

**24/16/7**

**Одобрено кафедрой  
«Здания и сооружения  
«на транспорте»**

**ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ  
И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ**

**Задание на курсовой проект № 2  
с методическими указаниями  
для студентов VI курса**

**специальности  
270102 ПРОМЫШЛЕННОЕ  
И ГРАЖДАНСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО (ПГС)**

С о с т а в и т е л ь — канд.техн.наук, проф. Н.А. Кулакова

Р е ц е н з е н т — канд.техн.наук, проф. И.А. Сазыкин

## ВВЕДЕНИЕ

Согласно учебному плану на шестом году обучения специальности ПГС предусмотрено изучение раздела «Железобетонные и каменные конструкции зданий и сооружений».

Цель курсового проектирования состоит в том, чтобы помочь студенту освоить основные положения дисциплины и закрепить навыки проектирования железобетонных конструкций зданий, в том числе предварительно напряженных.

Методические указания имеют задачу – дать правильное направление самостоятельной работе над курсовым проектом. Студент должен их внимательно прочитать перед началом работы и следовать изложенным в методических указаниях рекомендациям.

### 1. ЗАДАНИЕ НА КУРСОВОЙ ПРОЕКТ

Составить проект сборного железобетонного одноэтажного промышленного здания.

#### 1.1. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

Исходные данные следует брать из табл. 1 по трем последним цифрам шифра студента. Если третья с конца цифра в шифре отсутствует, вместо нее принимается предпоследняя цифра шифра. Если шифр имеет одну цифру, недостающие принимаются ей равными.

Данные задания должны строго соответствовать шифру студента. Проект, выполненный не по заданию, не зачитывается.

#### *Дополнительные данные*

1. В качестве основной несущей конструкции покрытия принять предварительно напряженную стропильную балку любого очертания (двускатную, односкатную, с параллельными поясами).

Таблица 1

## Исходные данные

Наименование данных	Вариант									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
По последней цифре учебного шифра										
Величина пролетов, м	18	15	18	12	18	12	15	15	12	18
Продольный шаг колонн, м	6	12	6	12	6	12	6	12	6	12
По предпоследней цифре учебного шифра										
Класс арматурной стали напрягаемой арматуры	А-IV B30	К-7 B40	А-V B25	Вр-II B30	Аг-V B40	Аг-VI B45	А-V B30	К-7 B45	А-IV B25	Вр-II B40
Класс бетона	А-III	А-III	А-III	А-II	А-III	А-III	А-II	А-II	А-III	А-III
Класс арматурной стали для железобетонных конструкций с ненапрягаемой арматурой	В15	В25	В15	В25	В15	В25	В15	В15	В25	В15
Крановая нагрузка, тс	20/5	20/5	20/5	30/5	20/5	20/5	20/5	30/5	20/5	30/5
По третьей с конца цифре шифра										
Район строительства по весу снегового покрова	III	I	IV	II	III	V	II	I	IV	III
По скоростным напорам ветра	I	II	III	IV	II	I	II	III	IV	II
Высота от уровня чистого пола до уровня головки подкранового рельса $H$ , м	10,5	10	8,5	9,8	12	8,6	8,4	9,6	10	8,6

2. Кровля утепленная; стены панельные, самонесущие.

Режим работы кранов (согласно ГОСТ 25546-82) – 3К-5К. Пролет крана  $L_k = l - 2\lambda = l - 1,5$ , где  $l$  – пролет рамы в разбивочных осях. В случае если пролеты не совпадают со стандартными пролетами кранов, данные для расчета принимаются по ближайшему значению стандартного пролета. В каждом пролете учитывать в расчете два крана.

Все другие необходимые данные для выполнения проекта – вид утеплителя кровли, типовые конструкции панелей покрытия и ограждения принимать по рекомендованной литературе.

## 1.2. СОДЕРЖАНИЕ И ОФОРМЛЕНИЕ ПРОЕКТА

Курсовой проект №2 по железобетонным и каменным конструкциям должен быть представлен в виде двух листов чертежей формата А4 или формата размером А–4 и расчетно-пояснительной записки из 30–40 страниц, сшитых в тетрадь форматом 20×30 см.

Пояснительная записка должна содержать два основных раздела – исходные данные и расчетную часть.

В исходных данных, помимо заданных величин, необходимо представить расчетные характеристики материалов и нагрузки – снеговые, ветровые, крановые, коэффициенты надежности по нагрузке для соответствующих их видов.

По каждому разделу расчетной части в пояснительной записке должны быть представлены следующие материалы:

- расчетная схема элемента;
- таблица нагрузок;
- статический расчет;
- расчетные схемы сечений;
- конструктивный расчет – подбор сечений элементов.

Расчетная часть проекта выполняется в следующем порядке:

1. Краткое описание конструкции каркаса здания и определение основных размеров элементов рамы.
2. Составление расчетной схемы ригеля рамы, определение всех действующих на ригель нагрузок.

3. Статический расчет ригеля.
4. Расчет ригеля по предельным состояниям первой и второй групп в стадии эксплуатации, расчет по прочности в стадии обжатия на воздействие предварительного напряжения.
5. Сбор нагрузок, действующих на поперечную раму.
6. Статический расчет рамы.
7. Определение усилий по сочетаниям нагрузок в расчетных сечениях крайней колонны.
8. Подбор площади арматуры и проверка прочности расчетных сечений крайней колонны.
9. Расчет подкрановых консолей колонны.
10. Статический и конструктивный расчеты фундамента под крайнюю колонну.

Исходные данные и основные элементы расчета — расчетные нагрузки, расчетные сопротивления материалов, расчетные усилия в элементах и их конструктивный расчет — должны быть четко выделены в пояснительной записке. По тексту необходимы ссылки на литературные источники. Они даются в виде порядкового номера, принятого по списку использованной литературы и заключенного в квадратные скобки. Таблицы, рисунки и формулы необходимо нумеровать.

Графическая часть проекта — основной документ проекта, в котором должен быть наиболее подробно и тщательно отражен результат всей проделанной работы.

Чертеж должен дать полное представление о разработанных конструкциях. Чертежи выполняются в соответствии с требованиями Единой системы конструкторской документации (ЕСКД) и Системы проектной документации для строительства (СПДС) по ГОСТам на строительное черчение. Чертить следует четко, карандашом.

На первом чертежном листе стандартного формата размещают:

- поперечный разрез здания в М 1 : 100 с указанием всех необходимых размеров, отметок и габаритов. На разрезе должны быть показаны кровля, стеновое ограждение,

- оконные проемы и другие конструктивные детали, примыкающие к раме;
- фрагмент плана здания (между осями нескольких поперечных рядов колонн) с показом расположения конструкций покрытия и маркировкой элементов сборных конструкций в М 1 : 200;
  - экспликацию сборных элементов здания с указанием классов бетона и арматуры;
  - рабочие опалубочно-арматурные чертежи крайней колонны в М 1:25 или 1 : 40 со всеми необходимыми поперечными сечениями, с выноской всех арматурных каркасов и сеток;
  - рабочие опалубочно-арматурные чертежи фундамента в М 1 : 15 или 1 : 25.

На втором листе графической части выполняют:

- рабочие опалубочно-арматурные чертежи основной несущей конструкции покрытия — ригеля (половины) в М 1 : 50 с необходимым количеством поперечных сечений и выноской арматурных каркасов;
- опорный узел балки с размещением всей арматуры и закладных деталей в М 1 : 25.

Спецификацию арматуры для колонны и фундамента можно не составлять, а указать только позиции и диаметры арматуры; для ригеля обязательна подробная спецификация арматуры.

На чертежах следует также представить технико-экономические показатели по расходу материалов в проектируемых конструкциях, примечания о применяемых ГОСТах, марках материалов и т.д.

## **2. МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ К ВЫПОЛНЕНИЮ КУРСОВОГО ПРОЕКТА**

### **2.1. ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫЕ УКАЗАНИЯ**

Приступая к выполнению курсового проекта, студент должен детально изучить материалы курса железобетонных конструк-

ций в соответствии с программой, внимательно ознакомиться с заданием и правильно выбрать данные для проектирования в соответствии со своим шифром.

Проект присылается в РГОТУПС вместе с заданием; проект, выполненный не по заданию, не зачитывается.

