right) = 1,29 > 1,2$$

принимаем $\gamma_{s6} = 1,2$.

$$R_s = 1,2 \cdot 5200 = 6240 \text{ кгс/см}^2$$

Уточненное значение высоты сжатой зоны равно

$$x = \frac{6240 \cdot 9,82 + 16830 - 4500 \cdot 9,82}{133 \cdot 40} = 6,38 \text{ см}$$

Предельный момент относительно центра тяжести сечения равен:

$$M_{ul} = R_b b x \cdot (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') - N \frac{h_0 - a'}{2} = 133 \cdot 40 \cdot 6,38 \left(35 - \frac{6,38}{2} \right) + 4500 \cdot 9,82 (35 - 5) - 16830 \cdot \frac{35 - 5}{2} = 21,48 \text{ тс.м}$$

Определяем момент внешних сил с учетом влияния продольного изгиба колонны. Для этого вычисляем коэффициент η .

$$\delta_e = \frac{M}{N} \cdot \frac{1}{h_0} = \frac{12,7 \cdot 10^5}{16,83 \cdot 10^3} \cdot \frac{1}{35} = 2,16$$

$$I_s = 2 A_s \left(\frac{h_0 - a'}{2} \right)^2 = 2 \cdot 9,82 \left(\frac{35 - 5}{2} \right)^2 = 4419 \text{ см}^4$$

Определение остальных величин, необходимых для вычисления условной критической силы, приведены в примере №6.

$$N_{cr} = \frac{6,4 E_c \left[\gamma \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right]}{l_0^2} = \frac{6,4 \cdot 2,75 \cdot 10^5}{432^2} \cdot \left[\frac{2,13 \cdot 10^5}{2} \left(\frac{0,11}{0,1 + 2,16} + 0,1 \right) + 6,91 \cdot 4419 \right] = 435,22 \text{ тс}$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{2 - \frac{16,83}{435,22}} = 1,04$$

Прочность сечения обеспечена, так как предельный момент, воспринимаемый сечением, $M_{ul} = 21,48$ тс.м больше момента внешних сил

$$M = 12,7 \cdot 1,04 = 13,21 \text{ тс.м}$$

Шп. №-подл. Подпись и печать. 24/66-П1

Расчет по случаю "Б". $N = N_{ce} + \psi_1 N_{g1} + \psi_2 N_{g2} = 10,02 + 6,81$

$$0,95 + 0,39 \cdot 0,9 = 16,84 \text{ тс};$$

$$M = M_{ce} + \psi_1 M_{g1} + \psi_2 M_{g2} = 4,39 + 8,31 \cdot 0,95 + 0,9 \cdot 0,9 = 13,09 \text{ тс.м.}$$

Определим высоту сжатой зоны x в предположении, что растянутая арматура работает с расчетным сопротивлением $R_s = 5200 \text{ кгс/см}^2$, а сжатая арматура с сопротивлением $R_{sc} = 4000 \text{ кгс/см}^2$.

$$x = \frac{R_s A_s + N - R_{sc} A'_s}{R_b b} = \frac{5200 \cdot 9,82 + 16840 - 4000 \cdot 9,82}{163 \cdot 40} = 4,39 \text{ см} <$$

$< \xi_R h_0$, где $\xi_R h_0 = 0,4 \cdot 35 = 14 \text{ см}$ (см. пример №1);

Уточняем значения R_s и R_{sc} . $\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{4,39}{35} = 0,125$;

$$\gamma_{s6} = \gamma - (\gamma - 1) \left(2 \frac{\xi}{\xi_R} - 1 \right) = 1,2 - (1,2 - 1) \cdot \left(2 \cdot \frac{0,125}{0,4} - 1 \right) = 1,28 > 1,2$$

принимаем $\gamma_{s6} = \gamma = 1,2$; $R_s = 1,2 \cdot 5200 = 6240 \text{ кгс/см}^2$;

$$R_{sc} = 4000 \cdot \gamma_1 \cdot \gamma_2 = 4000 \cdot 1,01 \cdot 1,1 = 4444 \text{ кгс/см}^2$$

где $\gamma_1 = 1 + \frac{A_{s1}}{A} = 1 + \frac{2 \cdot 9,82}{40 \cdot 40} = 1,01$;

$$\gamma_2 = 1,25 - 0,25 \frac{x}{h} = 1,25 - \frac{4,39 \cdot 0,25}{40} = 1,22 > 1,1$$

принимаем $\gamma_2 = 1,1$.

Вычисляем величину x при уточненных значениях R_s и R_{sc} .

$$x = \frac{6240 \cdot 9,82 + 16840 - 4444 \cdot 9,82}{163 \cdot 40} = 5,29 \text{ см.}$$

Предельный момент относительно центра тяжести сечения равен

$$\begin{aligned} M_{uc} &= R_b b x (h_0 - 0,5 x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') - N \frac{h_0 - a'}{2} = \\ &= 163 \cdot 40 \cdot 5,29 \cdot (35 - 0,5 \cdot 5,29) + 4444 \cdot 9,82 (35 - 5) - \\ &- 16840 \cdot \frac{35 - 5}{2} = 21,71 \text{ тс.м.} \end{aligned}$$

Для учета влияния продольного изгиба колонн определяем коэф-

фициент η .

$$M_1 = N \frac{h_0 - a'}{2} + M = 16840 \frac{35 - 5}{2} + 13,09 \cdot 10^5 = 15,62 \cdot 10^5 = 15,62 \text{ тс.м.}$$

$$\begin{aligned} M_{1e} &= (10,02 + 6,81 - 0,95) \cdot 10^3 \frac{35 - 5}{2} + 4,39 + 8,31 \cdot 0,95 = 14,75 \cdot 10^5 = \\ &= 14,75 \text{ тс.м}; \end{aligned}$$

$$\varphi_e = 1 + \beta \frac{M_{1e}}{M_1} = 1 + \frac{14,75}{15,62} = 1,94$$

$$\delta_e = \frac{e_0}{h_0} = \frac{M}{N h_0} = \frac{13,09 \cdot 10^5}{16,84 \cdot 10^3} \cdot \frac{1}{35} = 2,22$$

$$\begin{aligned} N_{ca} &= \frac{64 E_s}{l_0^2} \left[\frac{\gamma}{\varphi_e} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha \cdot \gamma_s \right] = \\ &= \frac{6,4 \cdot 2,75 \cdot 10^5}{432^2} \cdot \left[\frac{2,13 \cdot 10^5}{1,94} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1 + 2,22} + 0,1 \right) + 6,91 \cdot 4419 \right] = \\ &= 460 \text{ тс}; \end{aligned}$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{16,84}{460}} = 1,04$$

Таким образом, $M_{1e} = 21,71 \text{ тс.м} > 13,09 \cdot 1,04 = 13,61 \text{ тс.м}$, прочность сечения обеспечена.

ПРОВЕРКА СЕЧЕНИЯ ПО ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ НОРМАЛЬНЫХ ТРЕЩИН

Пример №8. Дано: Верхняя колонна поперечной рамы 2-6-5 (4.8)-II,0 - IIIA; размеры сечения, класс бетона и арматуры, сечение арматуры - те же, что и в примере №7. Усилие от нормативных нагрузок: постоянных и длительных $M_{g1} = 9,76 \text{ тс.м}$, $N_{g1} = 14,6 \text{ тс}$; кратковременных $M_{kp} = 0,64 \text{ тс.м}$, $N_{kp} = 0,28 \text{ тс}$. Используемые в расчете характеристики бетона класса B25: $R_{b,ser} = 189 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2}$,

Шкб. № 1001. Подпись и дата. Взам. инв. № 17

1.020.1-4.	0-9- ПЗ	ЛЛКТ 10
------------	---------	------------

$R_{bt, sec} = 16,3 \frac{кгс}{см^2}$, $E_c = 2,75 \cdot 10^5 \frac{кгс}{см^2}$, арматура класса

Ат-IVС: $E_s = 1,9 \cdot 10^6 \frac{кгс}{см^2}$, $R_{s, sec} = 6000 \frac{кгс}{см^2}$.

Колонна эксплуатируется в неагрессивной среде. Требуется проверить трещиностойкость по нормальному сечению колонны.

Расчет. Для выяснения необходимости проверки по раскрытию трещин выполним расчет по образованию трещин.

Находим геометрические характеристики сечения

$$A_{red} = b h + \alpha (A_s + A_s') = 40 \cdot 40 + \frac{1,9 \cdot 10^6}{2,75 \cdot 10^5} (9,82 + 9,82) = 1735,7 \text{ см}^2;$$

$$J_{red} = \frac{b h^3}{12} + \alpha (A_s + A_s') \left(\frac{h_0 - a'}{2} \right)^2 = \frac{40 \cdot 40^3}{12} + 6,91 (9,82 + 9,82) \cdot \left(\frac{35-5}{2} \right)^2 = 2,44 \cdot 10^5 \text{ см}^4;$$

$$W_{red} = \frac{J_{red}}{h/2} = \frac{2,44 \cdot 10^5}{20} = 12175 \text{ см}^3;$$

$$\eta = \varphi \frac{W_{red}}{A_{red}} = \varphi \frac{12175}{1735,7} = \varphi \cdot 7,01 \text{ см.}$$

Определяем коэффициент φ .

$M_{tot} = M_{gr} + M_{np} = 9,76 + 0,64 = 10,4 \text{ тс.м};$

$N_{tot} = N_{gr} + N_{np} = 14,61 + 0,28 = 14,89 \text{ тс};$

$\sigma_s = \frac{M_{tot}}{W_{red}} + \frac{N_{tot}}{A_{red}} = \frac{10,4 \cdot 10^5}{0,122 \cdot 10^5} + \frac{14,89 \cdot 10^3}{1,736 \cdot 10^3} = 94,53 \frac{кгс}{см^2};$

$\varphi = 1,6 - \frac{\sigma_s}{R_{s, sec}} = 1,6 - \frac{94,53}{189} = 1,1 > 1; \text{принимаем } \varphi = 1.$

Проверяем условие образования трещин.

$M_z = N(e_0 - \eta) = 14890 \cdot \left(\frac{10,4 \cdot 10^5}{14,89 \cdot 10^3} - 7,01 \right) = 9,35 \text{ тс.м};$

$W_{pe} = \gamma \cdot W_{red} = 1,75 \cdot 12175 = 21306 \text{ см}^3;$

$M_{кр} = R_{bt, sec} \cdot W_{pe} = 16,3 \cdot 21306 = 3,47 \text{ тс.м.}$

Так как $M_z = 9,35 > M_{кр} = 3,47 \text{ тс.м}$, трещины в колонне образуются, необходима проверка по раскрытию трещин.

Напряжение в растянутой арматуре определяем упрощенным способом с использованием реком ндаций "Пособия по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84) М., 1986, п.4.9

$\sigma_s = \frac{N \cdot e_s}{A_s \cdot h_0} \cdot \varphi_{sec}.$

Определяем величину σ_s от действия усилий M_{tot}, N_{tot} .

Для этого вычисляем:

$\mu d = \alpha \cdot \frac{A_s}{b h_0} = \frac{1,9 \cdot 10^6}{2,75 \cdot 10^5} \cdot \frac{9,82}{40 \cdot 35} = 6,91 \cdot 0,00701 = 0,048;$

$\varphi_f = \frac{\alpha A_s'}{0,9 b h_0} = \frac{6,91 \cdot 9,82}{0,9 \cdot 40 \cdot 35} = 0,054; e_s = \frac{M_{tot}}{N_{tot}} + \frac{h_0 - a'}{2} = \frac{10,4 \cdot 10^5}{14,89 \cdot 10^3} + \frac{35-5}{2} = 84,8 \text{ см}; \frac{e_s}{h_0} = \frac{84,8}{35} = 2,42.$

Из таблицы 30 указанного "Пособия" находим $\varphi_{sec} = 0,72$.

$\sigma_{s, sec} = \frac{14,89 \cdot 10^3 \cdot 84,8}{9,82 \cdot 35} \cdot 0,72 = 2645 \frac{кгс}{см^2}.$

Аналогично находим напряжение в растянутой арматуре от действия усилий M_{gr}, N_{gr} . При этом

$e_s = \frac{M_{gr}}{N_{gr}} + \frac{h_0 - a'}{2} = \frac{9,76 \cdot 10^5}{14,61 \cdot 10^3} + \frac{35-5}{2} = 82 \text{ см};$

$\frac{e_s}{h_0} = \frac{82}{35} = 2,34; \varphi_{sec} = 0,69.$

$\sigma_{s, se} = \frac{14,61 \cdot 10^3 \cdot 82}{9,82 \cdot 35} \cdot 0,69 = 2405 \frac{кгс}{см^2}.$

Определяем ширину продолжительного раскрытия трещин от действия постоянных и длительных нагрузок

$$y_e = 1,6 - 15 \cdot \bar{m} = 1,6 - 15 \cdot 0,007 = 1,495 ,$$

$$a_{crs,e} = y_e \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_{s,e}}{E_s} \cdot 20(3,5 - 100\bar{m}) \sqrt{d} = 1,495 \cdot 1 \cdot \frac{2405}{1,9 \cdot 10^6} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,007) \cdot \sqrt{25} = 0,31 \text{ мм} .$$

Определим непрололжительное раскрытие трещин от действия всех нагрузок

$$a_{crs} = a_{crs,e} \cdot \left[1 + \left(\frac{\sigma_{s,tot}}{\sigma_{s,e}} - 1 \right) \frac{1}{y_e} \right] = 0,309 \cdot \left[1 + \left(\frac{2645}{2405} - 1 \right) \frac{1}{1,495} \right] = 0,33 \text{ мм} .$$

Согласно "Рекомендациям по расчету железобетонных конструкций с применением ненапрягаемой арматуры классов Ат-IVС и Врп-I" разработанным НИИЖБ и ЦНИИПромзданий в 1988 году, при расстояниях "с" между продольными растянутыми стержнями класса Ат-IVС в плоскости растянутой грани $250 \text{ мм} < c \leq 350 \text{ мм}$ $a_{crs1} = 0,45 \text{ мм}$,

$a_{crs2} = 0,35 \text{ мм}$. При этом необходимо выполнение условия

$$\sigma_s \leq 0,8 \cdot R_{s,ser} .$$

Так как $\sigma_{s,tot} = 2645 \text{ кгс/см}^2 < 0,8 \cdot 6000 = 4800 \text{ кгс/см}^2$,

$$c = h - a - a' = 40 - 5 - 5 = 30 \text{ см} < 35 \text{ см}, a_{crs1} = 0,45 \text{ мм} ,$$

$$a_{crs2} = 0,35 \text{ мм} .$$

Поскольку $a_{crs,e} = 0,31 < a_{crs2} = 0,35 \text{ мм}$, $a_{crs} = 0,33 < a_{crs1} =$

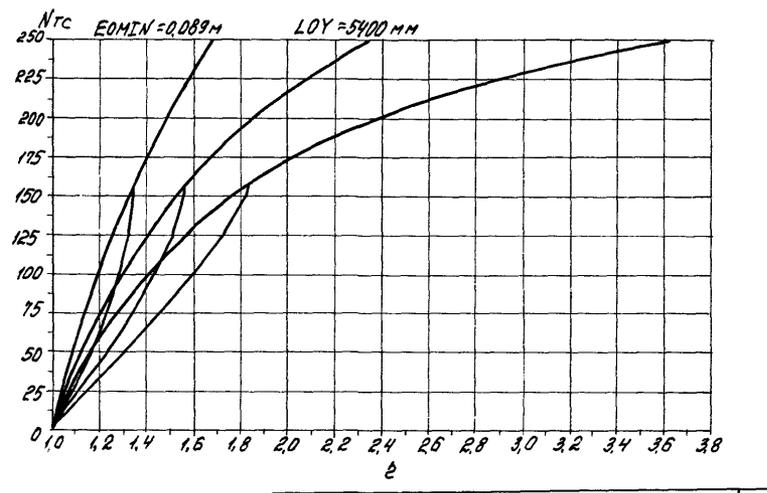
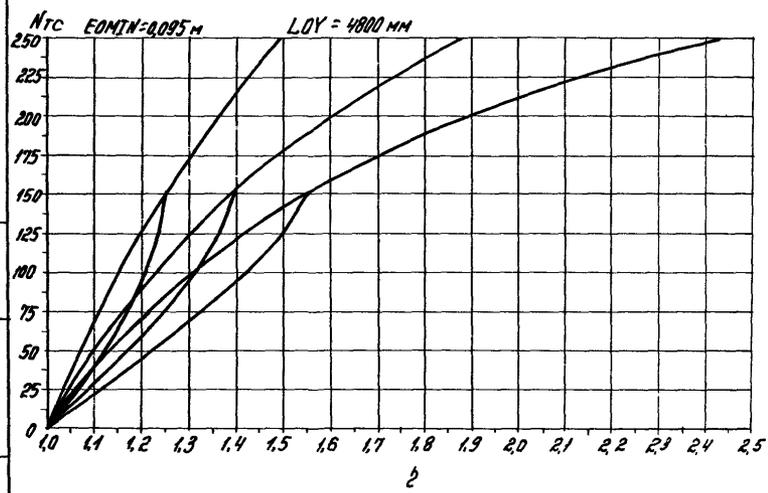
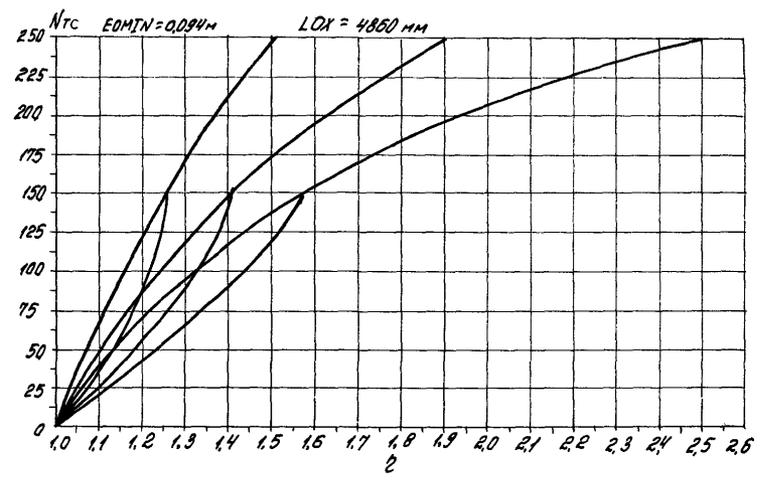
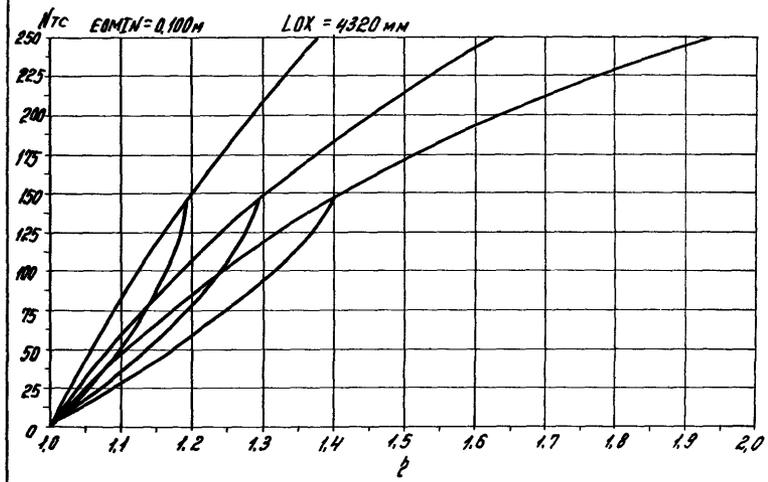
$$= 0,45 \text{ мм} ;$$