Расчет элементов железобетонных конструкций должен производиться по методу предельных состояний, который является обязательным для практического применения при проектировании строительных конструкций. Каждый студент обязан им овладеть, изучив основные положения метода расчета.

Все данные, необходимые для расчета железобетонных конструкций – характеристики материалов, значения нагрузок, соответствующие коэффициенты, — имеются в указанной литературе.

Все расчеты рекомендуются проводить на ПЭВМ с использованием программ, составленных на кафедре.

В процессе расчета целесообразно сверяться с расчетами, приведенными в методических указаниях [1, 4, 5, 6].

При отсутствии возможности использования ПЭВМ расчеты выполняются обычным способом (согласно алгоритмам, указанным в данных методических указаниях).

При выполнении расчетов на ПЭВМ в пояснительную записку вклеиваются необходимые распечатки.

Подробный перечень компьютерных программ, а также других материалов и пособий приведен в рабочей программе курса «Железобетонные и каменные конструкции» для студентов V и VI курсов специальности 270102 «Промышленное и гражданское строительство». — М.: РГОТУПС, М., 2001.

### *Конструкции каркаса здания и его компоновка*

Конструктивная схема здания компоуется в соответствии с принятой системой привязки колонн крайних рядов и наружных стен к продольным разбивочным осям.

В зданиях, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью до 32 тс с облегченным и нормальным режимами рабо-



ты (соответственно режимные группы 3К и 5К при шаге колонн 6 м), разбивочная ось проходит по наружной грани крайнего ряда колонн – нулевая привязка.

В зданиях, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью до 32 тс при шаге колонн 6 м и высоте от пола до низа несущих конструкций 10,2 м, а также кранами любой грузоподъемности, шаге колонн 6 и 12 м и высоте 12 ÷ 14,4 м, разбивочная ось проходит на расстоянии 250 мм от наружной грани крайней колонны.

Геометрические оси средних колонн (оси сечения надкрановой части колонн) совмещаются с продольными и поперечными осями.

Расстояние от разбивочной оси подкрановой балки принимается единым для всех унифицированных схем:  $\lambda = 750$  мм.

### *Назначение размеров стоек*

Предварительные размеры поперечных сечений стоек следует определить, исходя из общих конструктивных требований, изложенных в п. 5 [3], а также в зависимости от величины габаритного размера и грузоподъемности крана. Для этого следует установить необходимые характеристики кранового оборудования по ГОСТу.

При наличии мостовых кранов с высотой от уровня пола до уровня головки подкранового рельса не более 10 м сечение железобетонных колонн выполняют прямоугольным с соотношением сторон 1 : 1,5 – 1 : 2, а для опирания подкрановых балок делают консольные выступы.

При большой высоте пролета, а также при тяжелых крановых нагрузках (грузоподъемность крана 30–50 тс) железобетонным колоннам придают форму двухветвевых стоек, соединенных между собой перемычками так, чтобы подкрановые балки опирались на ветви колонн. Верхняя часть колонны опирается на перемычку на уровне опор подкрановых балок. При установлении размеров поперечных сечений стоек должны быть выполнены также следующие требования:

- а) сечение бескрановых стоек должно быть не менее  $300 \times 300$  мм;
- б) ширина стоек, несущих нагрузку от кранов грузоподъемностью до 30 тс включительно, из условия опирания двух подкрановых балок должна быть не менее 400 мм.

В двухветвевых колоннах, имеющих в нижней подкрановой части две стойки, соединенные короткими ригелями-распорками, а в верхней — сплошное прямоугольное сечение, рекомендуется

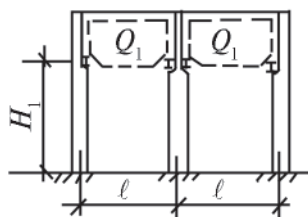


Рис. 1. Схема здания

расстояние между осями ветвей (для средних колонн) принимать равным расстоянию между осями крановых путей; расстояние между распорками (в свету) — равным  $(8 \div 12) h_{sp}$  ( $h_{sp}$  — высота промежуточных распорок);  $h_{sp}$  должна приниматься в пределах  $(1,5 \div 2,0) h_r$ , а высота верхней распорки — не менее  $2 h_r$  ( $h_r$  — высота сечения ветви); во всех случаях  $h_{sp}$  должна составлять не менее 250 мм. Ширина сечения распорок должна равняться ширине сечения ветви.

Высота от уровня чистого пола до низа несущих конструкций покрытия складывается из высоты подкранового пути  $H_1$  (рис. 1) и габарита крана (с учетом добавочного зазора 100 мм между верхней точкой тележки крана и нижней точкой конструкции покрытия) плюс 200÷400 мм (размер возможного прогиба нижнего пояса стропильной несущей конструкции покрытия — в зависимости от величины пролета здания).

Для компоновки каркаса здания следует пользоваться данными, приведенными в каталогах типовых деталей конструкций и сооружений.

Покрытие рекомендуется осуществлять с применением крупных предварительно напряженных ребристых плит размером  $3 \times 6$  или  $3 \times 12$  м.

Тот факт, что поперечные рамы из сборных элементов имеют, как правило, шарнирное соединение ригелей со стойками, в значительной мере упрощает расчетную схему рамы, от пра-

вильности выбора которой зависит степень приближения данных расчета к действительной работе конструкции под нагрузкой.

Ригели рам рассматриваются в расчете как абсолютно жесткие (недеформируемые) стержни и рассчитываются как однопролетные балочные элементы с шарнирным опиранием.

Целью статического расчета рамной системы с шарнирным опиранием ригеля является определение усилий  $M$ ,  $N$ ,  $Q$  в сечениях стоек при наиболее невыгодных основных сочетаниях возможных нагрузок и воздействий, предусмотренных нормами проектирования [6].

Пространственная работа каркаса в расчетах не учитывается. Поперечная рама рассчитывается как плоская система. Расчет элементов конструкций производится для средней поперечной рамы, так как торцевые рамы являются менее нагруженными.

## **2.2. РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ КОНСТРУКЦИИ ПОКРЫТИЯ — СТРОПИЛЬНОЙ БАЛКИ**

Балки покрытия — конструктивный элемент, работающий на изгиб и имеющий в сечении форму прямоугольника, двутавра или тавра.

В курсовом проекте могут быть приняты балки односкатные, двускатные и с параллельными поясами — в зависимости от принятого типа кровли.

Сечению балки пролетом 12 м и более из условий размещения арматуры в нижней части стенки придают очертание двутавра. Уклон скатов балок к торцам — в пределах  $1/12 \div 1/15$ . Высота балок в середине пролета составляет около  $1/10 \div 1/15$  пролета при предварительно напряженном армировании. Ширина полков в балках назначается из условий жесткости сечения в горизонтальном направлении, минимальная ширина полки из соображений удобной укладки плит покрытия принимается 28–30 см, что составляет примерно  $1/50 \div 1/60$  пролета. Толщина стенки должна быть не менее 8 см, но для удобства бетонирования в вертикальном положении принимается равной

10–12 см. У опор толщина стенки плавно увеличивается, и устраивается уширение в виде вертикального ребра жесткости.

В месте опирания балки крепятся к колоннам анкерными болтами. Устойчивость балки в пролете обеспечивается приваркой элементов настила к закладным деталям, уложенным в верхнем поясе балки.

Предварительно напряженные балки покрытия рассчитываются как однопролетные шарнирно опертые балки на равномерно распределенную нагрузку.

Расчет балки покрытия следует выполнить по предельным состояниям первой и второй групп в следующем порядке.

### ***2.2.1. Определение нормативной и расчетной нагрузок на балку от 1 м<sup>2</sup> покрытия и погонной нагрузки***

Постоянная нагрузка определяется по объемному весу и размерам, принятым в начале проектирования. Вес снегового покрова принимается по табл. 4 СНиП 2.01.07.-85\* в зависимости от района строительства.

Нагрузки, действующие на 1 пог. м балки определяются путем умножения нагрузок от 1 м<sup>2</sup> покрытия на шаг балок. Подсчет нагрузки на балку от 1 м<sup>2</sup> покрытия следует вести в табличной форме.