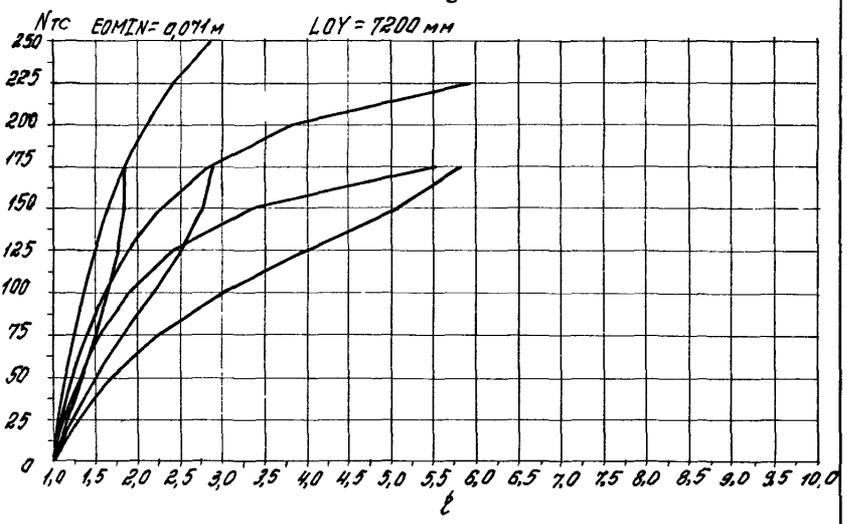
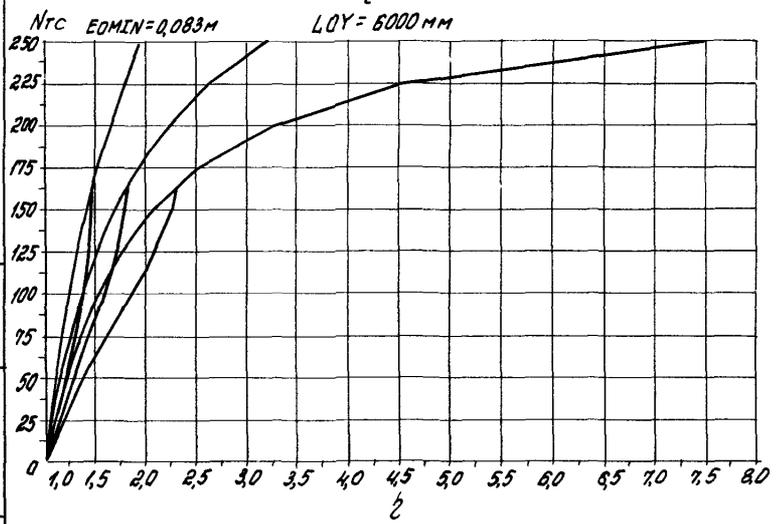
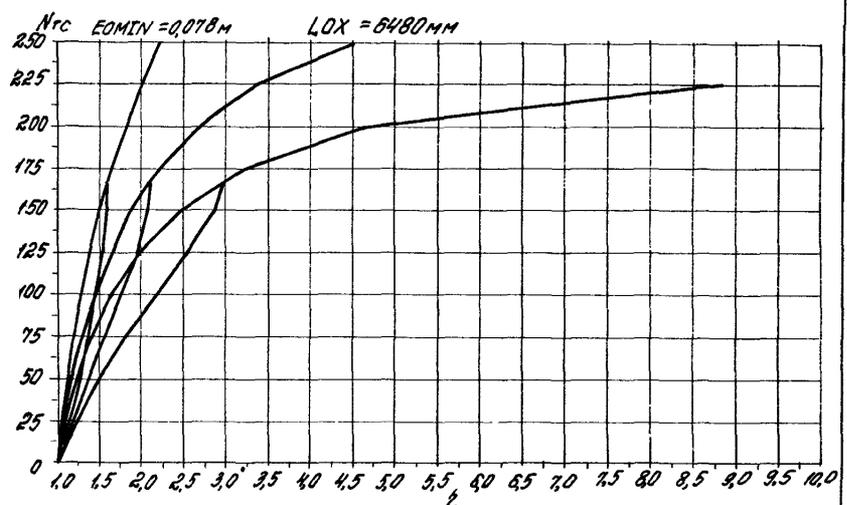
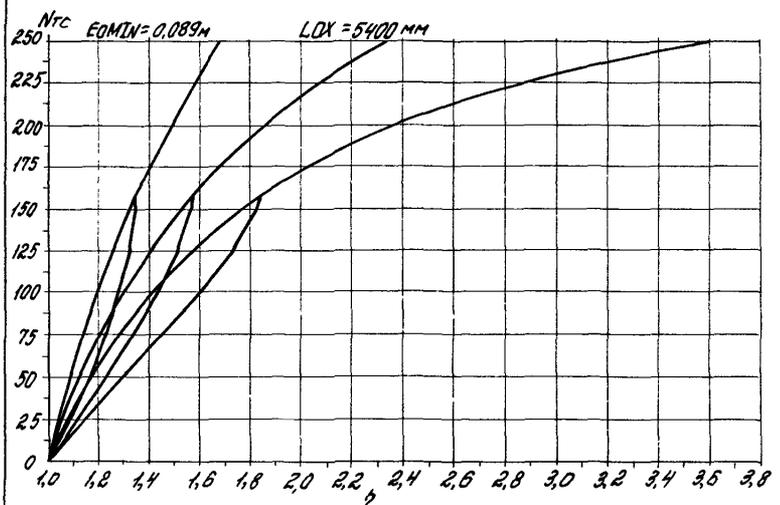
требуемая жесткость колонны обеспечена .

Эскиз	Код несущей опорной сечения	Puc.	Класс бетона	Армирование		As = As' см ²	Проценты от стр.	Код несущей опорной сечения	Puc.	Класс бетона	Армирование		As = As' см ²	Проценты от стр.	
				Σ S ₁	Σ S ₂						Σ S ₁	Σ S ₂			
<p>Рис. 1</p>	101	1	B22,5				16	121	2	B40	4φ22Ar IIc	4φ20Ar IIc	13,88	116	
	102		B30	4φ16Ar IIc	4,02	24	122				B22,5				184
	103		B40				32	123	1	B30	4φ32Ar IIc	—	16,09	112	
	104		B22,5				40	124			B40				200
	105		B30	4φ18Ar IIc	5,09	48	125			2	B22,5				208
	106		B40				56	126			B30	4φ20Ar IIc	4φ20Ar IIc	18,55	216
	107		B22,5				64	127			B40				224
	108		B30	4φ20Ar IIc	6,28	72	128				B45				232
	109		B40				80	129			B22,5				240
	110		B22,5				88	130	2	B30	4φ32Ar IIc	4φ20Ar IIc	22,37	248	
<p>Рис. 2</p>	111	1	B30	4φ22Ar IIc	7,50	96	131			B40				256	
	112		B40				104	132			B45				264
	113		B22,5				112	133			B22,5				272
	114		B30	4φ20Ar IIc	9,82	121	134	2	B30	4φ32Ar IIc	4φ20Ar IIc	28,40	280		
	115		B40				128	135			B40				288
	116		B22,5				136	136			B45				296
	117		B30	4φ28Ar IIc	12,32	144	137			B30					304
	118		B40				152	138	2	B40	4φ32Ar IIc	4φ32Ar IIc	35,45	312	
	119		B22,5				160	139			B45				320
	120		B30	4φ22Ar IIc	4φ20Ar IIc	13,88	168								

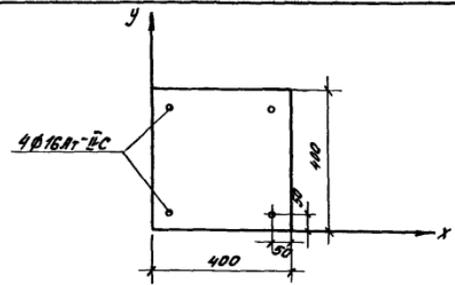
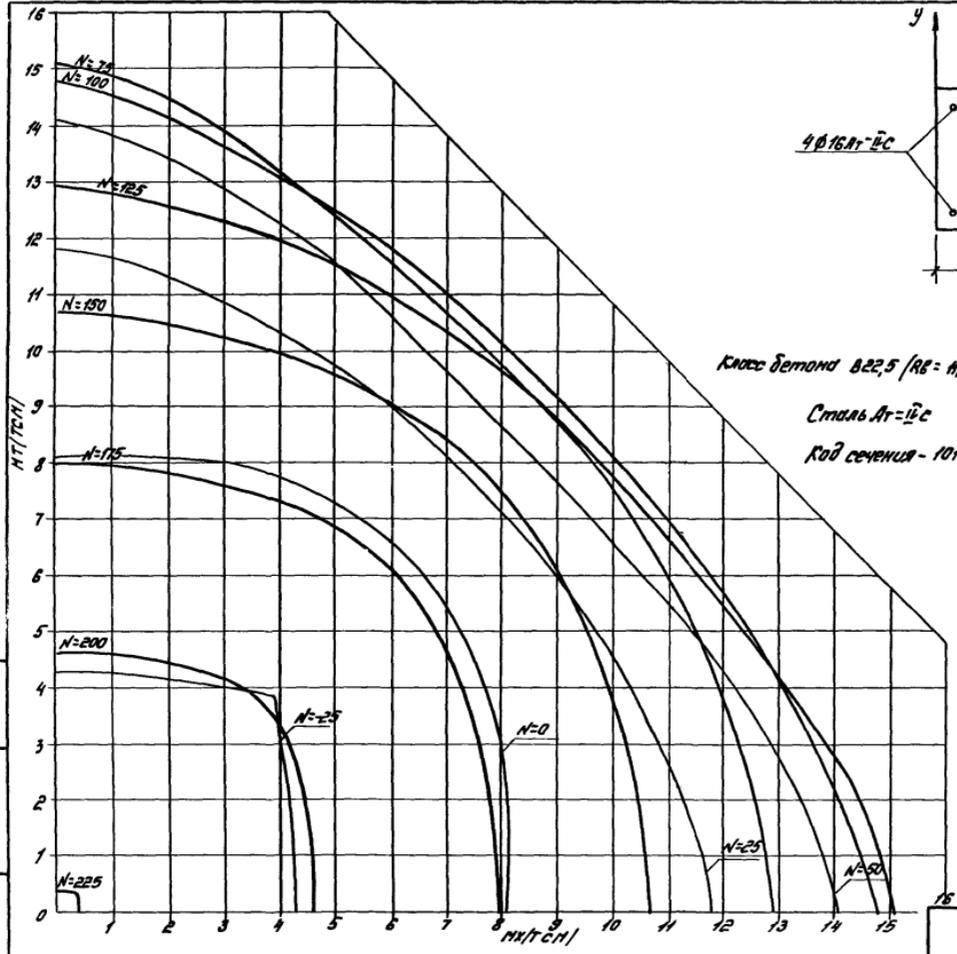
Цифры в скобках означают количество арматуры в сечении

1.020.4 0-9 001			
Исх. от	Кодовый		
Гип	Классификация	Нomenclatura и код несущей способности сечений колонн	
Инж.	Головострой	Таблица	
		Р	Л
		ЦНИИПРОТЗДАНИЙ	



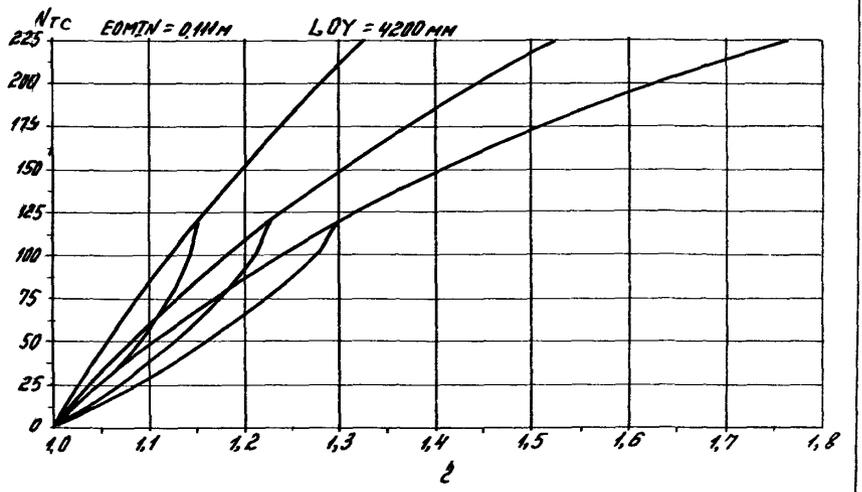
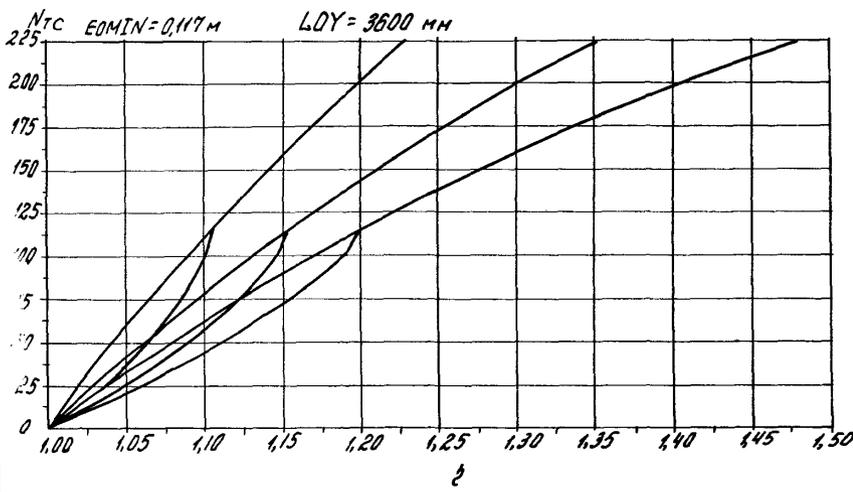
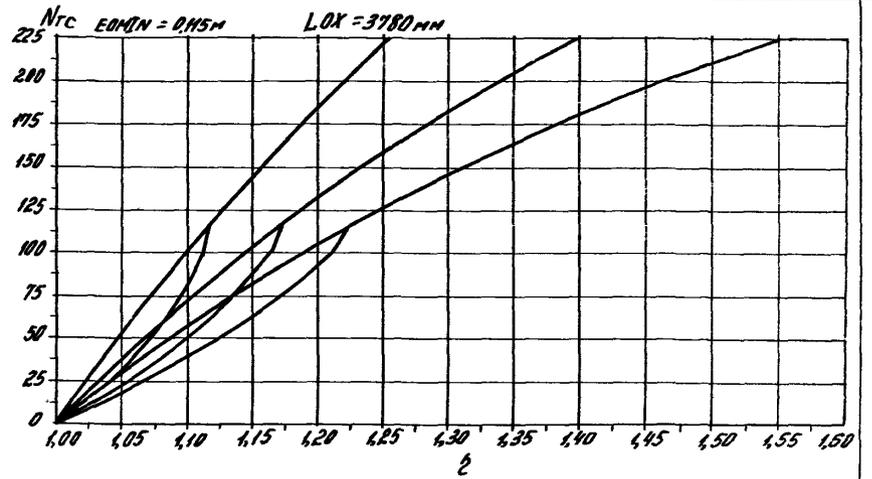
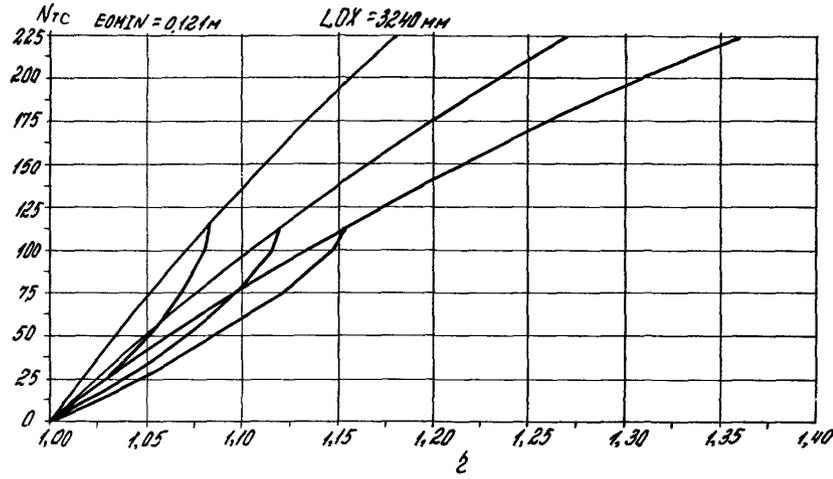


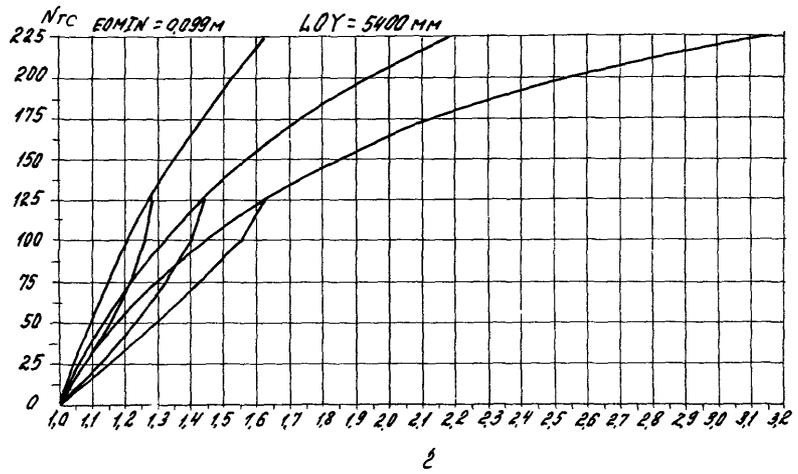
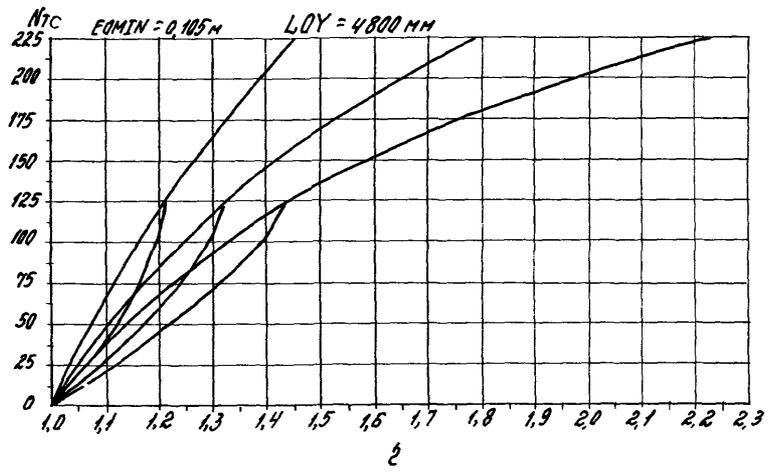
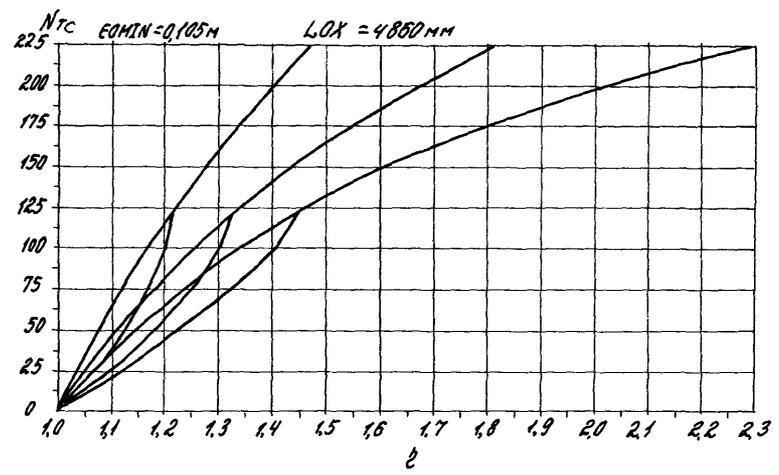
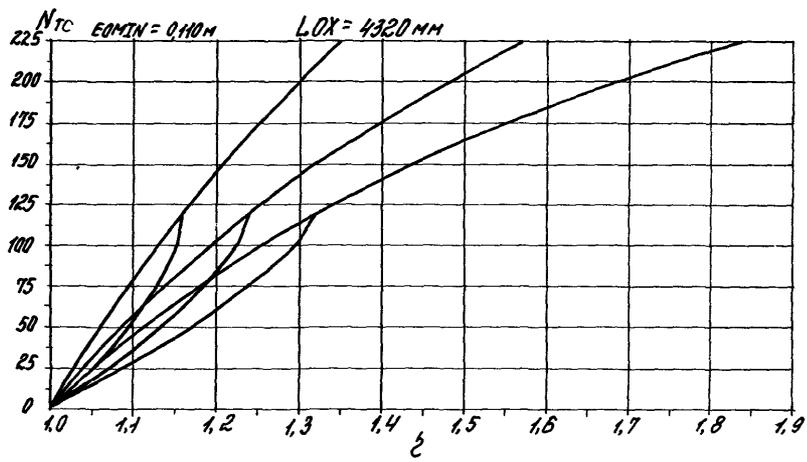
Уровень Барн. 4. = "