### ***2.2.2. Определение изгибающих моментов (от расчетной нагрузки) как для однопролетной свободно лежащей балки***

Изгибающие моменты определяют в опасном сечении (в двускатной балке наиболее опасное сечение располагается на некотором расстоянии от опоры ( $0,35 \div 0,40$ )  $l_p$ ) и еще в двух-трех наиболее характерных сечениях (в местах приложения сосредоточенных грузов, местах обрыва арматуры, сечениях в четверти пролета).

Поперечные силы определяют в местах приложения сосредоточенных грузов, на опорах, в местах резкого изменения ширины сечения. Примеры определения усилий приведены в [8, 11].

### **2.2.3. Конструктивный расчет балки покрытия по предельным состояниям первой группы. Расчет на прочность в стадии эксплуатации**

Согласно п. 3.9 [ 5 ] расчет по предельным состояниям первой группы, т.е. по прочности элементов железобетонных конструкций, должен производиться для сечений, нормальных к их продольной оси, а также для наклонных к ней сечений (наиболее опасного направления).

#### ***Расчет сечений, нормальных к продольной оси балки***

Расчет по прочности этих сечений производится согласно указаниям пп. 3.10-3.18 [ 5 ].

Общая структура расчета по прочности изгибаемых элементов прямоугольного сечения приведена на рис. 2. Аналогичным образом выглядит структура расчета изгибаемых элементов таврового сечения (рис. 3).

В результате расчета прочности балки по нормальному сечению определяются положение нейтральной оси и величина изгибающего момента, воспринимаемого сечением, которая сравнивается с величиной изгибающего момента от внешней нагрузки.

В итоге расчета должно быть определено содержание основной предварительно напряженной арматуры и уточнены размеры поперечного сечения балки.

#### ***Расчет сечений, наклонных к продольной оси балки***

Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси изгибаемого элемента, должен производиться на действие поперечной силы согласно указаниям пп 3.29–3.35 [5].

Расчет на действие поперечной силы не производится, если соблюдается условие

$$Q \leq 0,6R_{bt}bh_0. \quad (1)$$

При достаточно тонкой стенке и мощных хомутах может произойти разрушение бетона в стенке между наклонными трещи-

нами от действия наклонных сжимающих усилий. Предельная поперечная сила при таком виде разрушения определяется по эмпирической формуле

$$Q = 0,3\varphi_w R_b b h_0, \quad (2)$$

где  $\varphi_w = 1 + 5\alpha\mu_w$ ;  $\alpha = \frac{E_S}{E_B}$ ;  $\mu_w = A_w/b_s$

и сравнивается с величиной поперечной силы от внешней нагрузки.

Структура расчета прочности наклонных сечений по поперечной силе приведена на рис. 4.

#### ***2.2.4. Расчет прочности балки на воздействие предварительного обжатия***

Особенностью предварительно напряженных конструкций является то, что при их изготовлении в стадии обжатия при недостаточной прочности они могут разрушиться. Расчет прочности на воздействие предварительного обжатия необходимо провести с учетом собственного веса и монтажных нагрузок. Нагрузка от собственного веса ригеля должна приниматься при расчете согласно п. 1.13 [5] с дополнительным коэффициентом динамичности, равным 1,6 — при транспортировании, 1,4 — при подъеме и монтаже. При этом коэффициент надежности к нагрузке от собственного веса ригеля не вводится.

Усилия напрягаемой арматуры  $P$  вводятся в расчет как внешние нагрузки, которые могут вызвать осевое или внецентренное обжатие элемента.

#### ***2.2.5. Расчет балки покрытия по предельным состояниям второй группы***

Расчеты изгибаемых железобетонных конструкций по предельным состояниям второй группы выполняются в соответствии с указаниями пп. 4.1–4.36 [5], пп. 4.1–4.40 [8].

Эти расчеты должны обеспечить трещиностойкость элемента и его жесткость, т.е. факторы, гарантирующие нормальную эксплуатацию конструкции.

К трещиностойкости конструкций предъявляются требования соответствующих категорий в зависимости от условий, в которых работает конструкция, и от вида применяемой арматуры.

Категории требований к трещиностойкости железобетонных конструкций приведены в табл. 1, 2 [5] и должны быть установлены студентом в процессе проектирования.

Учет нагрузок и необходимые расчеты на трещиностойкость — расчет по образованию трещин, расчет по закрытию трещин — в зависимости от категории требований к трещиностойкости производятся согласно табл. 3 [5].

Прогибы железобетонных конструкций не должны превышать предельно допустимых величин, указанных в табл. 4 [5].

Для выполнения расчетов по второй группе предельных состояний следует предварительно вычислить геометрические характеристики приведенного сечения балки и определить величины потерь предварительного напряжения арматуры согласно указаниям п. 1.26 [5].

Приведенное сечение включает в себя сечение бетона с учетом ослабления его пазами, каналами и т.д., а также сечение всей продольной (напрягаемой и ненапрягаемой) арматуры, умноженное на отношение соответствующих модулей упругости арматуры и бетона.

Геометрические характеристики приведенного сечения при бетоне одного класса определяются согласно рис. 5 и 6.

Определение потерь предварительного напряжения арматуры необходимо производить согласно табл. 5 СНиП 2.03.01-84\* [5].

Для расчета потерь предварительного напряжения арматуры следует учитывать:

***при натяжении арматуры на упоры:***

- а) первые потери — от релаксации напряжений в арматуре, температурного перепада, деформации анкеров, деформации форм (при одновременном натяжении арматуры на формы), быстроснатекающей ползучести бетона;
- б) вторые потери — от усадки и ползучести бетона;

**при натяжении арматуры на бетон:**

- а) первые потери — от деформации анкеров, трения арматуры о стенки каналов или о поверхности бетона конструкции;
- б) вторые потери — от релаксации напряжении в арматуре, усадки и ползучести бетона и т.д.

Суммарную величину потерь при проектировании конструкций следует принимать не менее 100 МПа.

Усилие обжатия с учетом полных потерь:

$$P = A_s (\sigma_{sp} - \sigma_{ios}).$$

### **2.2.6. Расчет по образованию трещин**

Железобетонные элементы рассчитываются по образованию трещин, нормальных и наклонных к продольной оси элемента.

Расчет по образованию трещин производится:

- а) с целью избежания их появления в элементах, к трещиностойкости которых предъявляются требования 1-й категории; в элементах, к трещиностойкости которых предъявляются требования 2-й категории, если по расчету не обеспечивается надежное закрытие этих трещин;
- б) для определения необходимости проверки по раскрытию трещин (2-я и 3-я категории требований трещиностойкости) и по закрытию (2-я категория трещиностойкости);
- в) для выяснения случая расчета по деформациям.

Нормы рекомендуют производить расчет изгибаемого элемента по образованию трещин по способу ядровых моментов (см. пп. 4.1.-4.9 [5]).

#### **Расчет образования трещин, нормальных к продольной оси элемента**

Алгоритм расчета момента образования трещин, нормальных к продольной оси изгибаемого элемента, дан на рис. 7.



### ***Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси элемента***

Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси элемента, должен производиться в соответствии с указаниями п. 4.11 [5] и п. 4.12 [8].

Алгоритм расчета представлен на рис. 8.

### ***Расчет по раскрытию трещин***

Железобетонные конструкции рассчитываются по раскрытию трещин, нормальных и наклонных к продольной оси элемента, согласно указаниям пп. 4.13–4.16 [5]; пп. 4.17–4.23 [11].

Предельная ширина раскрытия трещин — непродолжительная  $a_{cr1}$  и продолжительная  $a_{cr2}$ , обеспечивающая сохранность арматуры, — в зависимости от категории трещиностойкости конструкций приведена в табл. 2 [5].

Алгоритм определения ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси изгибаемого элемента, дан на рис. 9. (При наличии начальных трещин в бетоне сжатой зоны расчет следует вести с учетом их влияния — см. рис. 10).

### ***2.2.7. Расчет по деформациям***

Расчет по деформациям заключается в определении прогиба от нагрузок с учетом длительности их действия и в сравнении его с величиной предельного прогиба, т.е. в проверке условий  $f \leq f_{\text{пред}}$  ( $f_{\text{пред}}$  устанавливается по табл. 4 [5]).

Прогиб изгибаемых железобетонных элементов вычисляется по формуле

$$f = Sl^2 \cdot l/r, \quad (4)$$

где  $S$  — коэффициент, зависящий от схемы опирания панели и характера нагрузки; для свободно опертой балки и равномерно распределенной нагрузки  $S = 5/48$ ;  $l$  — пролет изгибаемого элемента;  $l/r$  — кривизна оси изгибаемого элемента.

Величины кривизны, входящие в формулу (4), определяются по указаниям пп 4.22–4.32 [5], пп.4.13–4.24 [8].

Определение величины кривизны оси предварительно напряженной балки согласно пп. 4.22–4.34 [5] производится по двум характерным условиям трещинообразования.

При отсутствии трещин, нормальных к продольной оси элемента, в растянутой зоне полная величина кривизны оси элемента определяется как для сплошного тела (рис. 11).

Для участков, где в растянутой зоне имеются трещины, нормальные к продольной оси, — как отношение разности средних деформаций крайнего волокна сжатой зоны бетона и продольной растянутой арматуры к рабочей высоте сечения элемента.

На участках, где в растянутой зоне образуются нормальные к продольной оси элемента трещины, кривизна изгибаемых элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечения определяется согласно алгоритму расчета (рис. 12).

## 2.3. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ

### 2.3.1. *Определение нагрузок, действующих на раму*

Целью статического расчета рамной системы с шарнирным опиранием ригеля является определение усилий  $M$ ,  $N$ ,  $Q$  в сечениях стоек при наиболее невыгодных основных сочетаниях возможных нагрузок и воздействий.

Поперечная рама рассчитывается на следующие виды нагрузок: постоянную, состоящую из веса элементов конструкций покрытия, подкрановых балок и стоек, веса стен, и временную, состоящую из крановой нагрузки (мостовые краны и подвесное оборудование), веса снега и давления ветра.

Определение нормативных и расчетных постоянных, снеговых и ветровых нагрузок производится в соответствии со СНиП 2.03.01-84\*. Там же даны коэффициенты надежности по нагрузке для каждого вида нагрузки. Подсчет нагрузок следует вести в табличной форме. Примеры определения нагрузок, действующих на раму, см. в [11].

Нагрузка на стойку от мостовых кранов принимается в соответствии с характеристиками кранов, определяемыми по

ГОСТ 25711-83 (в зависимости от грузоподъемности кранов). Необходимо определить вертикальное давление на стойку от колес двух сближенных в пролет кранов, крановые моменты и горизонтальную нагрузку от поперечного торможения кранов (горизонтальная сила от продольного торможения в расчете не учитывается).

Примеры определения нагрузок от мостовых кранов см. в [1].

### ***2.3.2. Способы расчета рамы, определение расчетных усилий в стойках рамы***

Железобетонные рамы одноэтажных промышленных зданий рассчитывают одним из методов строительной механики как рамы из стоек, защемленных в уровне верха фундаментов и шарнирно связанных по верху ригелей. Ригели рам принимаются в расчете как абсолютно жесткие стержни и рассчитываются независимо от стоек как балочные конструкции. Наиболее удобным методом расчета поперечных рам является метод перемещений, где за неизвестные принимаются горизонтальные смещения ригелей, т.е. в качестве основной системы выбирают рамы с дополнительной связью в уровне верхнего ригеля (рис. 13).

Реакцию связи определяют по усилию, необходимому для возвращения в первоначальное положение смещенного ригеля. Расчет поперечника производят на каждый вид нагрузки в отдельности. При этом определяют усилия в колоннах как в защемленных стойках с шарнирным креплением в уровне ригеля, и вычисляют усилия в дополнительной связи. Усилия в дополнительной связи распределяют между колоннами пропорционально их жесткости.

Указания по статическому расчету рам см. в [11].

В процессе расчета заданной рамы производят отдельные загрузки ее постоянной, снеговой, ветровой и крановой нагрузками и строят эпюры  $M$  и  $N$  для каждого из этих видов нагрузки.

По полученным значениям усилий в раме, вызванных отдельными загрузками, составляют таблицу расчетных усилий для наиболее характерных сечений стоек. Такими сечениями являются сечения у опор, два сечения на уровне подкрановых ступеней (одно сечение считается принадлежащим нижней, подкрановой части, а второе – верхней, надкрановой части) и сечение на уровне низа ригеля.

Примеры расчета рам имеются в [11], там же приведена рекомендуемая форма таблицы расчетных усилий в колоннах. Определение расчетных комбинаций усилий производится при основных сочетаниях нагрузок по двум группам.

Основные сочетания первой группы состояются из постоянных, временных длительных нагрузок, наиболее существенно влияющих на напряженное состояние рассматриваемого сечения колонны.

Основные сочетания второй группы состояются из постоянных, временных длительных и всех кратковременных нагрузок, при числе их не менее двух [6].

При подсчете расчетных усилий в стойке, отвечающих сочетаниям второй группы, величины усилий от кратковременных нагрузок необходимо умножать на коэффициент, равный 0,9, учитывающий невозможность одновременного воздействия всех кратковременных нагрузок с полной перегрузкой (см. п.1.12 [6]).

Усилия, отвечающие основным сочетаниям, определяются для следующих трех расчетных комбинаций усилий:

Наибольший положительный изгибающий момент  $M_{\max}$  и соответствующие ему величины  $N$ .

Наибольший отрицательный изгибающий момент  $M_{\min}$  и соответствующие ему значения  $N$ .

Наибольшая величина продольной сжимающей силы  $N_{\max}$  и соответствующие ей значения  $M$ .

В каждой комбинации нагрузок обязательно учитываются постоянные нагрузки и только те из временных, которые увеличивают в рассматриваемом сечении интересующее нас усилие. При этом учитываются только реальные сочетания нагрузок.

Например, поперечное торможение мостовых кранов учитывается только при одновременном учете вертикального давления кранов. Примеры определения расчетных комбинаций усилий в стойках рамы — см. в [11].

### 2.4.2. Расчет стоек

Колонны рассчитываются как внецентренно сжатые элементы. Задачей расчета является определение наименьшей площади сечения арматуры, которая отвечала бы условию прочности при действии любой из трех, указанных выше, комбинаций усилий. Заранее трудно предвидеть по анализу расчетных усилий, какая из комбинаций является решающей для нахождения площади сечения арматуры. Поэтому при выборе расчетного сочетания для расчета арматуры следует, как правило, начинать с того сочетания, где действует наибольший по величине изгибающий момент.

Общие указания по расчету внецентренно сжатых железобетонных конструкций даны в пп. 3.19-3.25 СНиП 2.03.01-84\* [5].

Примеры расчета колонн на внецентренное сжатие приведены в [1, 11].

Сечения колонн поперечной рамы рассчитываются с учетом влияния прогиба на величину эксцентриситета  $e_0^e = M / N$  продольной силы при гибкости элемента  $l_0 / i > 14$ , где  $l_0$  — расчетная длина колонны,  $i$  — радиус инерции сечения в соответствующей плоскости.

В этом случае возрастает изгибающий момент, и разрушение гибкого внецентренно сжатого элемента происходит при меньшей продольной силе  $N$  в сравнении с коротким (негибким) элементом.

При гибкости  $l_0 / i > 14$  внецентренно сжатые элементы рассчитывают с учетом увеличенного эксцентриситета, получаемого умножением его начального значения  $e_0$  на коэффициент  $\eta$ . Учет влияния прогиба должен производиться как в плоскости эксцентриситета продольного усилия, так и в нормальной к ней плоскости.

При отношениях  $l_0 / i < 14$  принимают  $\eta = 1$ .

Если  $N > N_{cr}$  т.е. значение коэффициента  $\eta$  по формуле алгоритма (рис. 14) оказывается равным бесконечности или имеет отрицательное значение, следует увеличить размеры сечения.

Алгоритм определения несущей способности сжатых элементов приведен на рис. 14.

Площадь сечения арматуры колонны  $A_s$  и  $A'_s$  подбирается в зависимости от того, какой случай внецентренного сжатия имеет место (рис. 15).

### 2.5.2. Фундаменты

Фундаменты под крайние стойки рам рассчитываются на внецентренное сжатие при опасных комбинациях загрузки. При жестком сопряжении стойки рамы с фундаментом рассматривают те же комбинации загрузки, что при расчете стойки рамы.