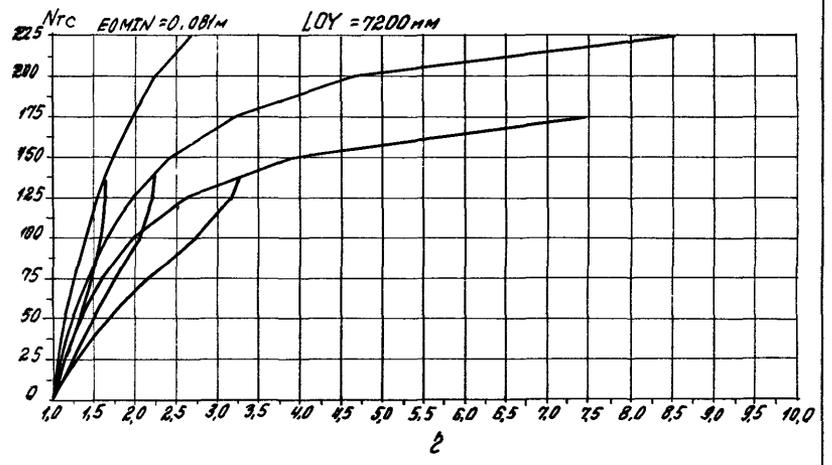
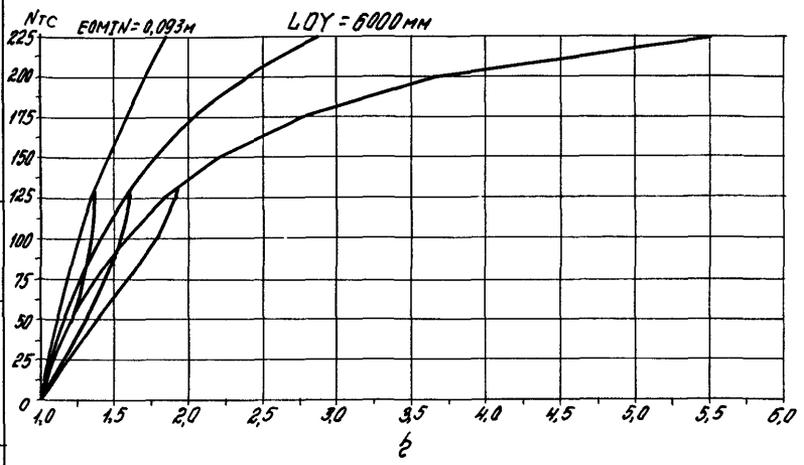
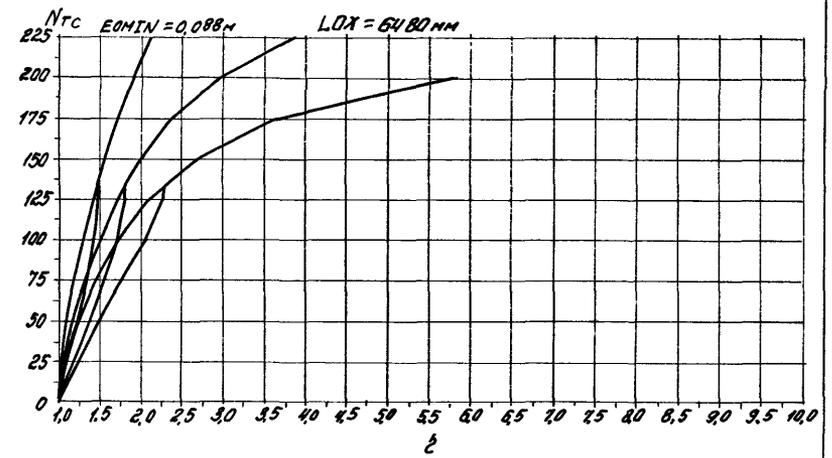
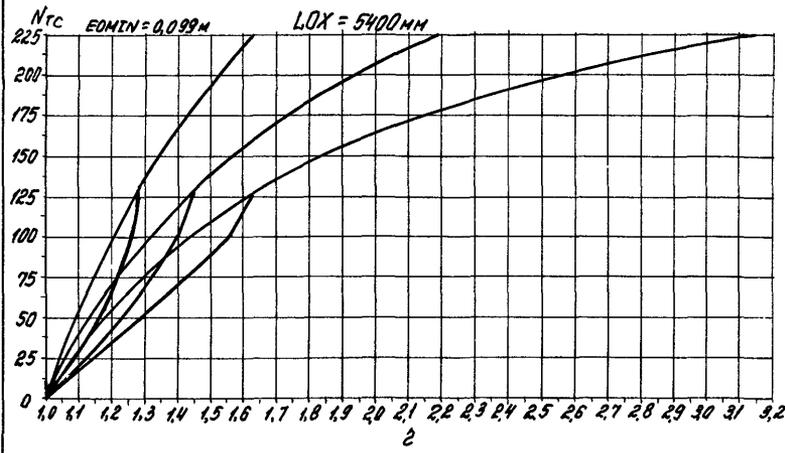
Класс бетона В22,5 ($R_b = 17,1 \text{ МПа}; \nu_{b2} = 0,2$)
 Сталь А1-12С
 Код сечения - 1018

Числ. по оси ординат в формуле $\nu_{b2} = 0,2$

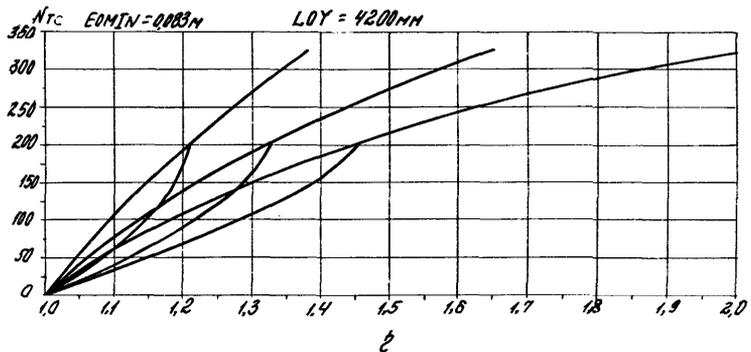
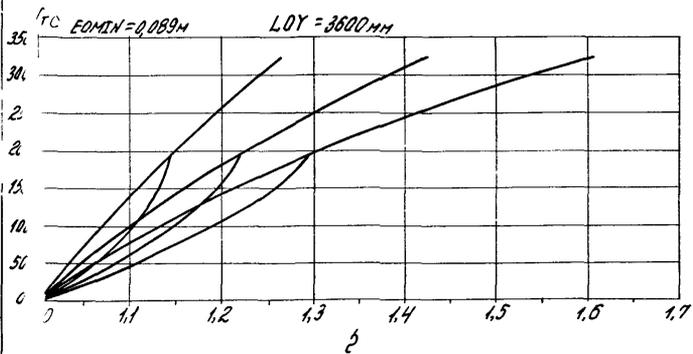
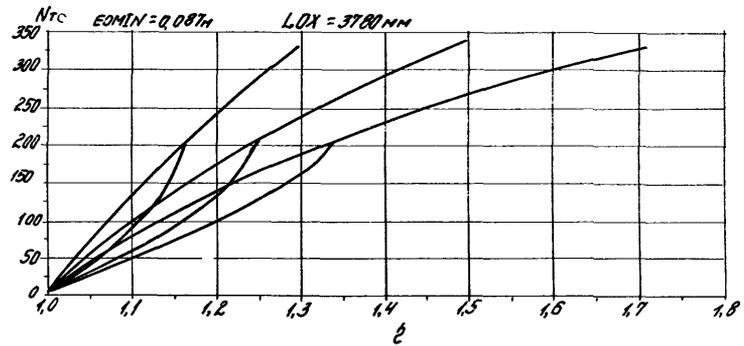
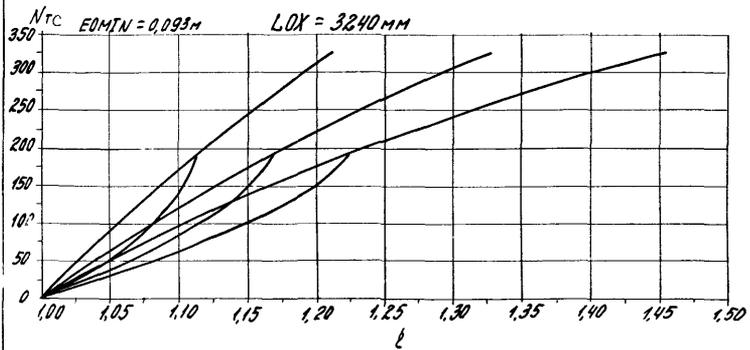


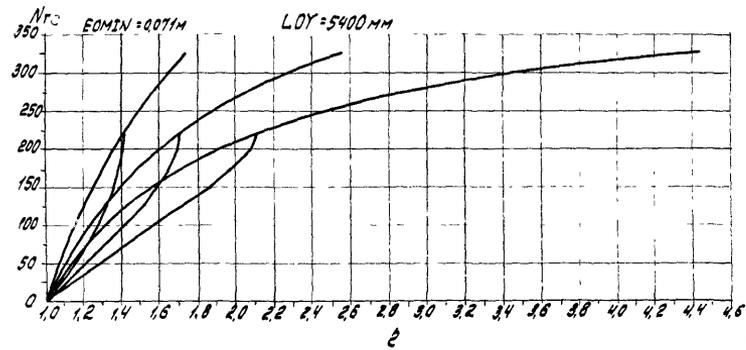
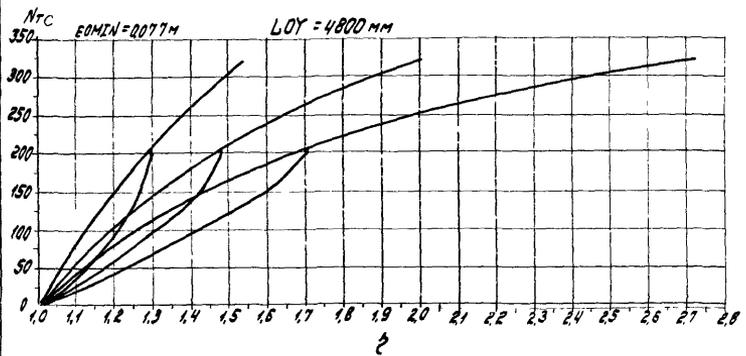
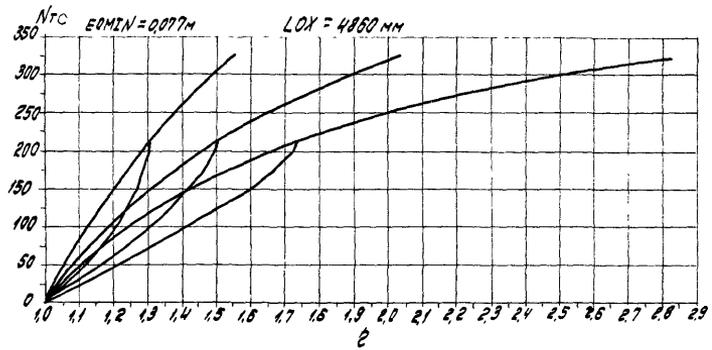
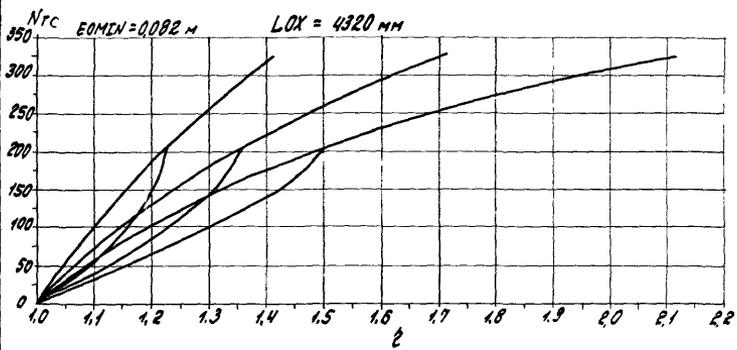


1.020.1-4



Лист № 8 из 8 листов. В масштабе 1:1000.

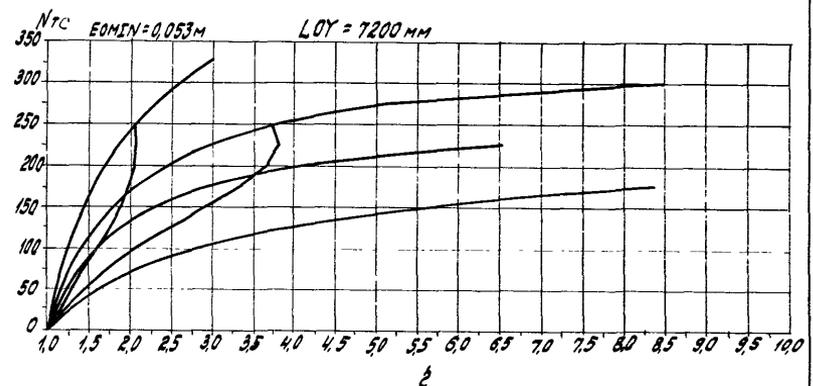
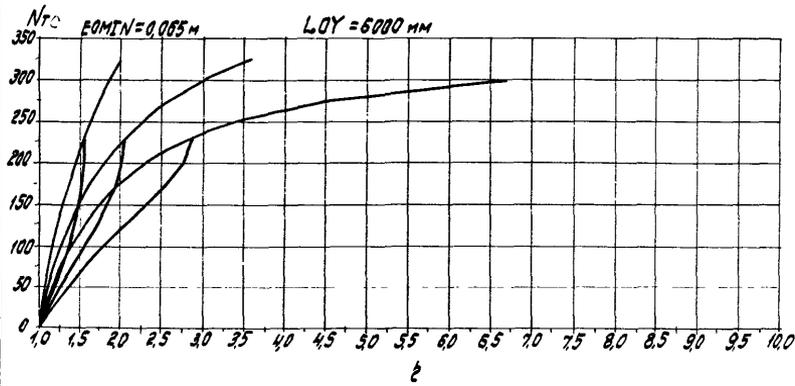
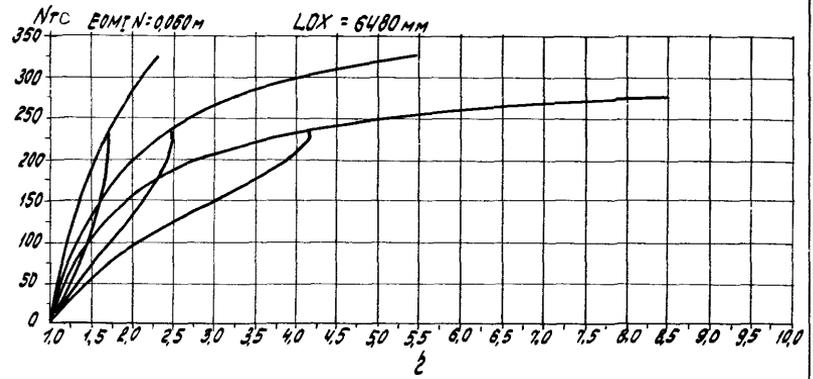
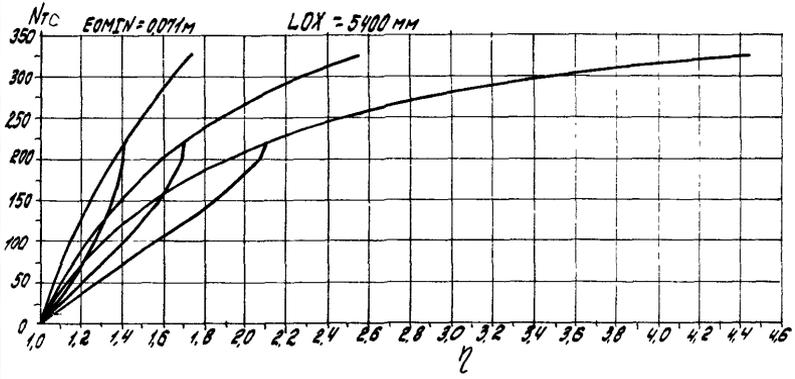