Величины наибольших усилий от нормативных и расчетных нагрузок, передаваемых стойкой на уровне верха фундамента, берутся из расчета стойки (нижнее сечение). Нормы проектирования оснований и фундаментов [4] разрешают определять суммарную нормативную нагрузку на основание путем деления расчетной нагрузки на осредненный коэффициент надежности по нагрузке, равный  $1,15 \div 1,2$ .

При определении усилий, действующих в плоскости фундамента, следует учесть нагрузку от веса стенового ограждения и фундаментных балок, собственного веса фундамента и веса насыпки грунта на обрезах фундамента.

Расчет фундамента заключается в определении размеров подошвы фундамента, его высоты, высоты нижней ступени, содержания арматуры, а для фундаментов стаканного типа — толщины дна и высоты стакана.

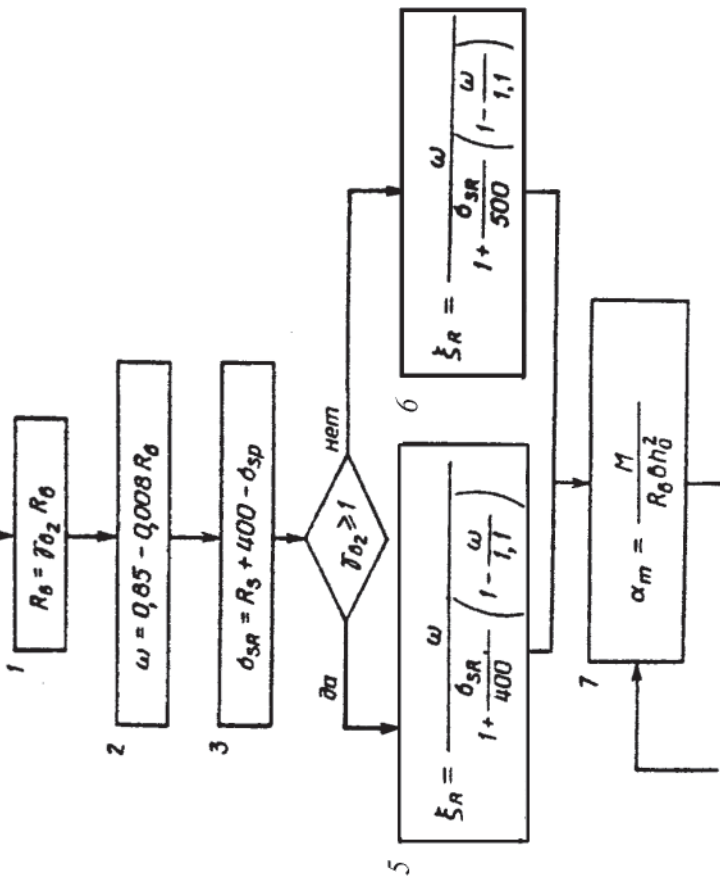
Конструкция внецентренно нагруженного фундамента рассчитывается по расчетным усилиям так же, как и центрально нагруженного.

Примеры расчета внецентренно нагруженного фундамента приведены в [1, 6, 7].

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Железобетонные и каменные конструкции: Учеб. / В.М. Бондаренко; М-во образования и науки РФ. — 4-е изд., Доп. — М.: Высшая школа, 2007.
2. Примеры. расчета железобетонных и каменных конструкций: Уч. пос. / В.М. Бондаренко, В.И. Римшин; М-во образования и науки РФ. — 2-е изд., доп. — М.: Высшая школа, 2007.
3. Железобетонные конструкции: Общий курс: Учеб. / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. — 5-е изд., перераб. и доп. — М.: Стройиздат, 1991.
4. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. СНиП 52-01-2003.
5. СНиП 2.03.01-84\*. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. — М.: Стройиздат, 1985.
6. СНиП 2.01.07-85\*. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. — М.: Стройиздат, 2003.
7. СНиП 11-22-81. Каменные и армокаменные конструкции. — М.: Стройиздат, 1983.
8. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения (к СНиП 2.03.01-84\*). — М.: Стройиздат, 1986.
9. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84\*). Ч. I и II. — М.: Стройиздат, 1988.
10. Бондаренко В. М., Суворкин Д. Г. Железобетонные и каменные конструкции. — М.: Высшая школа, 1987.
11. Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие / Под. ред. А.В. Голышева. — Киев.: Будивельник, 1985.
12. Бондаренко В. М., Судницын А. И., Дазаренко В. Г. Расчет железобетонных и каменных конструкций: Уч. пос. — М.: Высшая школа, 1988.
13. Попов Н. Н., Забагаев А. В. Проектирование и расчет (железобетонных конструкций). — М.: Высшая школа, 1985.
14. ГОСТ 2.103 - 68\* ЕСКД. Основные надписи.
15. ГОСТ 2.105 - 79\* ЕСКД. Общие требования к текстовым документам.
16. ГОСТ 2.108 - 68\* ЕСКД. Спецификация.
17. ГОСТ 2.109-73\* ЕСКД. Основные требования к чертежам.
18. ГОСТ 2.305 - 68\* ЕСКД. Обозначение графических материалов и правила нанесения их на чертежах.
19. ГОСТ 2.306 - 68\* ЕСКД. Обозначение графических материалов и правила нанесения их на чертежах.
20. ГОСТ 21.101 - 79 СПДС. Основные требования к рабочим чертежам.

Исходные данные:  $\alpha_R, M, h_0, \theta, R_0, \beta_{02}, \eta, R_S, \phi_{Sp}, \mu_{min}$





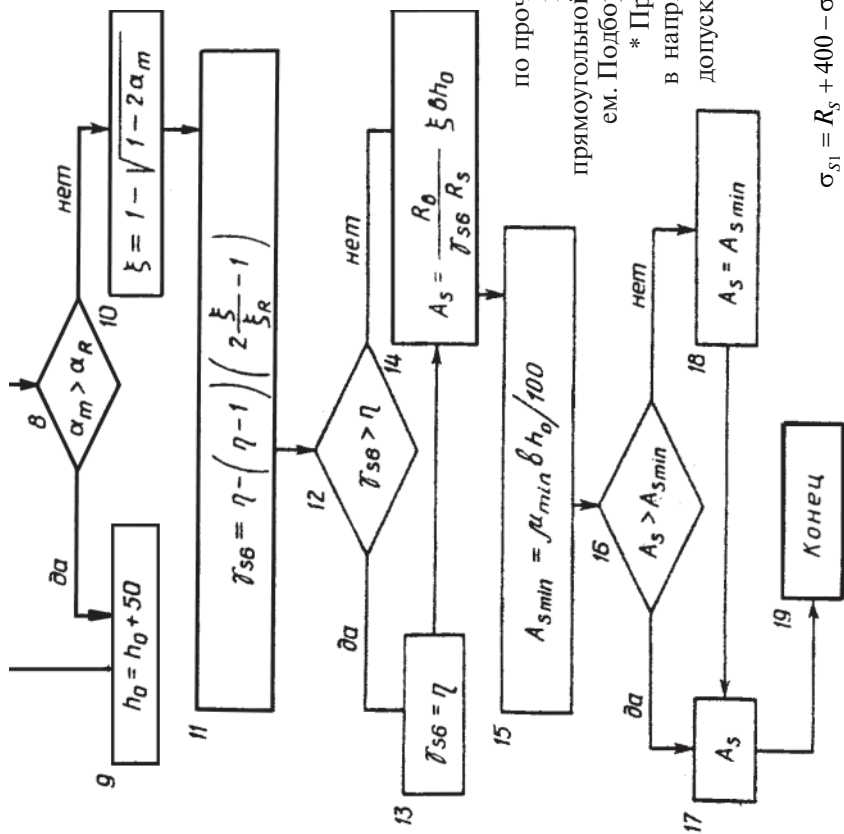
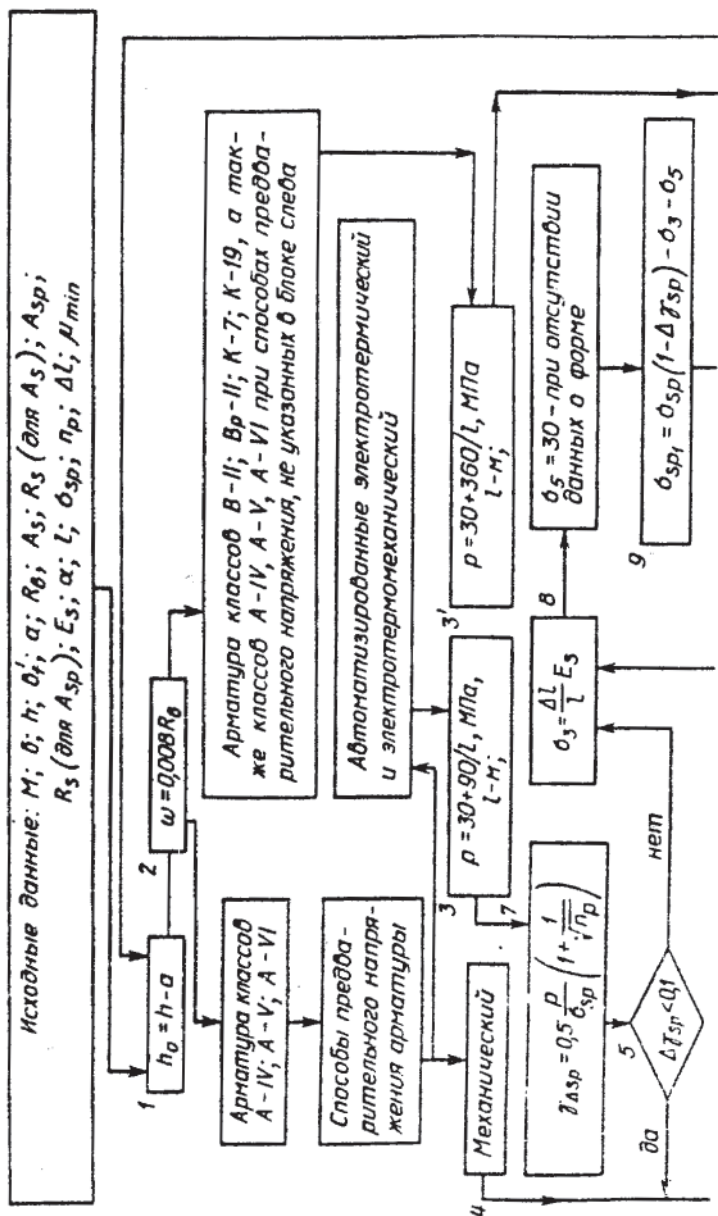


Рис. 2. Алгоритм расчета по прочности нормального сечения изгибаемого элемента

прямоугольной формы с одиночным армированием. Подбор площади сечения арматуры  $A_s$  \* При неизвестном  $\sigma_{SP}$  (напряжение в напрягаемой арматуре с учетом потерь) допускается значения  $\xi_R$  и  $\varphi_R$  определять при  $\xi_{SP}/R_{SP} \approx 0,6$ .

$$\sigma_{s1} = R_s + 400 - \sigma_{SP} = R_s \left( 1 + \frac{400}{R_s} - 0,6 \right) = R_s \left( 0,4 + \frac{400}{R_s} \right)$$



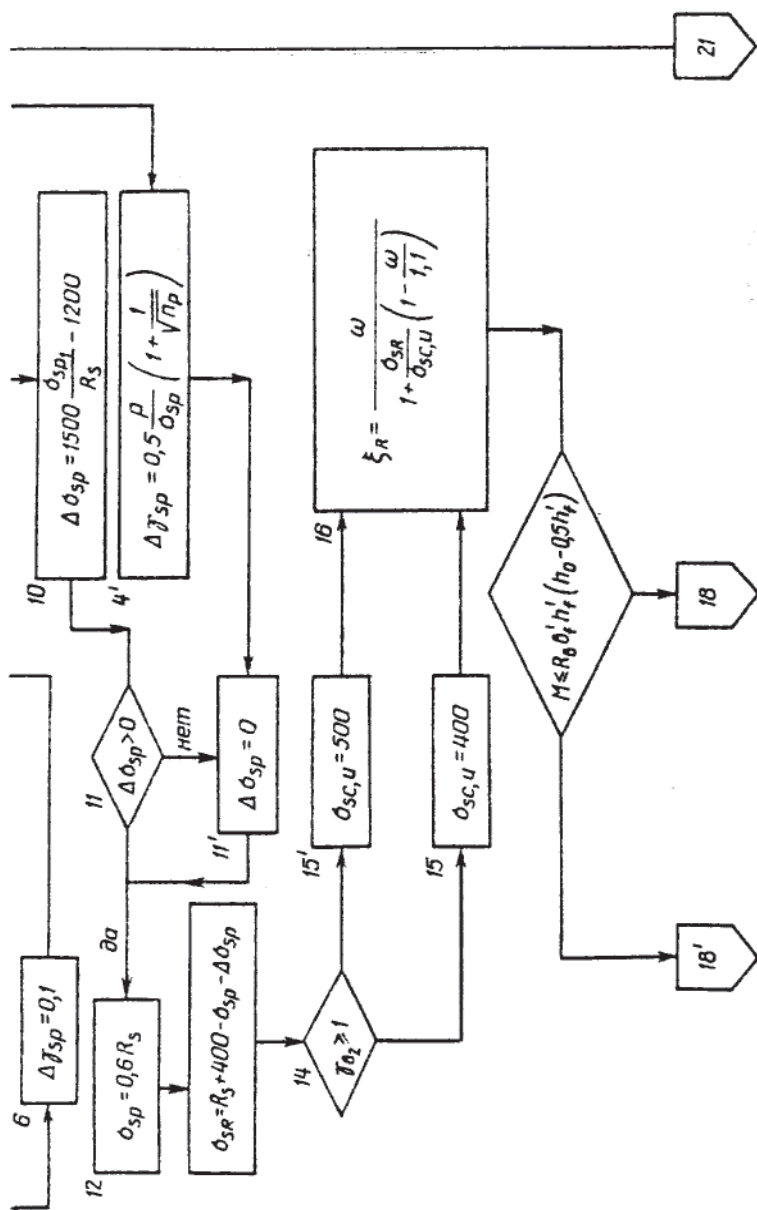
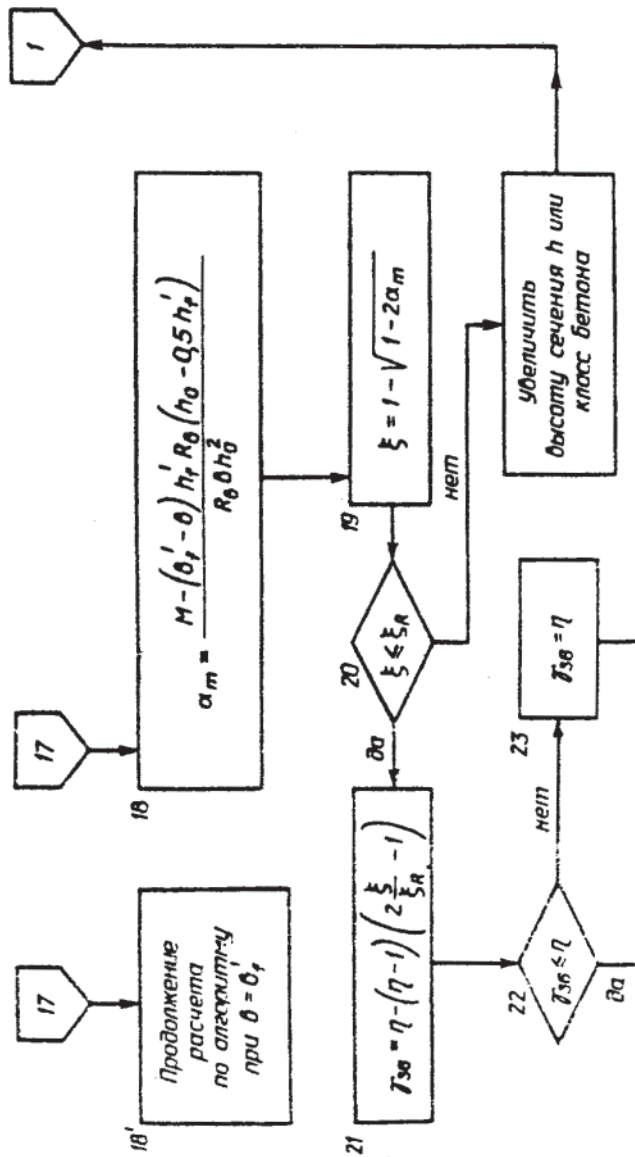