1.020. 1-4

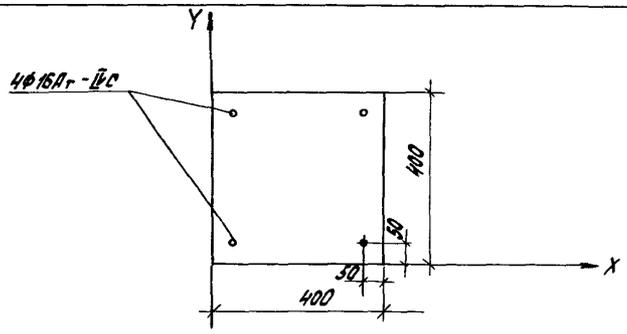
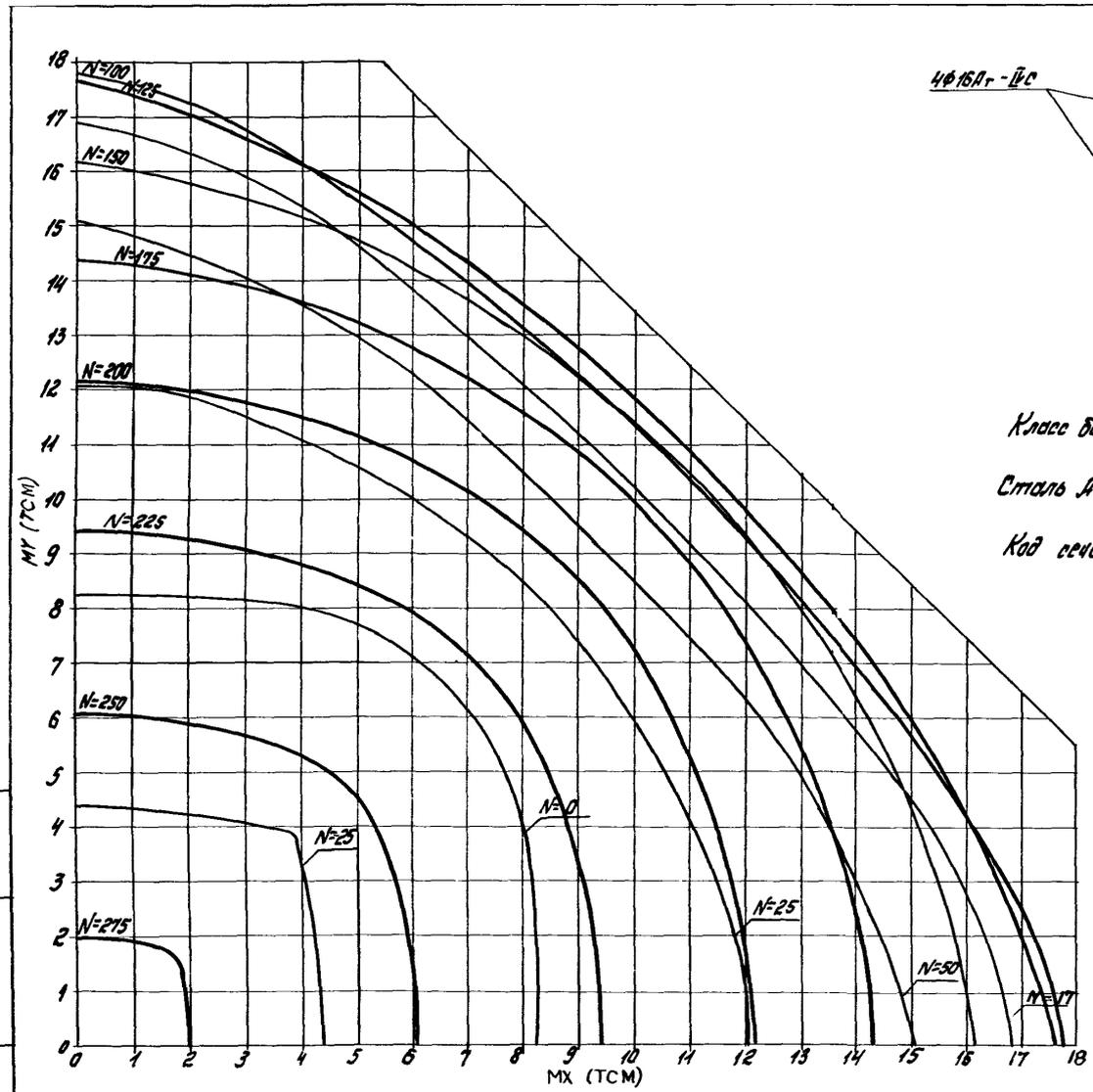
0-9 002

11



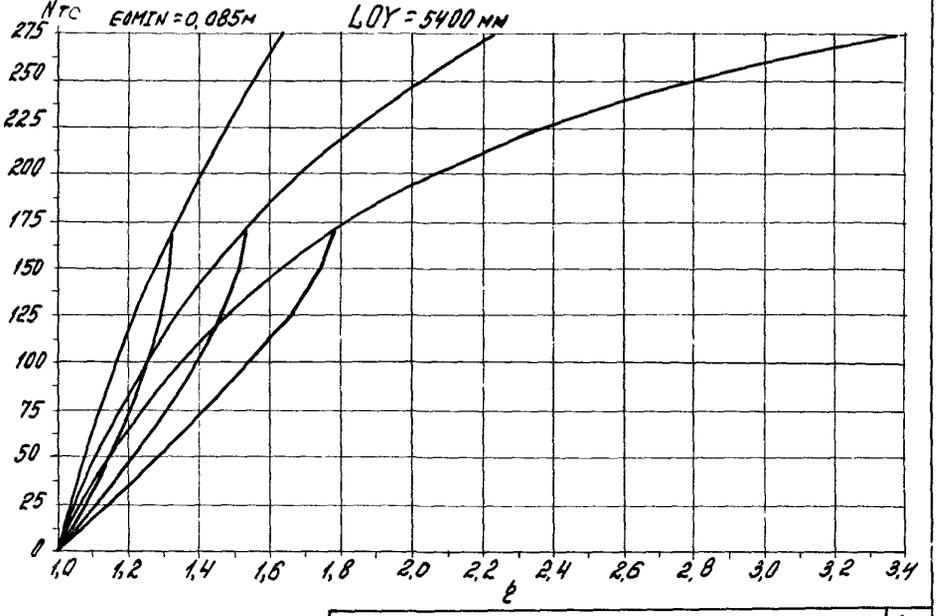
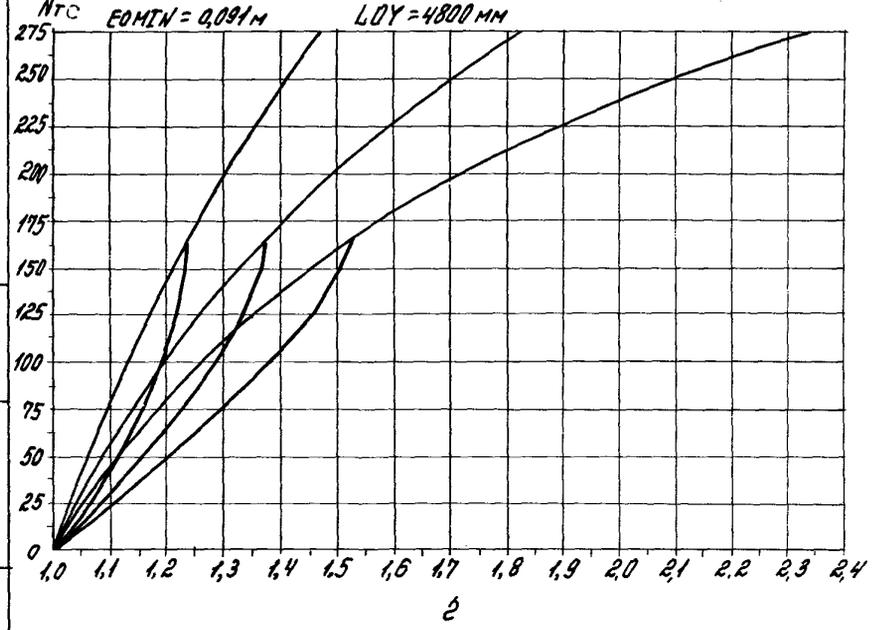
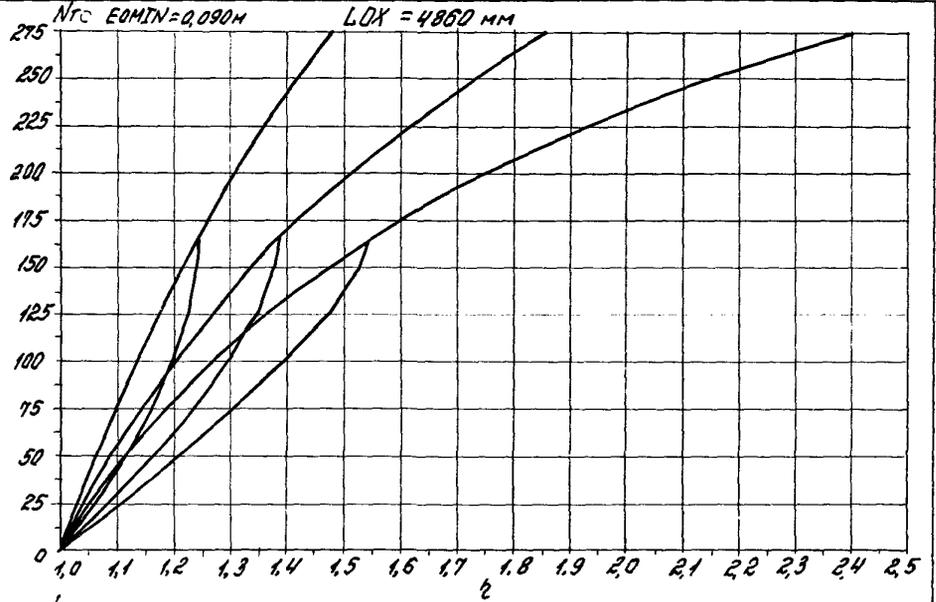
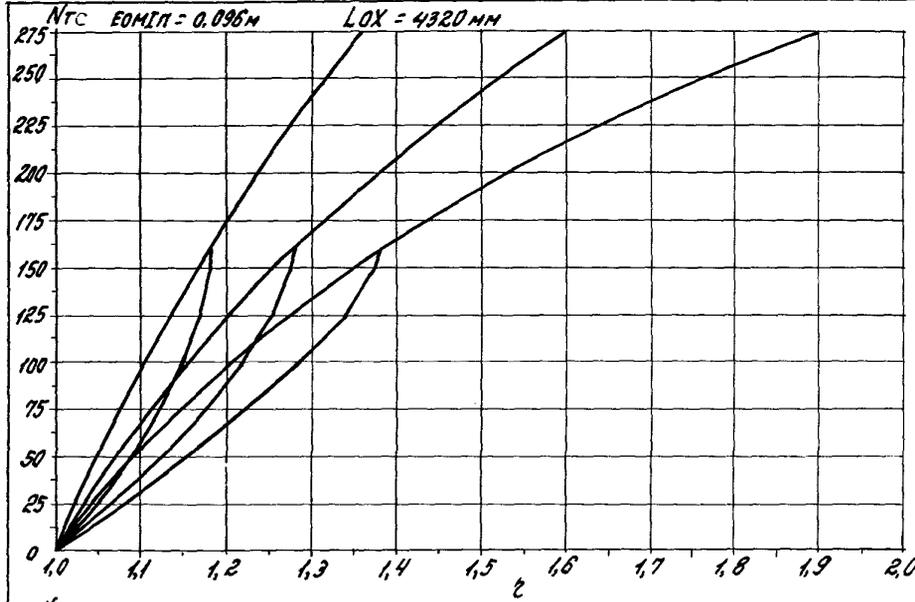
Служба метрологии

МАН № 70001, 1/10/2003 в. 00:00 1000х1000х1000



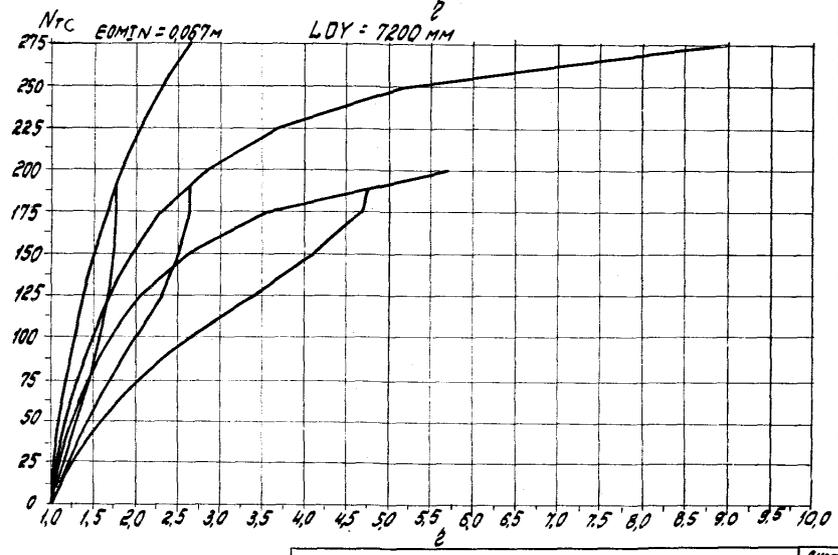
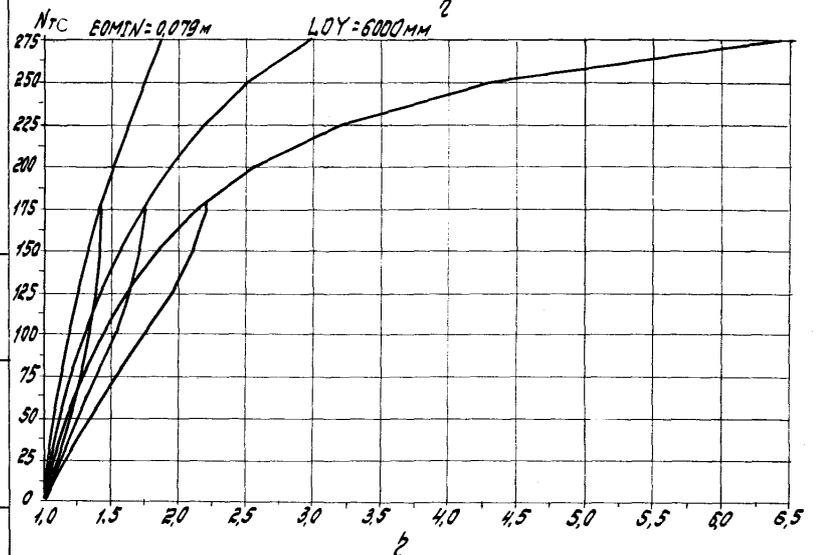
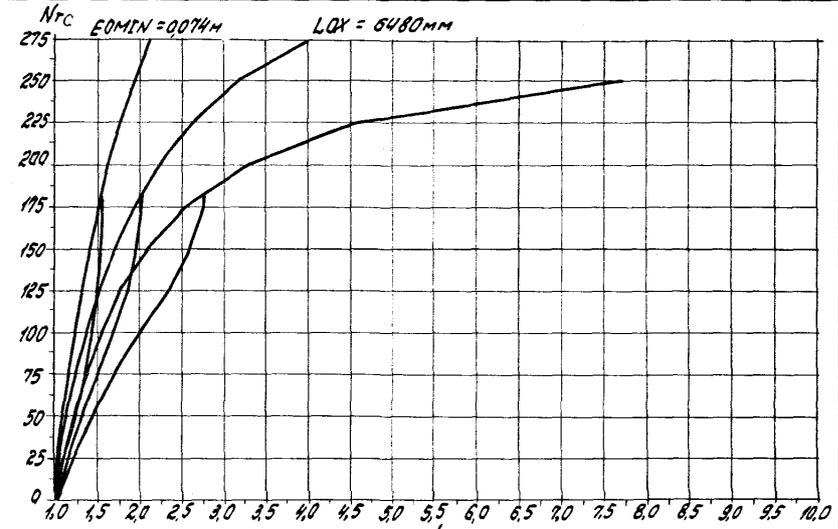
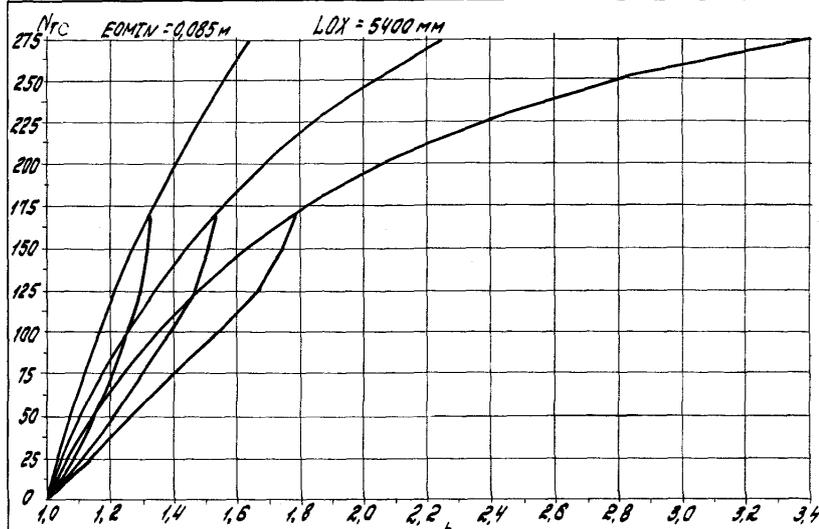
Класс бетона В30,0 ($R_b = 15,3 \text{ МПа}$ при учете $\gamma_{b2} = 0,90$)
 Сталь А1 - IVС
 Код сечения - 1028

1020. 1-4	0-9 002	М/см
		13

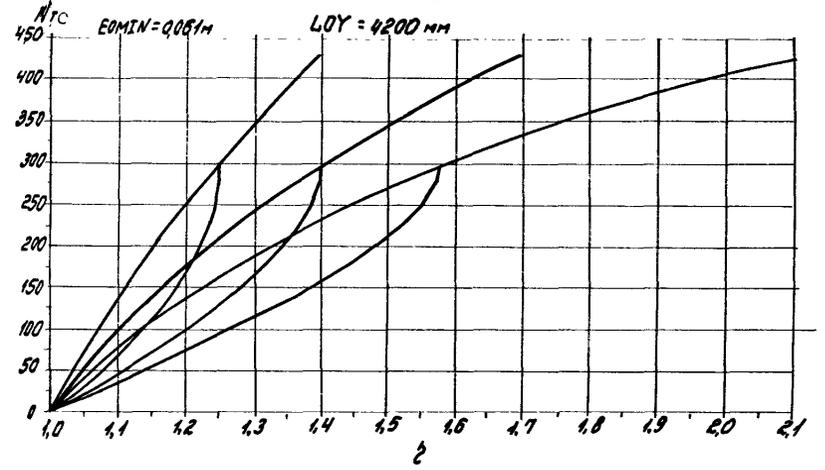
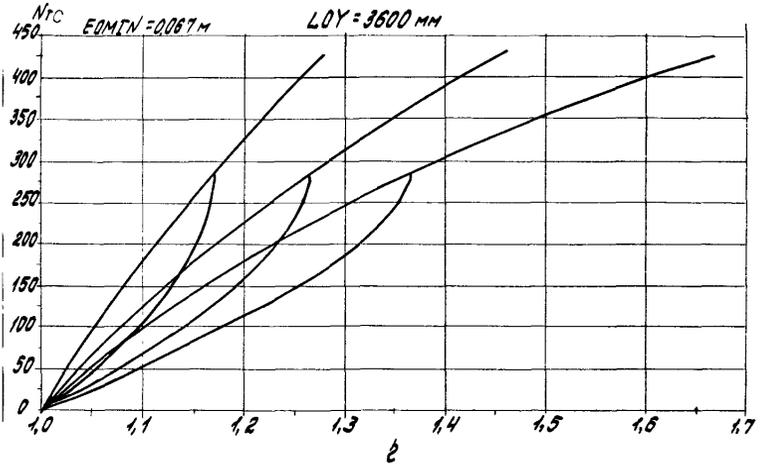
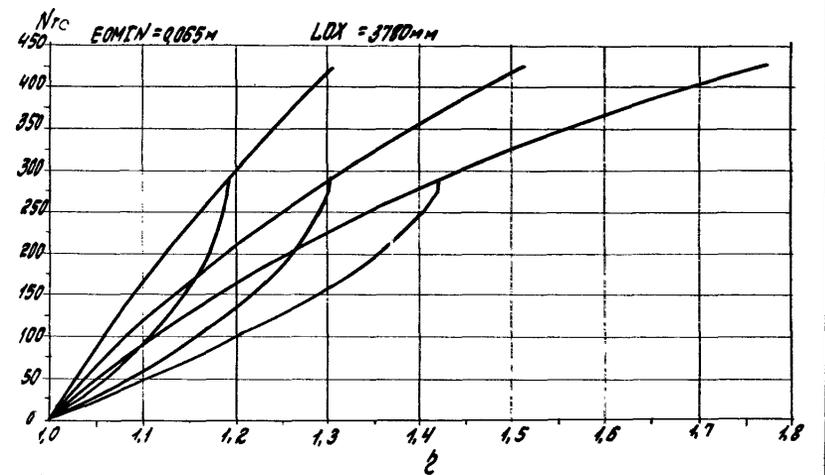
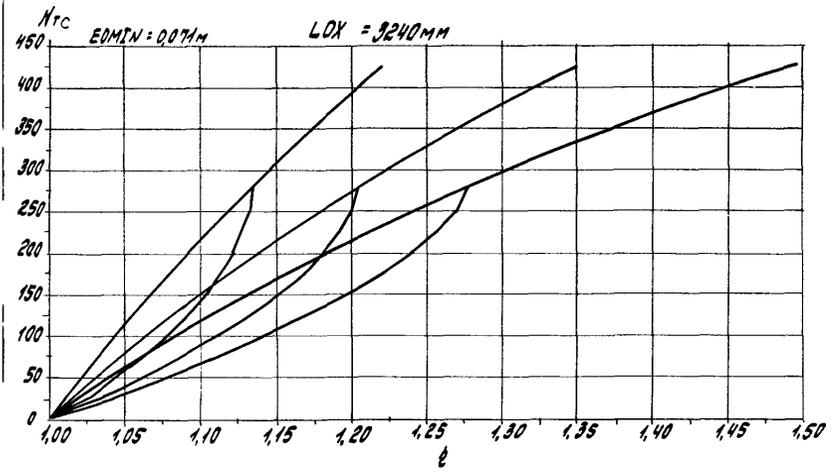


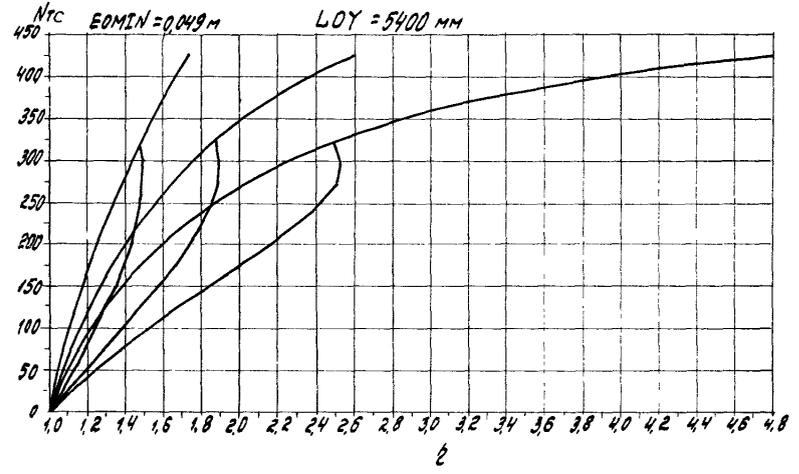
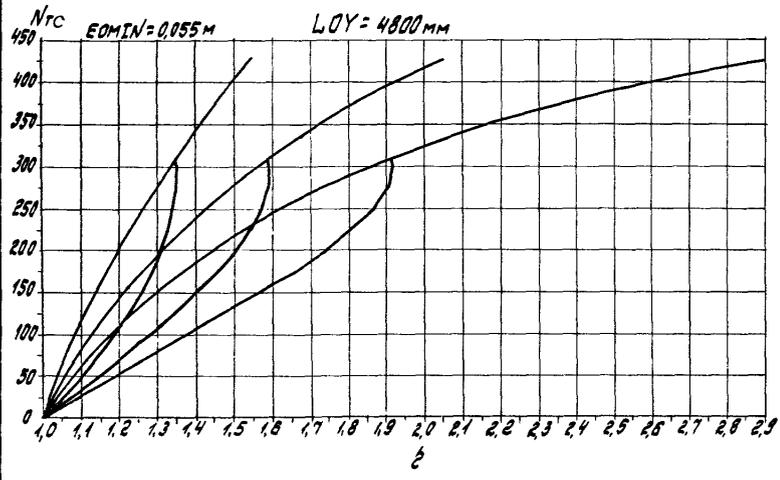
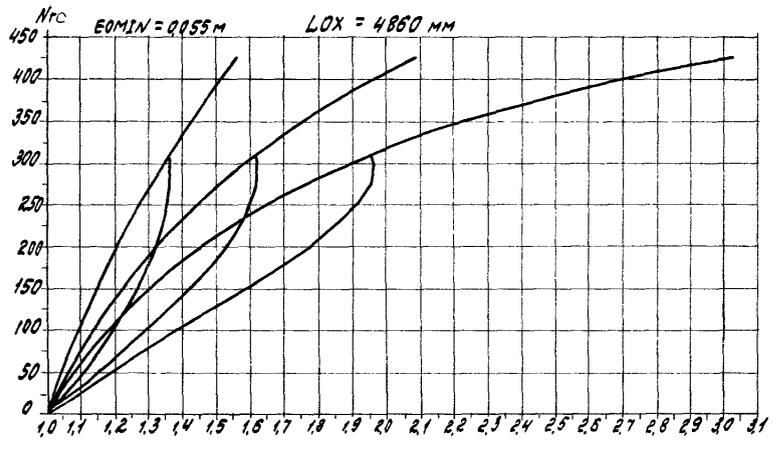
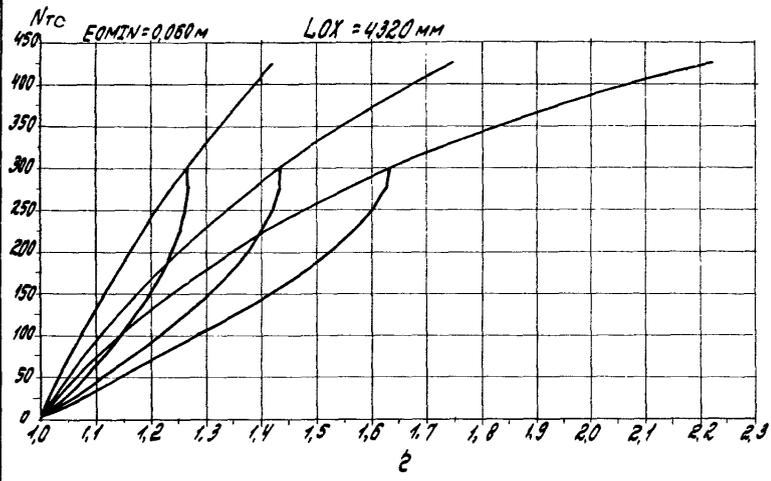
Lmax = 1/100

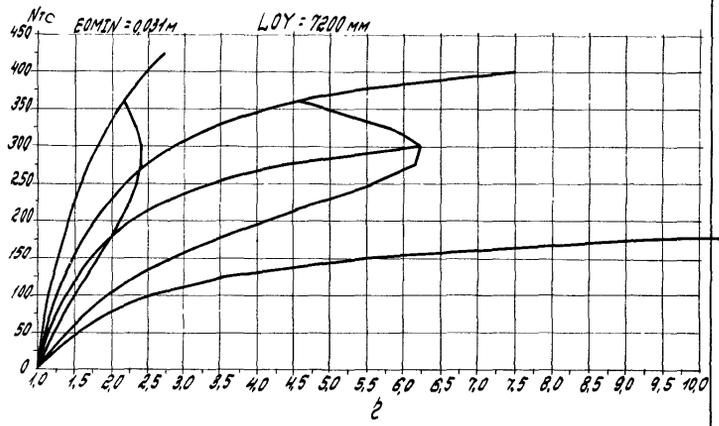
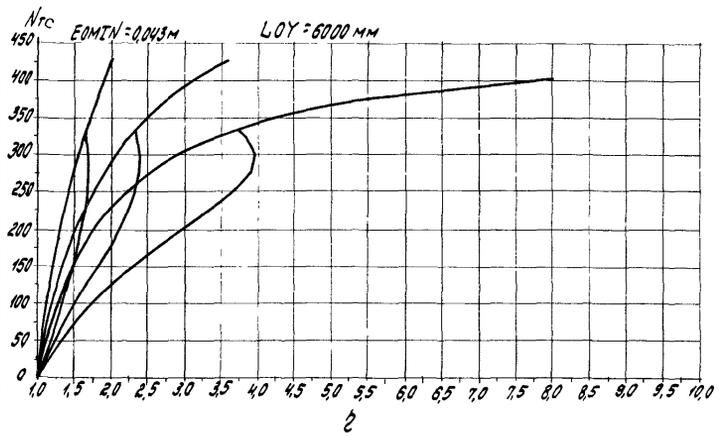
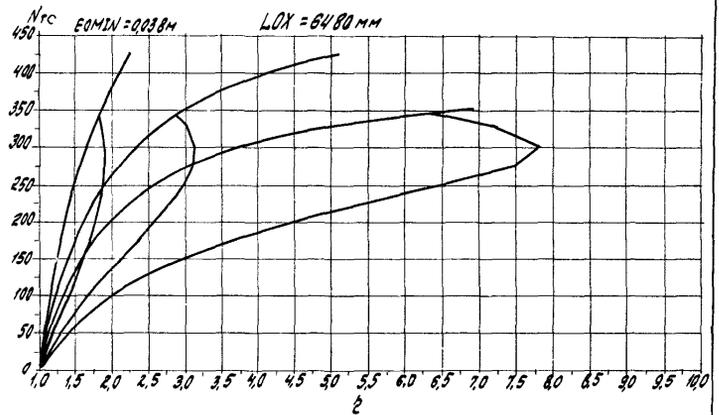
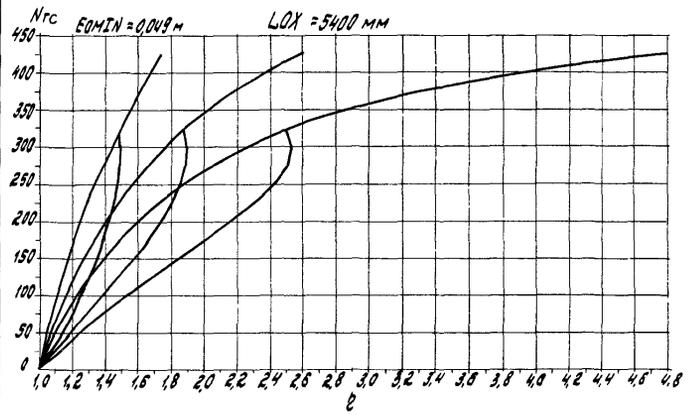
1.020 1-4	0-9 502	15
-----------	---------	----



ДИНАМИЧЕСКАЯ ПРОЧНОСТЬ УПРУГОСТИ

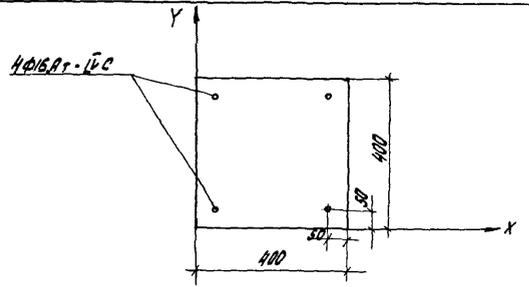
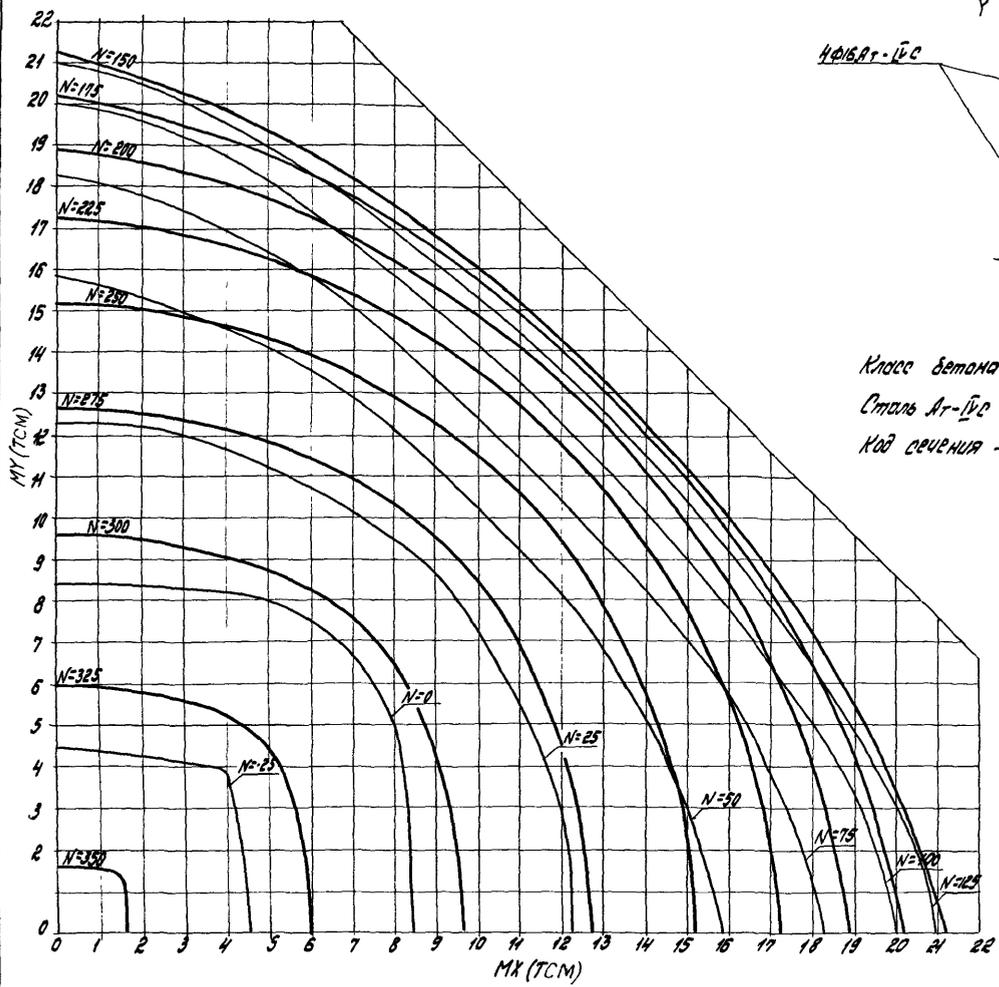






Prof. Norberto Trabasso de Barros

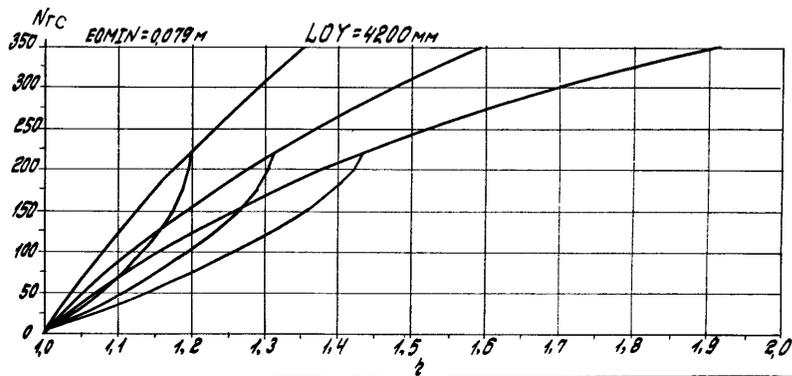
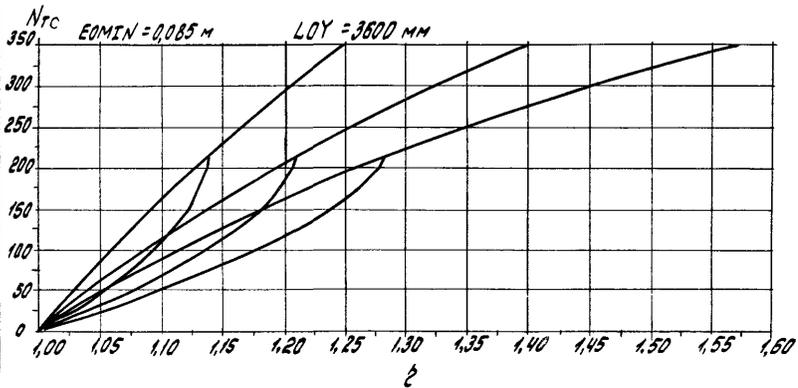
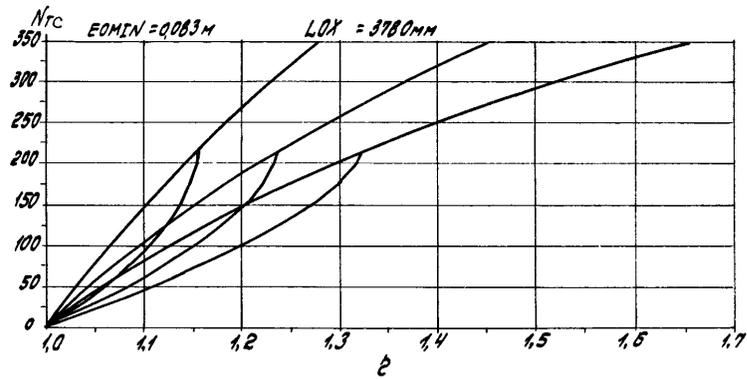
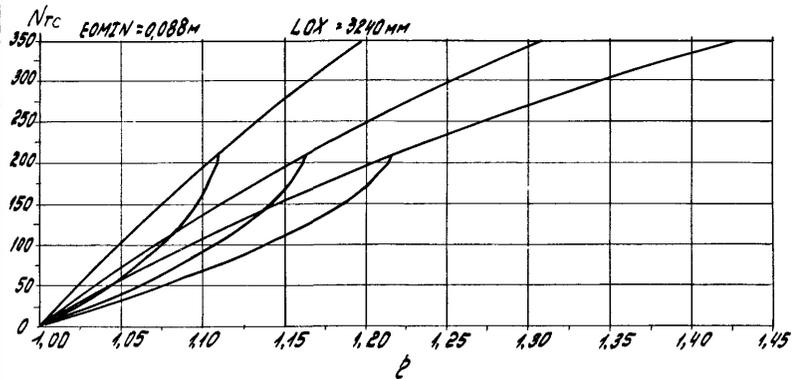
BRUNO LIND. 16