Рис. 3. Алгоритм расчета нормального сечения по прочности изгибаемого элемента тавровой формы с одиночным армированием. Подбор площади сечения арматуры  $A_{sp}$  (см. также с. 28 и 29)



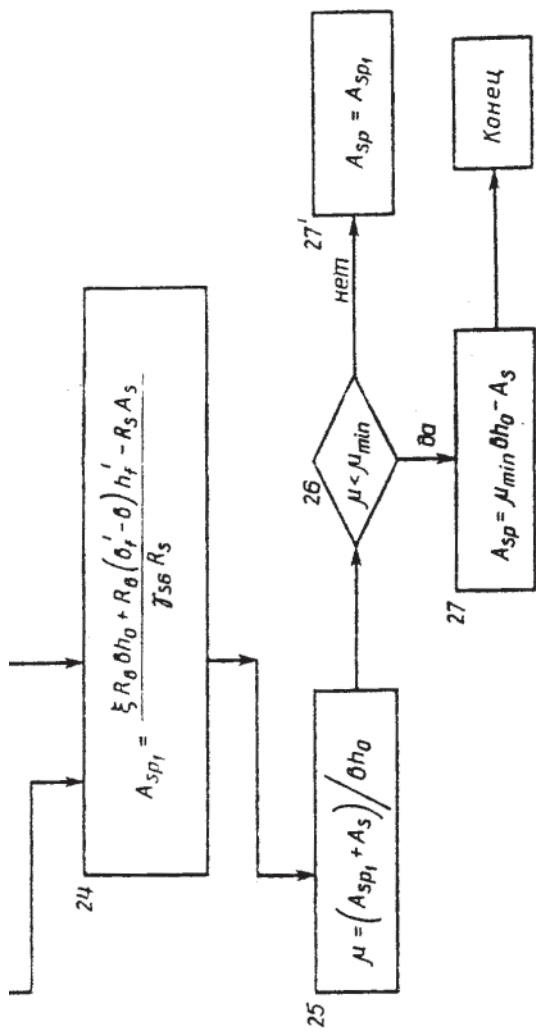
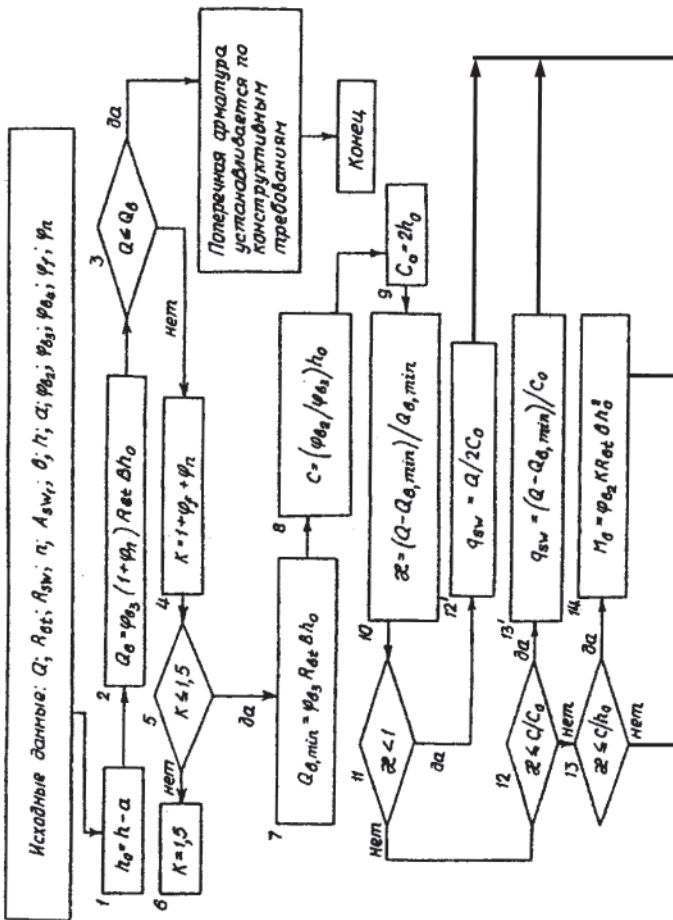


Рис.3. Окончание



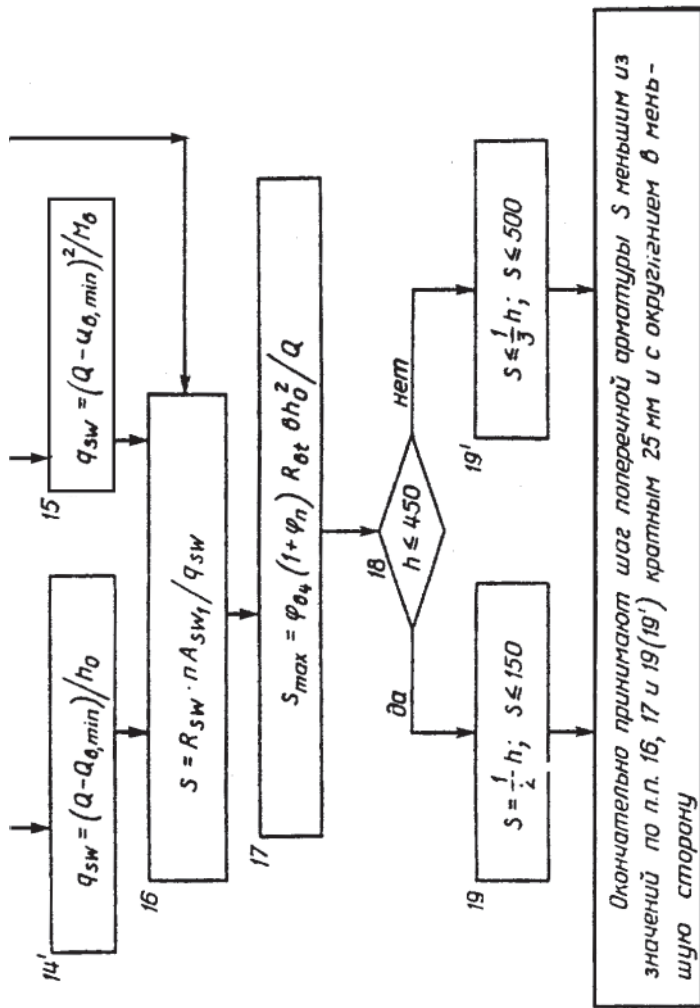


Рис. 4. Алгоритм расчета наклонного сечениягибаемых элементов тавровой формы, армированных поперечными стержнями (хомутами) на действие поперечной силы

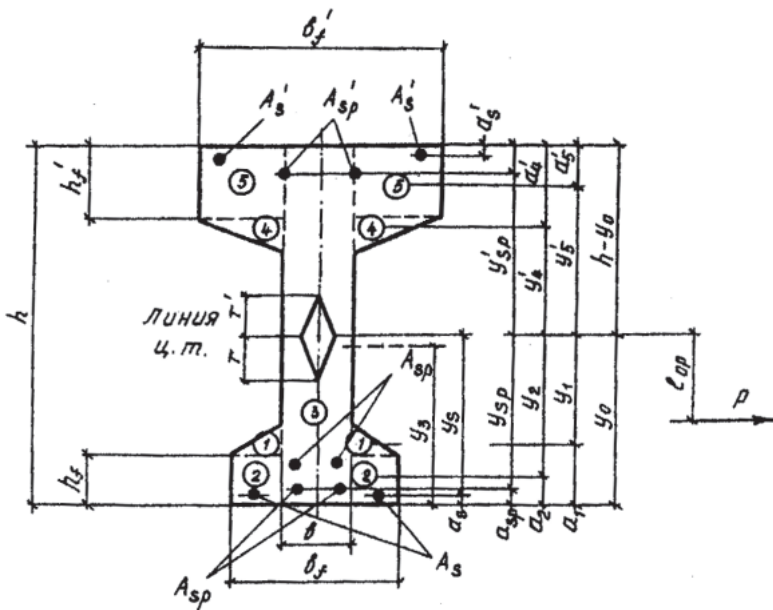


Рис. 5. Геометрические характеристики проведенного сечения (к алгоритму расчета по предельным состояниям второй группы)