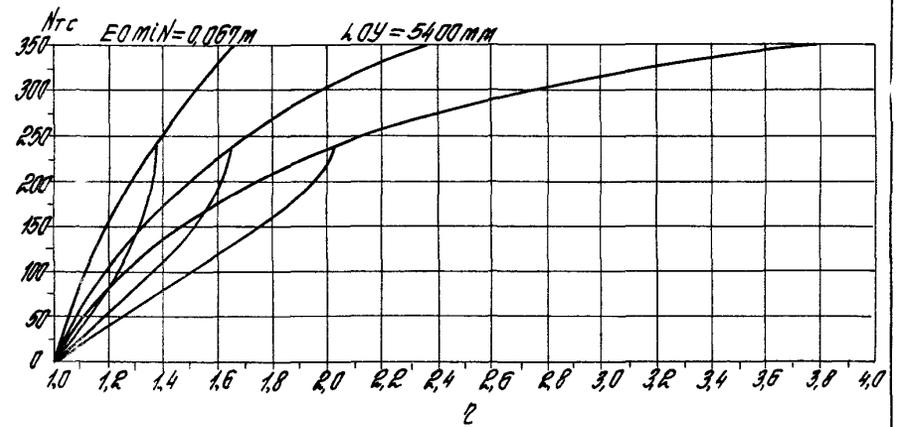
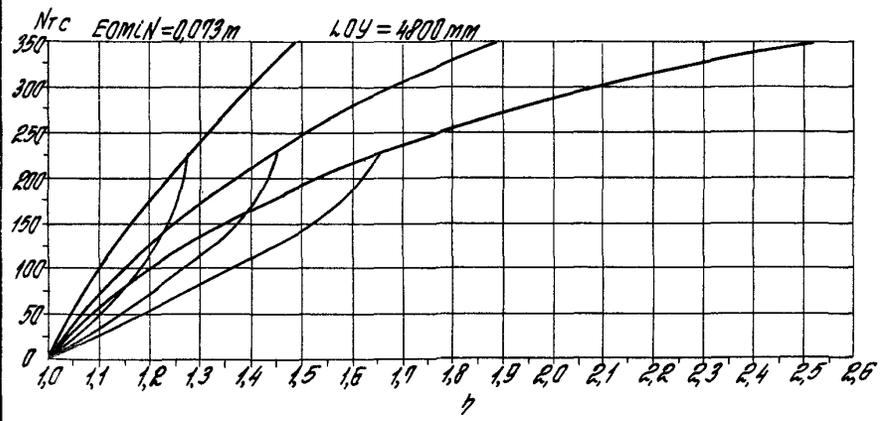
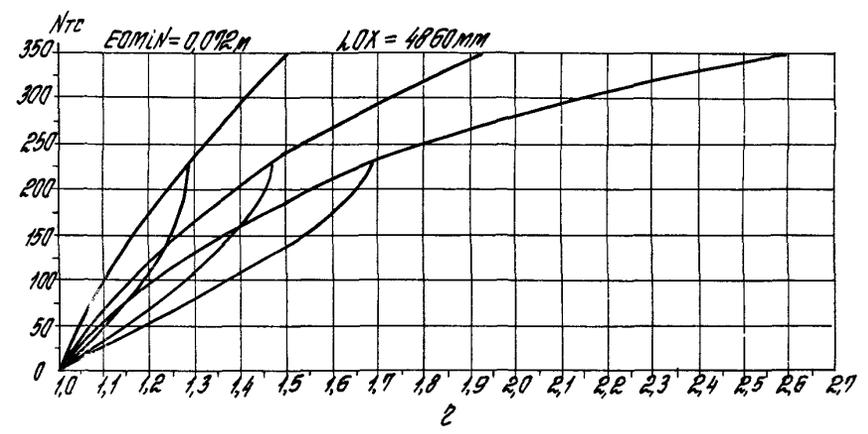
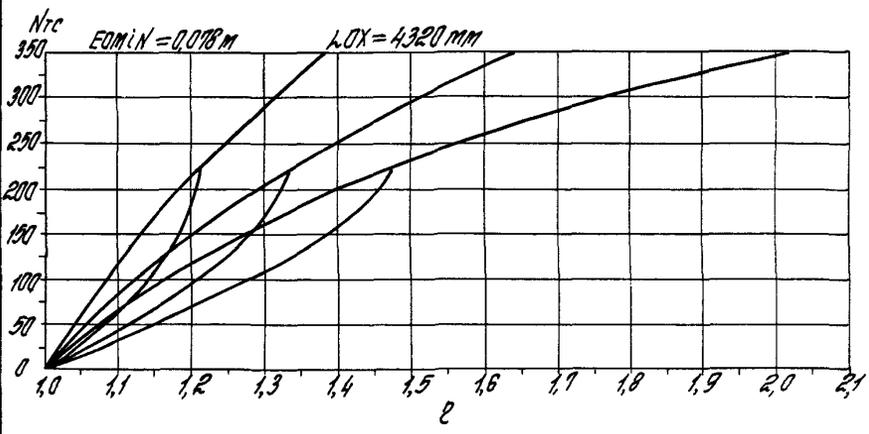
Класс бетона В40,0 ($R_b = 19,8 \text{ МПа}$ при $\gamma_{b2} = 0,90$)
 Сталь АТ-ЦС
 Код проекта - 103Б

1.02.0. 1-4
 0-9 002
 21

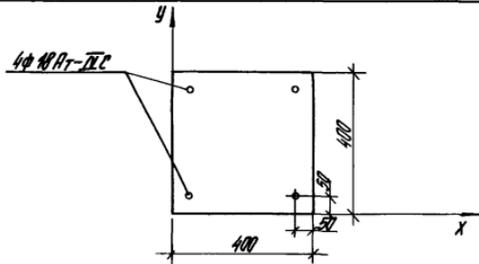
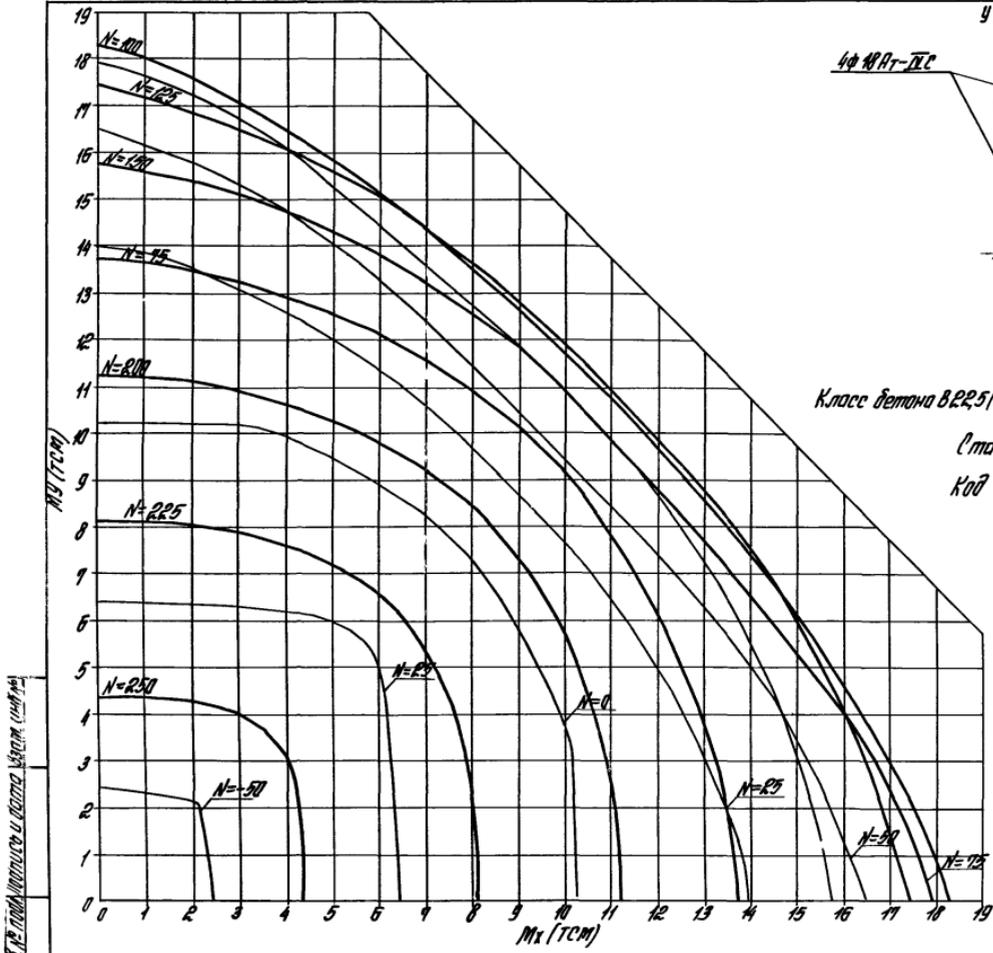
1.02.0. 1-4	0-9 002	21
-------------	---------	----



ТИП НАМОНА ИЛИ ПОДАРОК СВОБОДНО
 СВОБОДНО СВОБОДНО



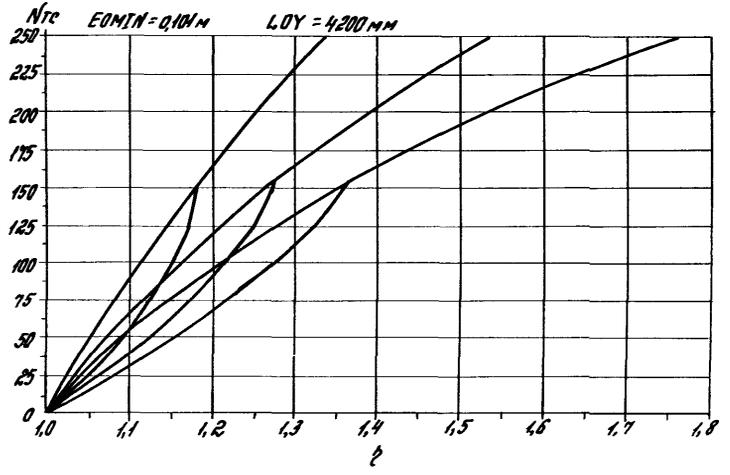
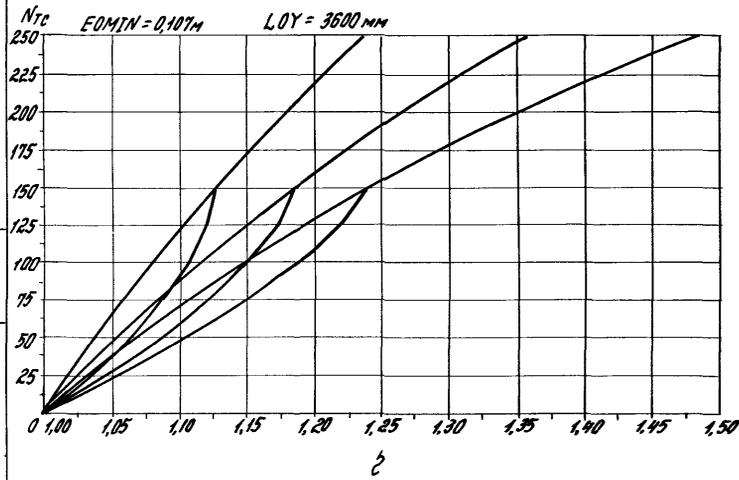
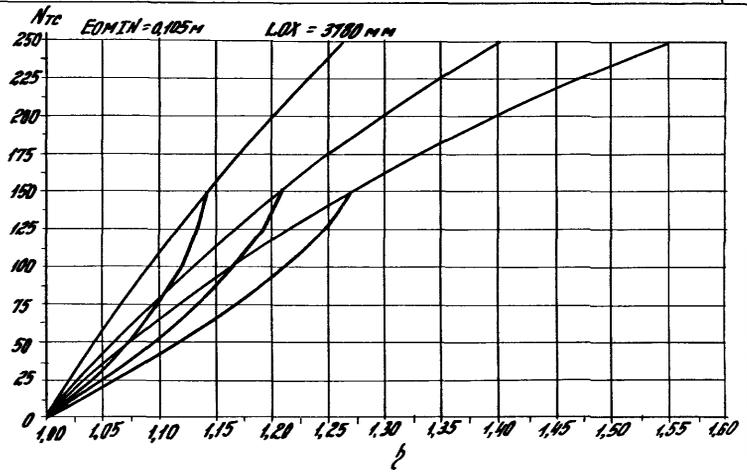
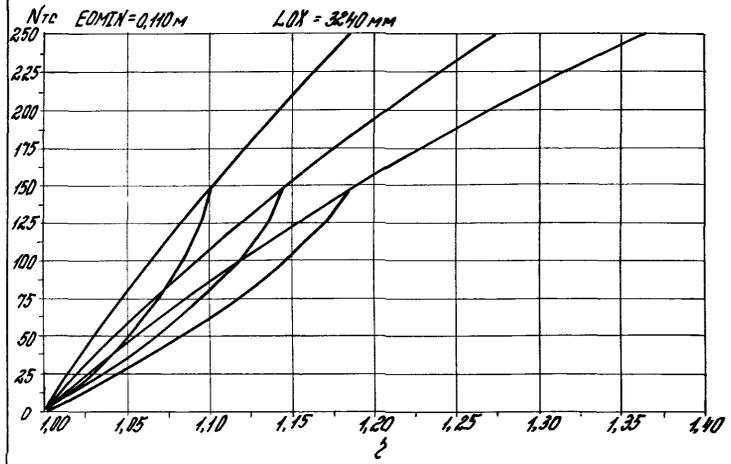
1020 1-4 0-9 002 Auct
23



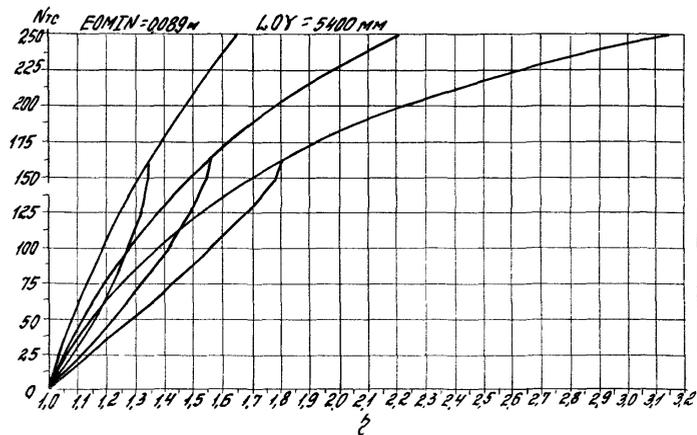
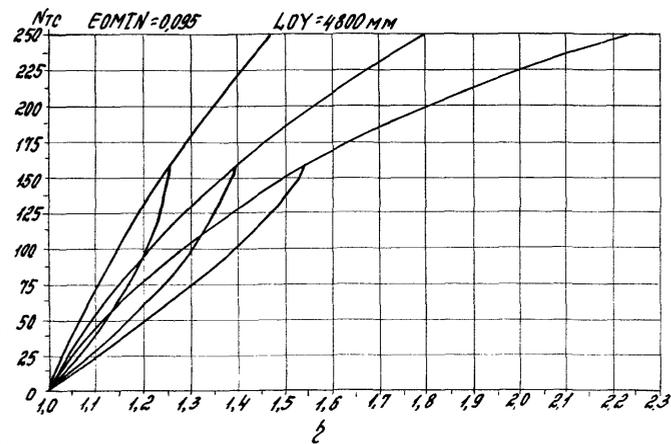
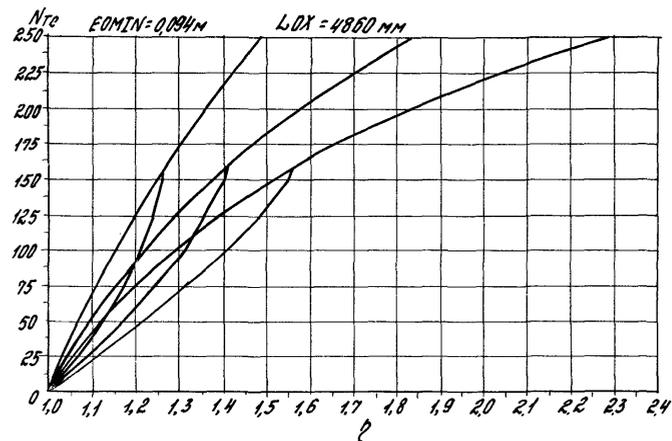
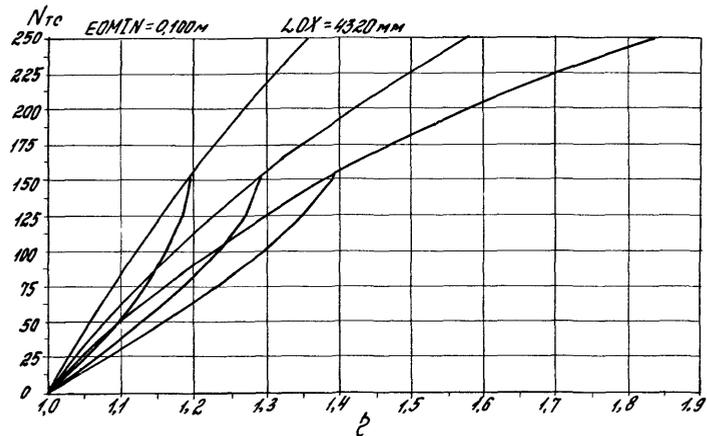
Класс бетона В22.5 ($R_b = 44.3 \text{ МПа}$ при учете $\gamma_{b2} = 1.10$)
 Сталь АТ-IIIС
 Код сечения - 104а

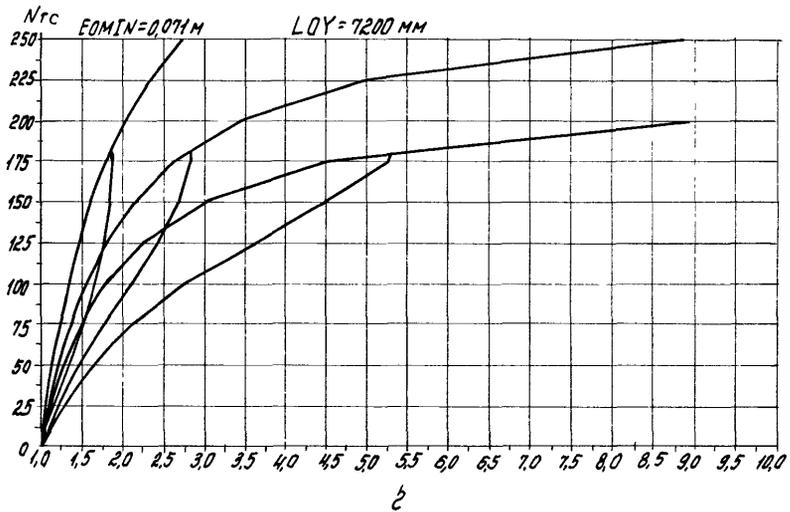
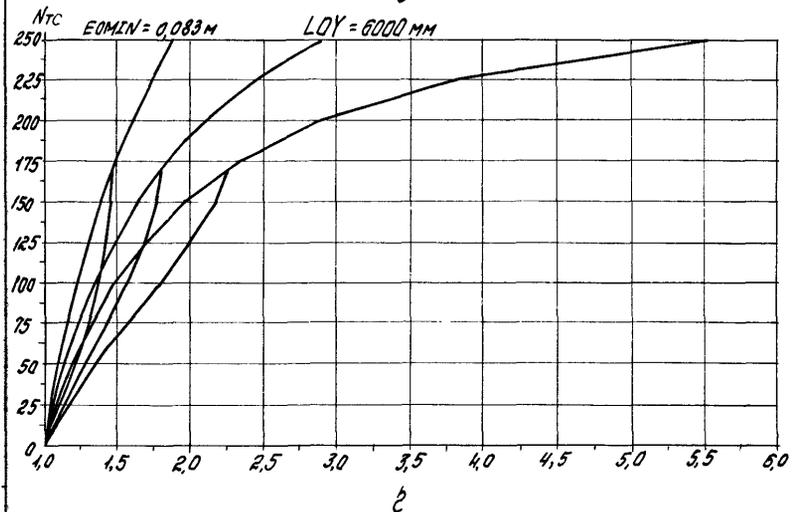
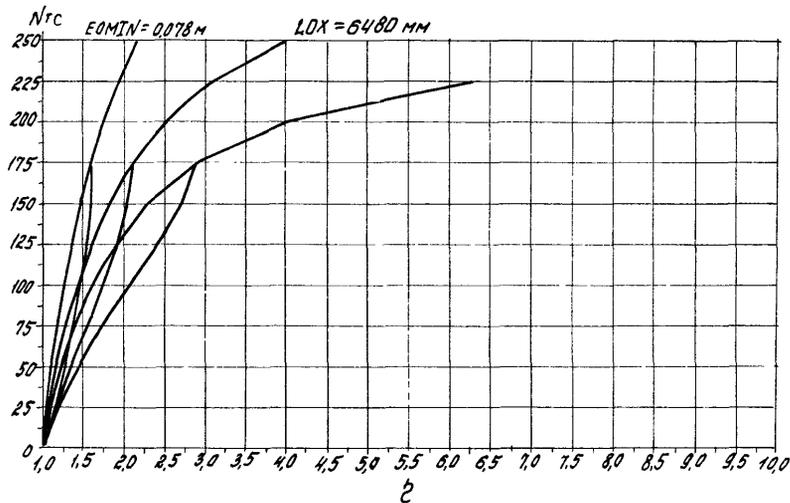
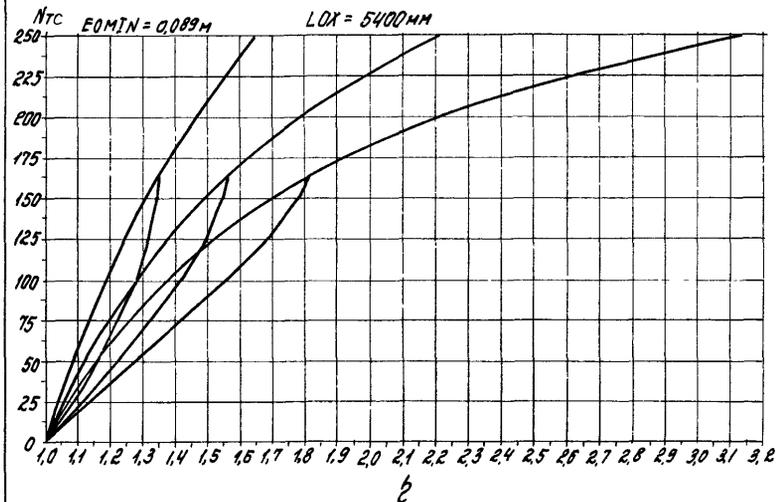
ЗАДАЧА ПОДГОТОВЛЕНА И РЕШЕНА ВЕРИТИМ (САИИП)

1.020.1-4	0-9 002	1007
		25



Университет "Сабурово" (Сабурово и др.)

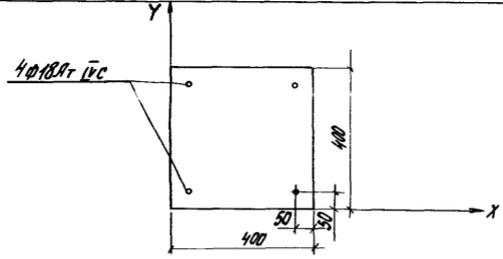
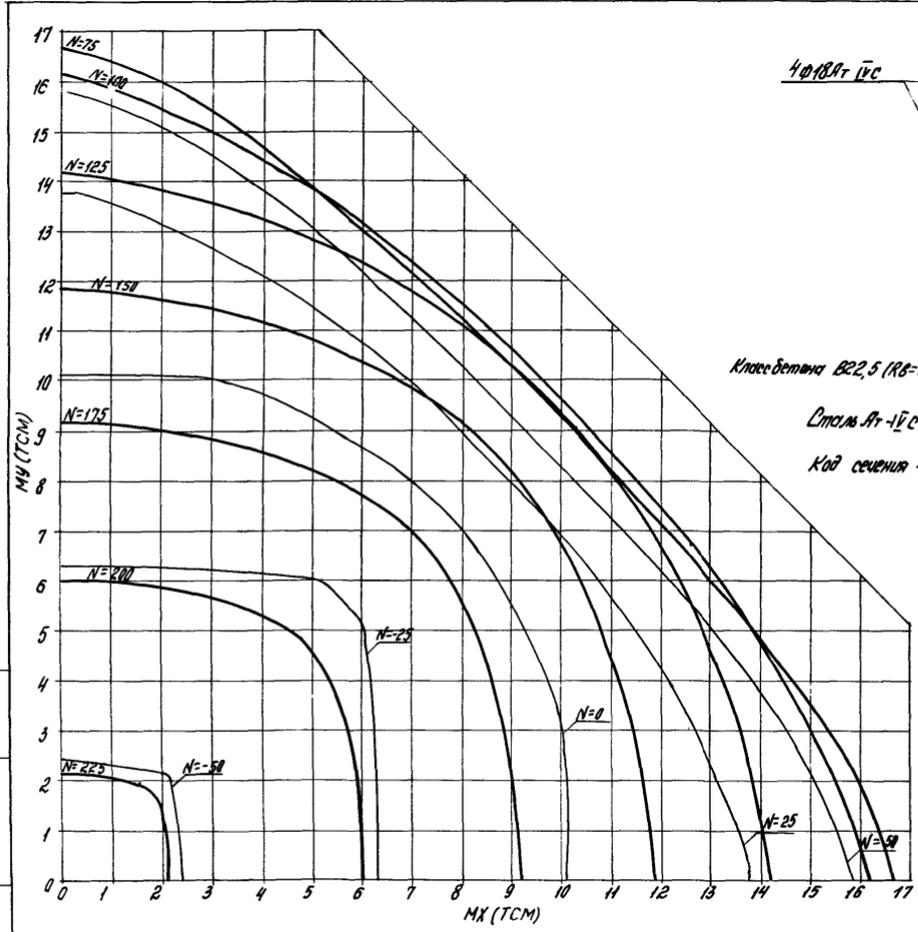




1.020.1-4

0-9 002

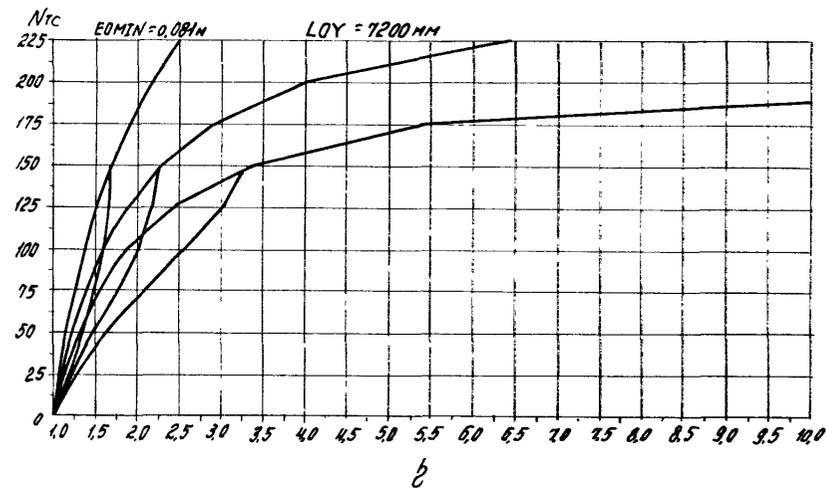
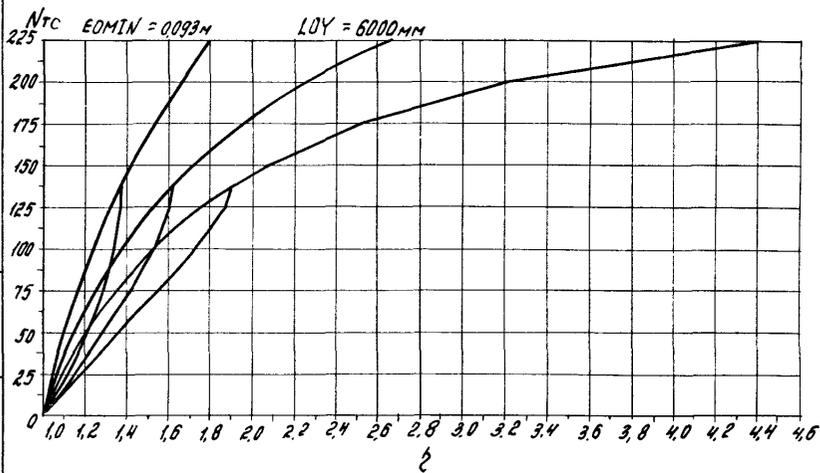
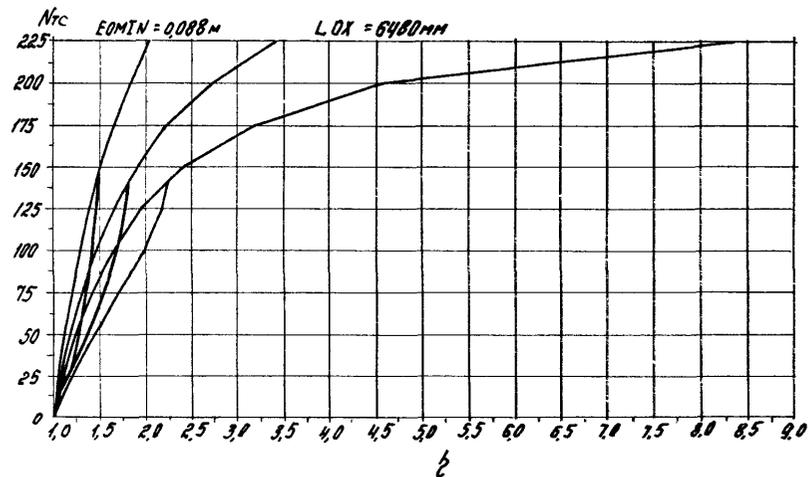
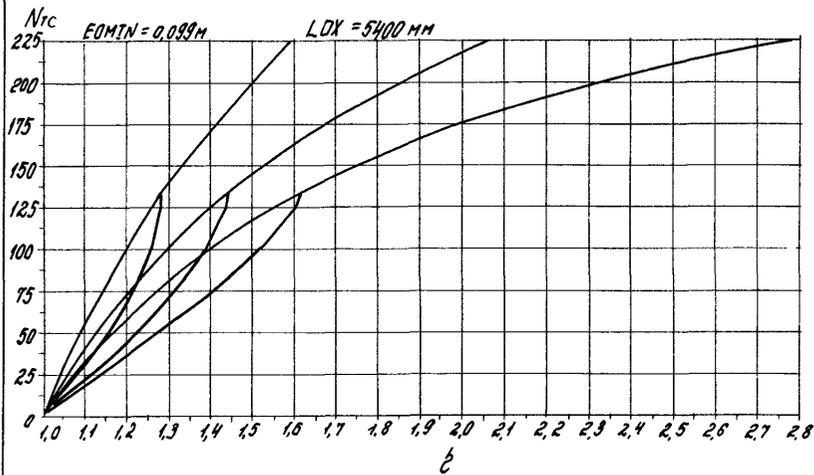
28



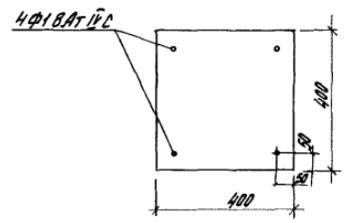
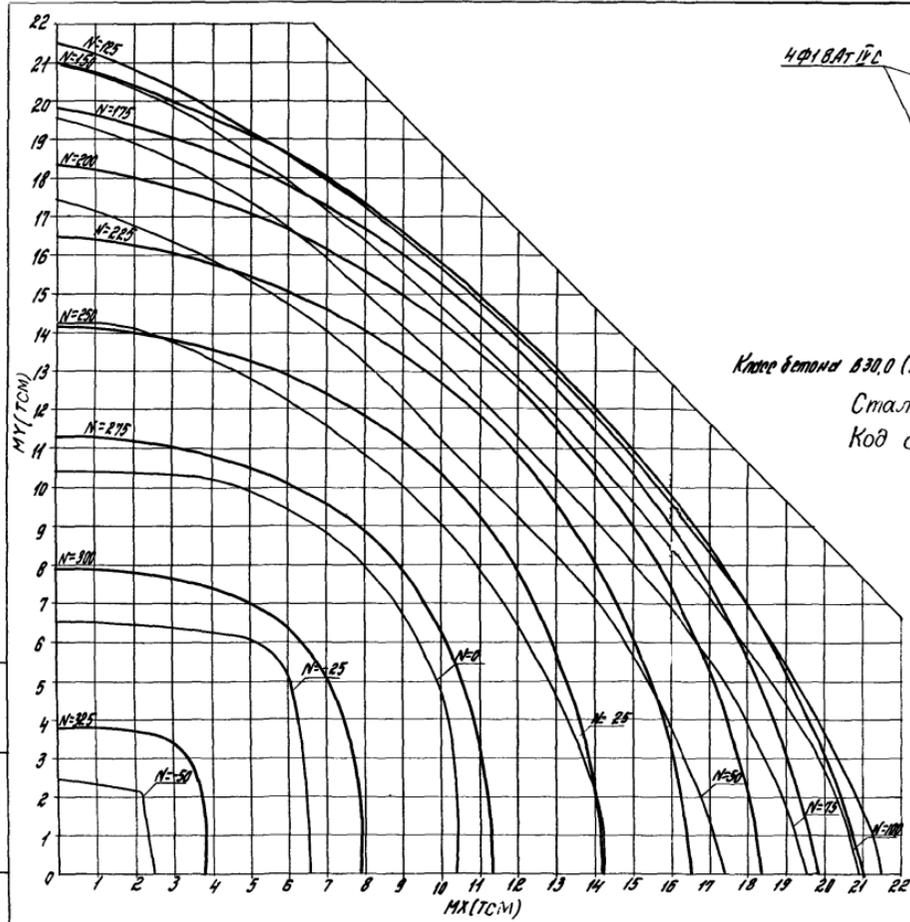
Класс бетона В22,5 (R_b=17,7 МПа при γ_b=0,90)
 Класс ст-IV С
 Коэф. сечения -1045

Лист 1 из 1
 Подпись
 Дата

1.020 1-4	09 002	МЛС
		29

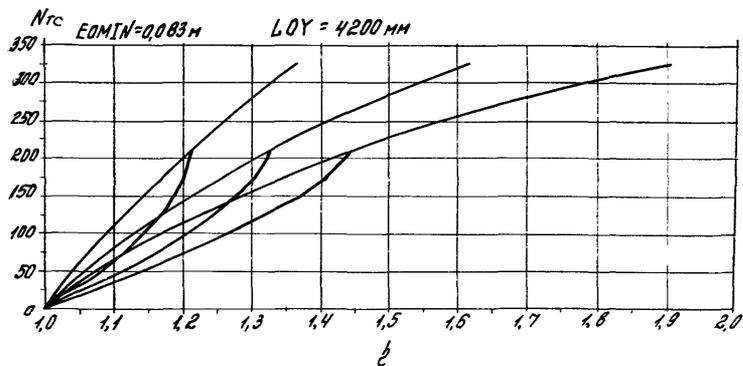
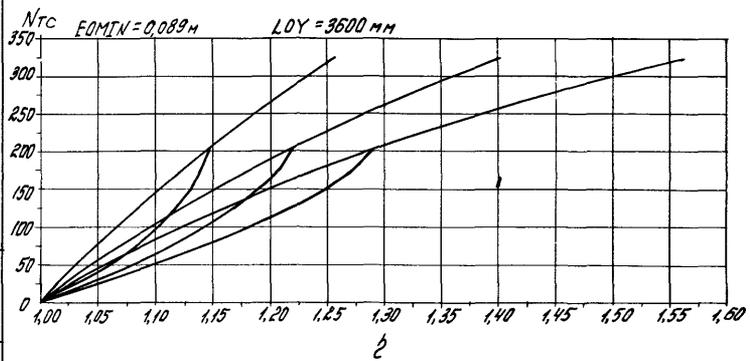
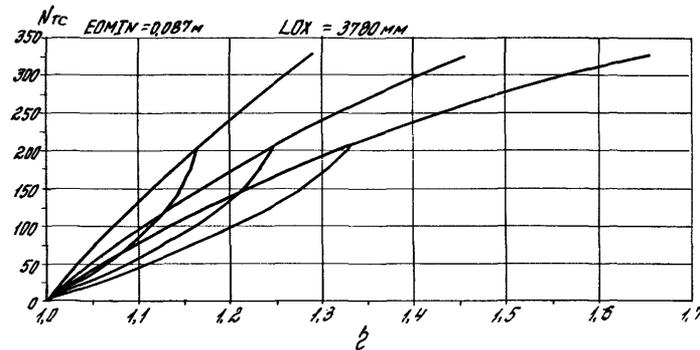
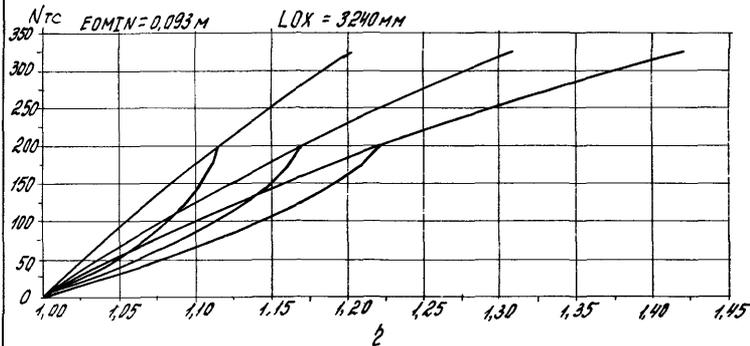


Лит. и фото. размеры в мм. Эксп. инст. №

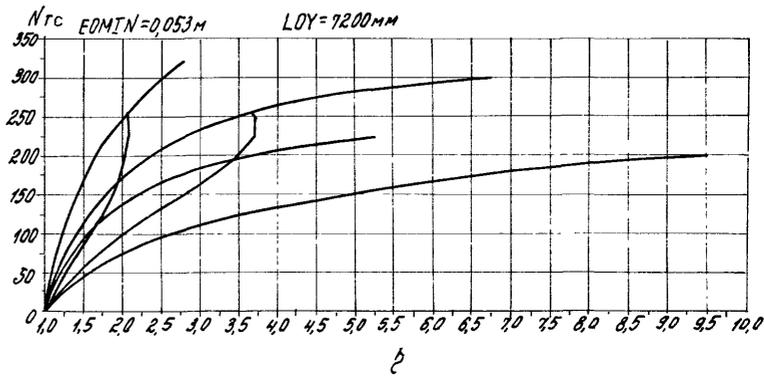
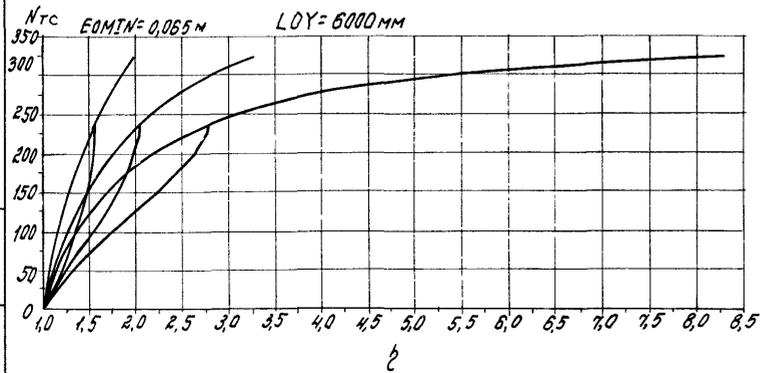
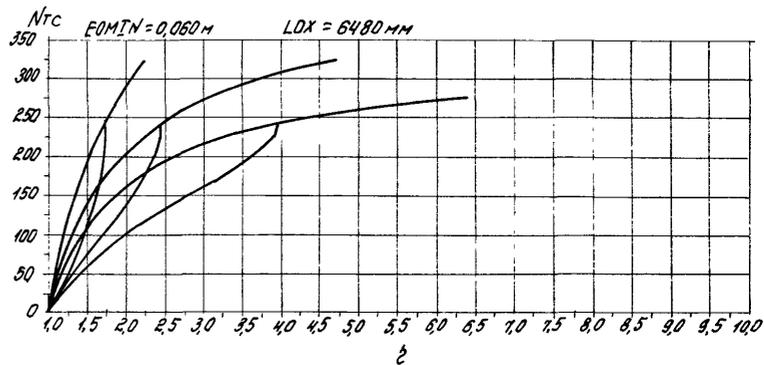
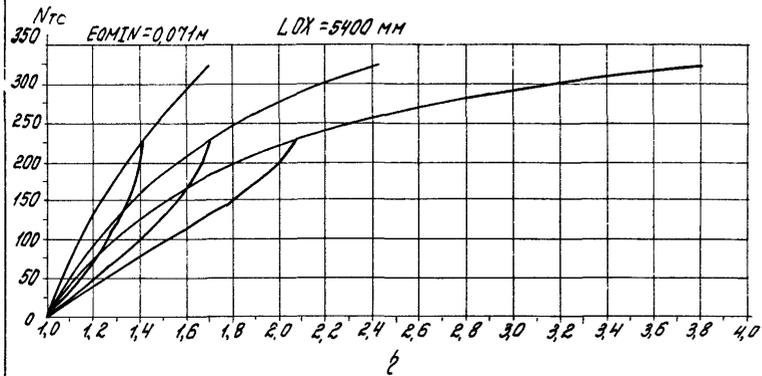


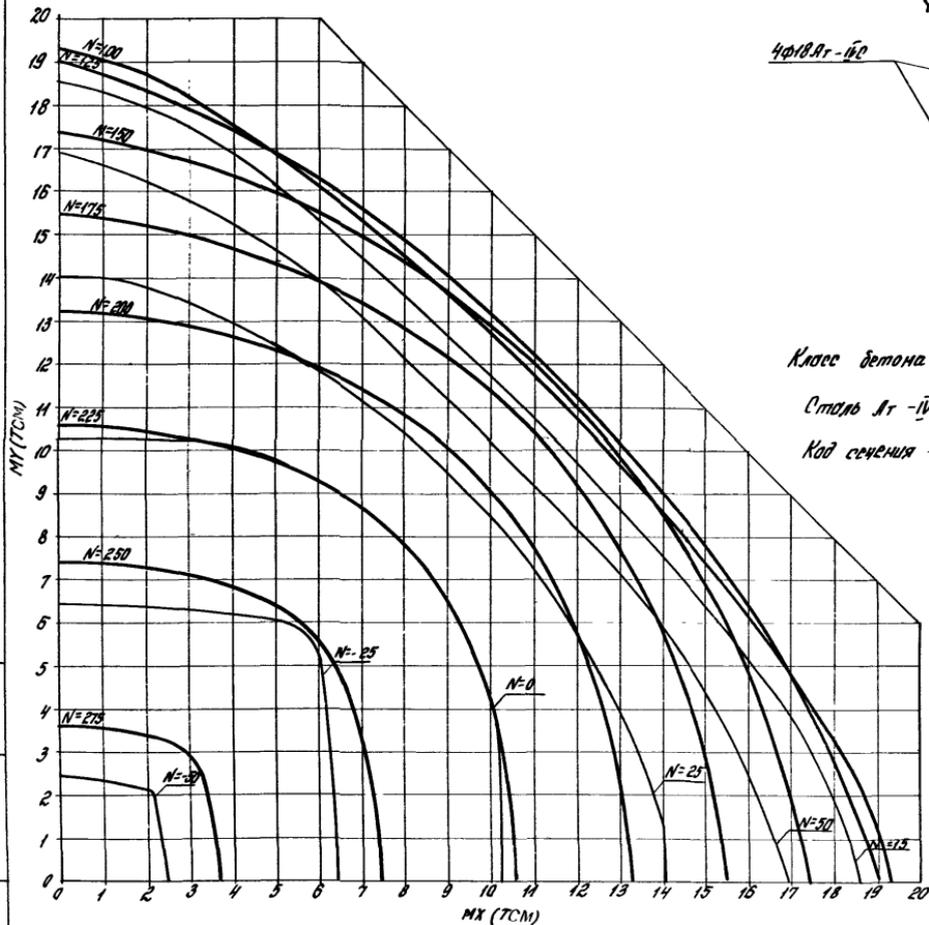
Класс бетона В30,0 ($R_b = 18,7$ МПа при учете $\gamma_{B2} = 1,10$)
Сталь Ат-IVС
Код сечения -105а

1.020.1-4	0-9 002	Лист 33
-----------	---------	------------



Указанная нагрузка в осях и в центре

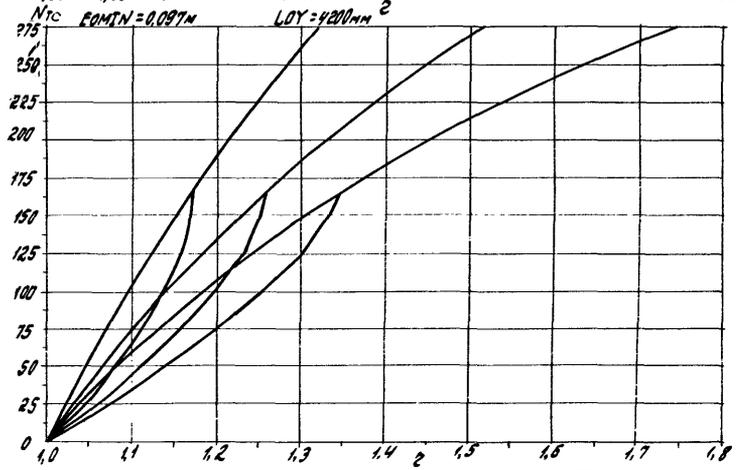
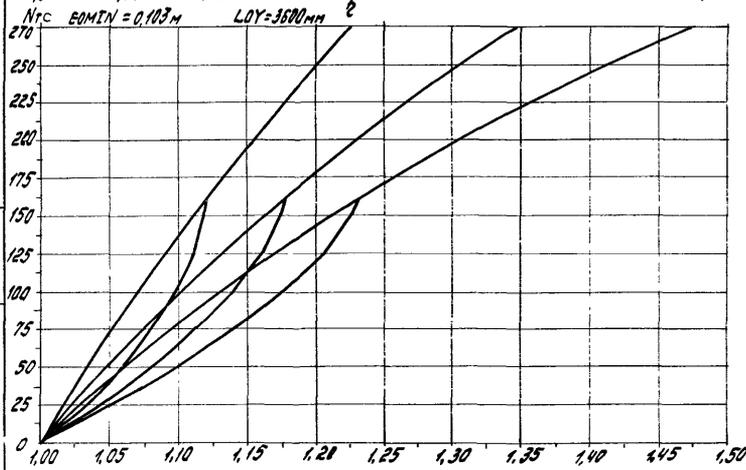
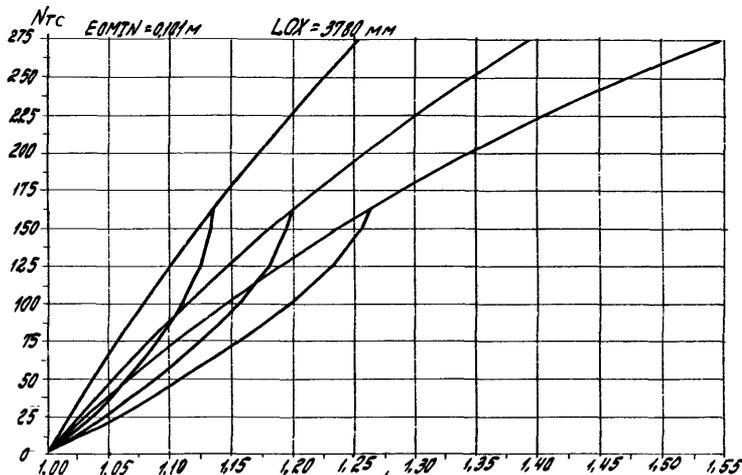
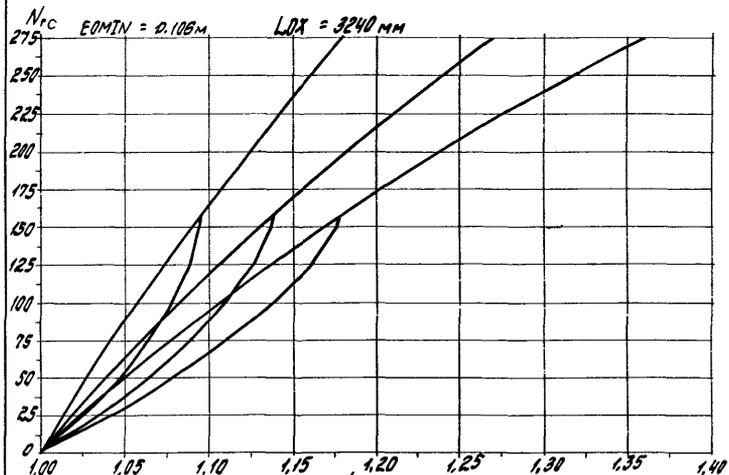




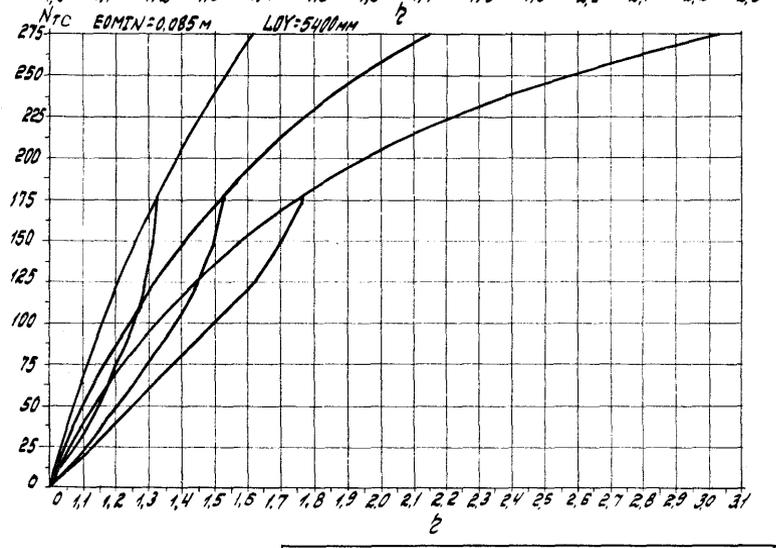
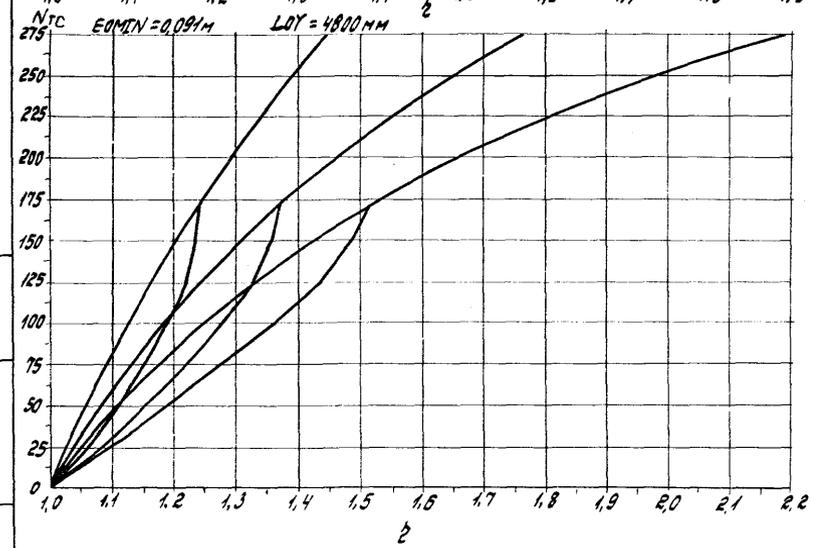
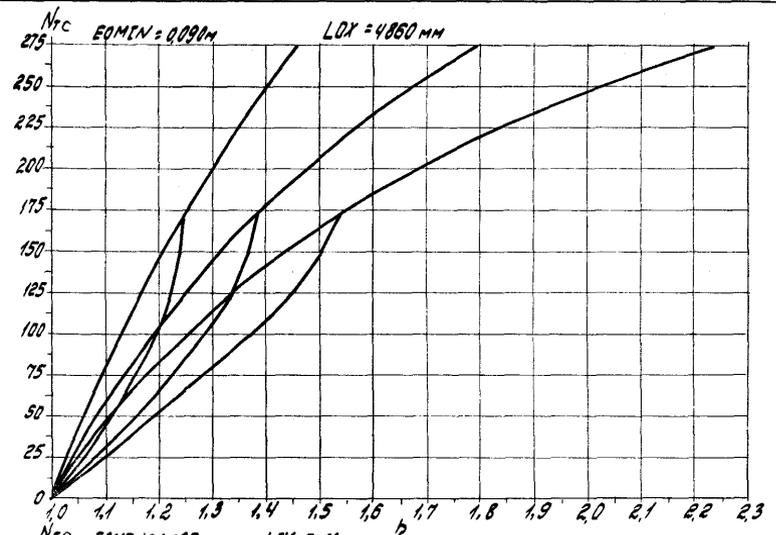
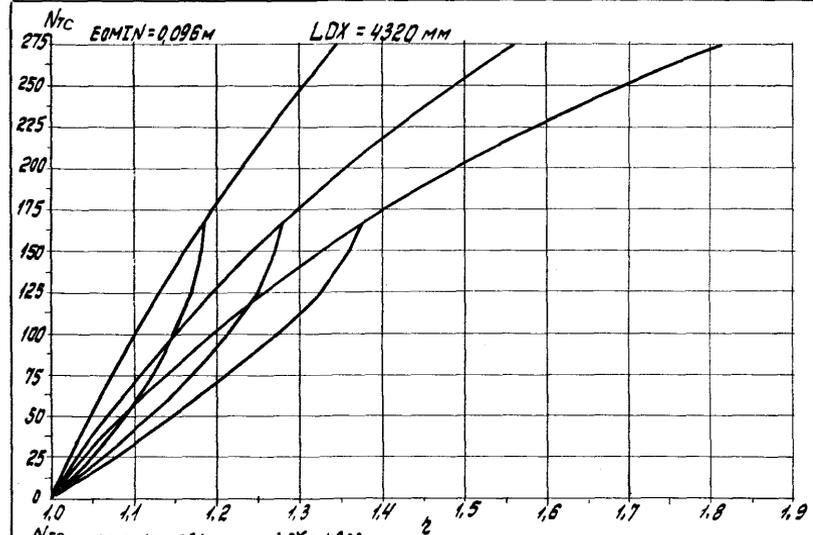
Класс бетона В30,0 ($R_b = 15,3 \text{ МПа}$; $\gamma_{c2} = 0,90$)

Сталь Аγ-100

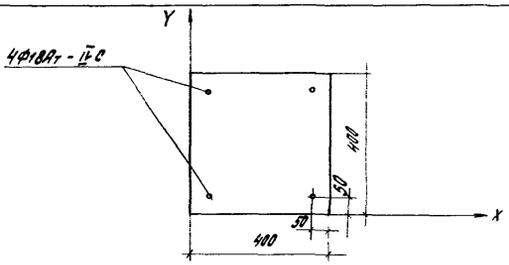
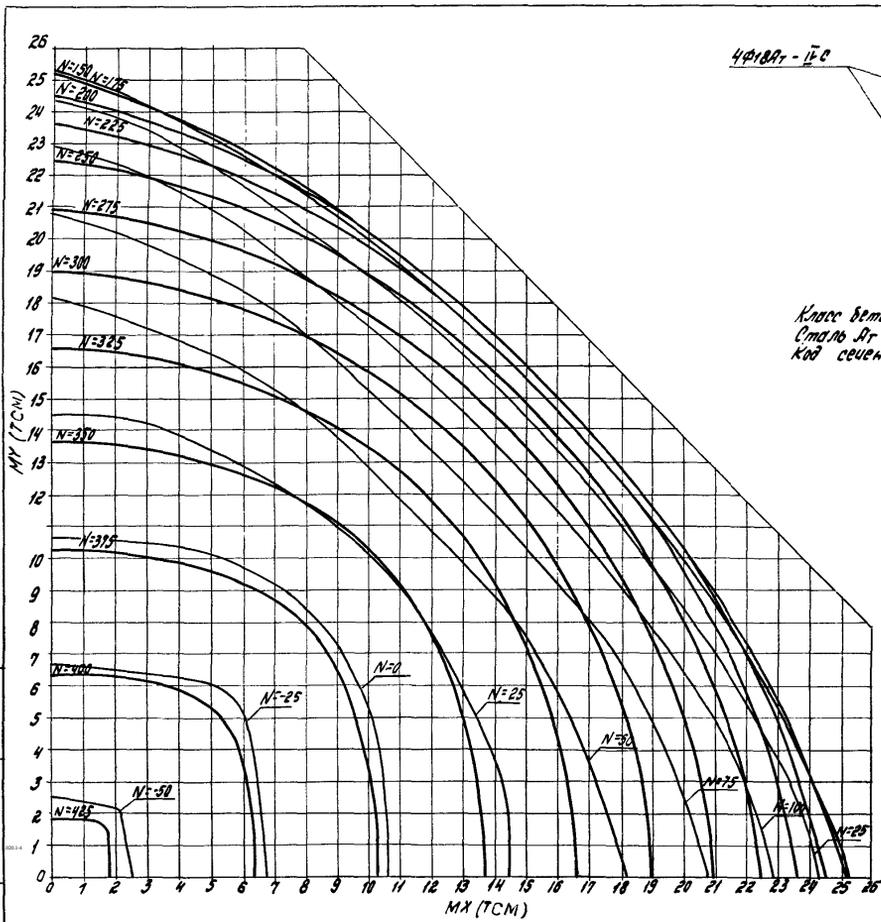
Код сечения -105Б



3800MM LOX 10
 3600MM LOX 10
 4200MM LOX 10



Лист № 16
Таблица сечения
400х400х16



Класс бетона В40,0 ($R_b = 24,2 \text{ МПа}$ при учете $\gamma_{b2} = 1,10$)
Сталь АГ-12с.
Код сечения - 106а.