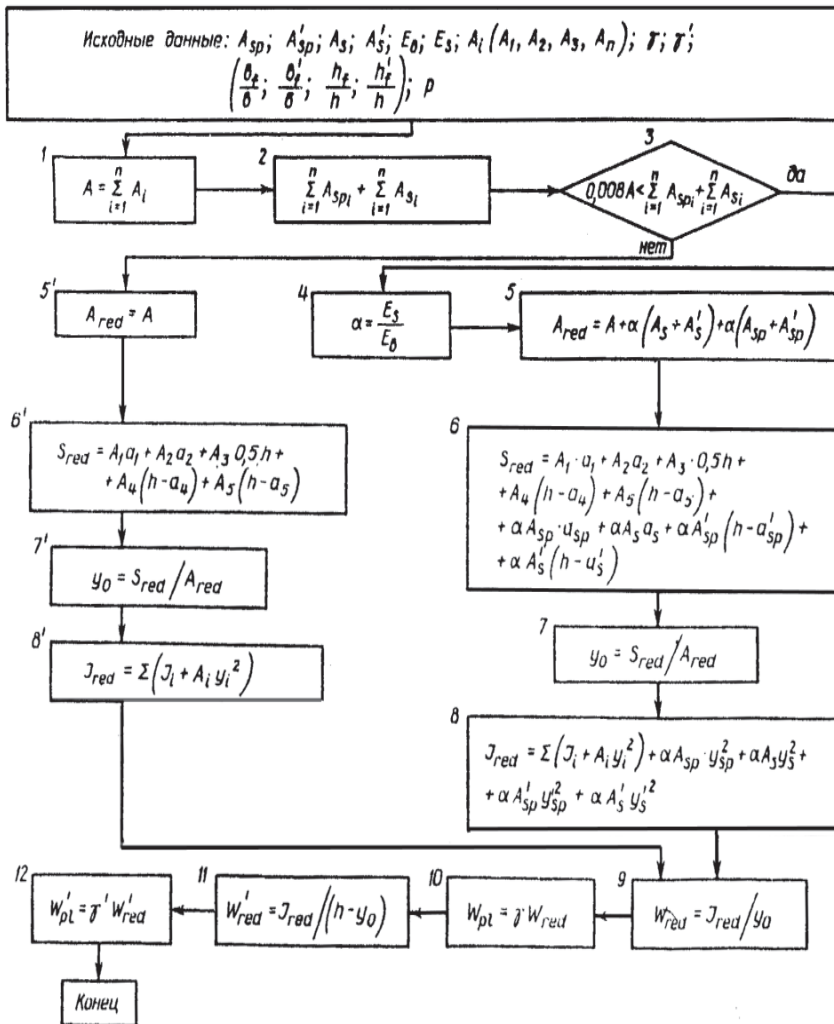


Рис. 6. Определение геометрических характеристик приведенного сечения изгибаемого элемента

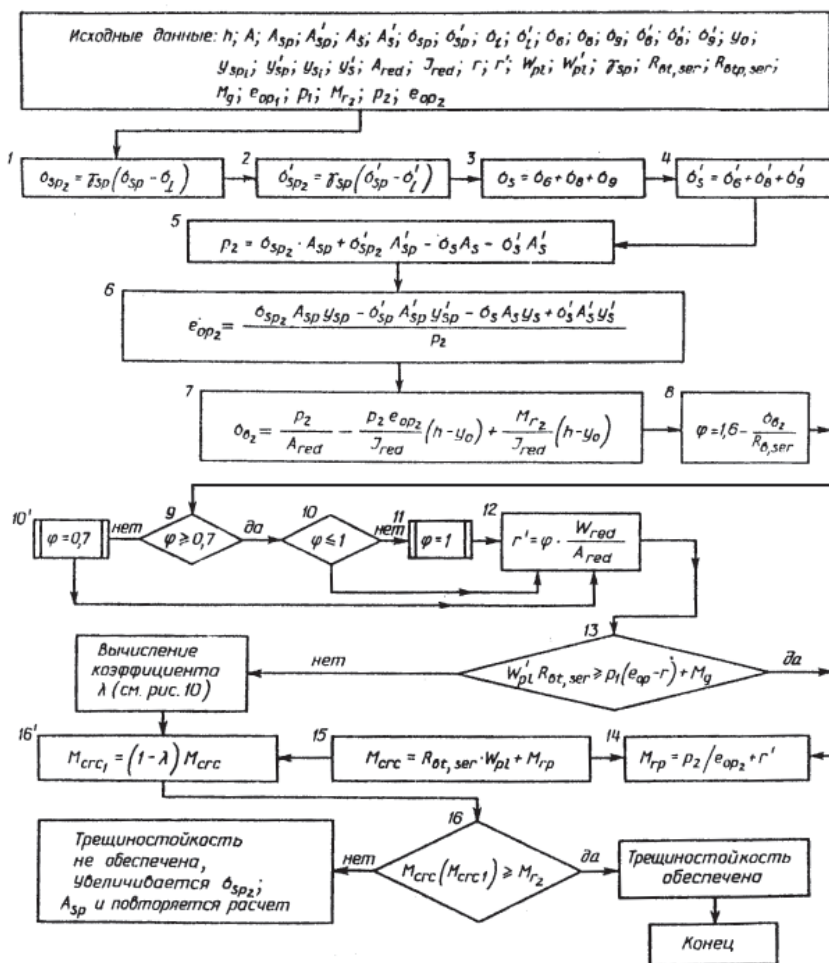


Рис. 7. Алгоритм расчета момента образования трещин, нормальных к продольной оси изгибаемого элемента

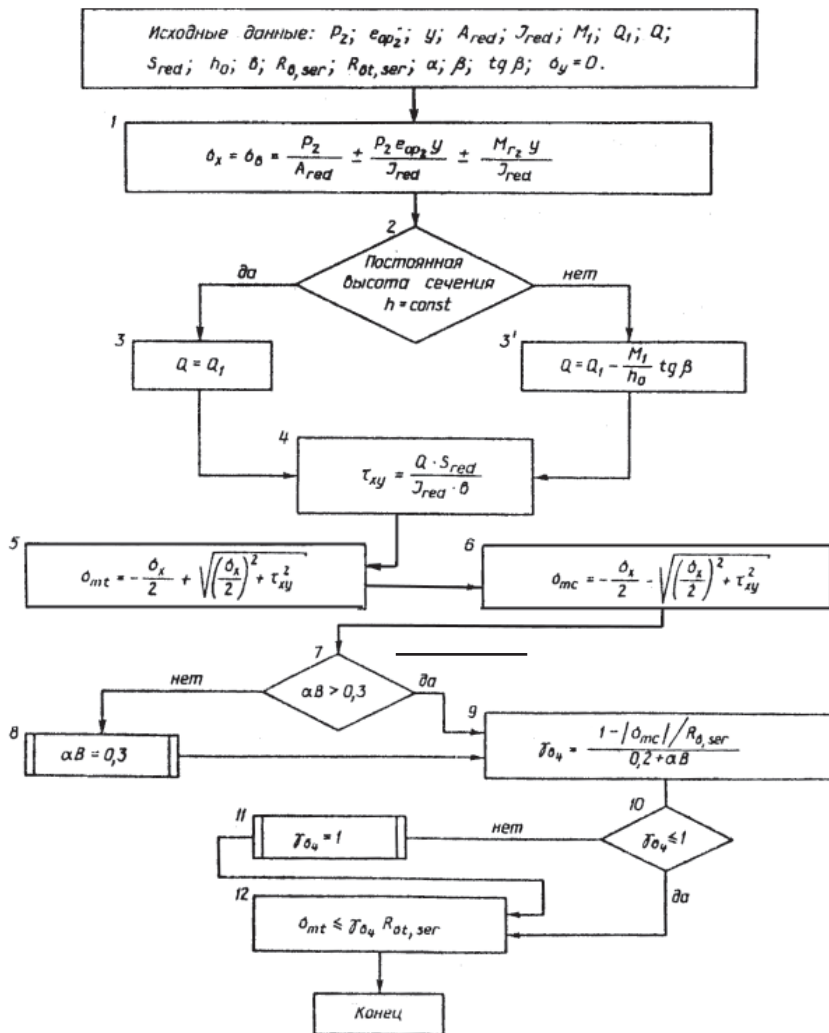
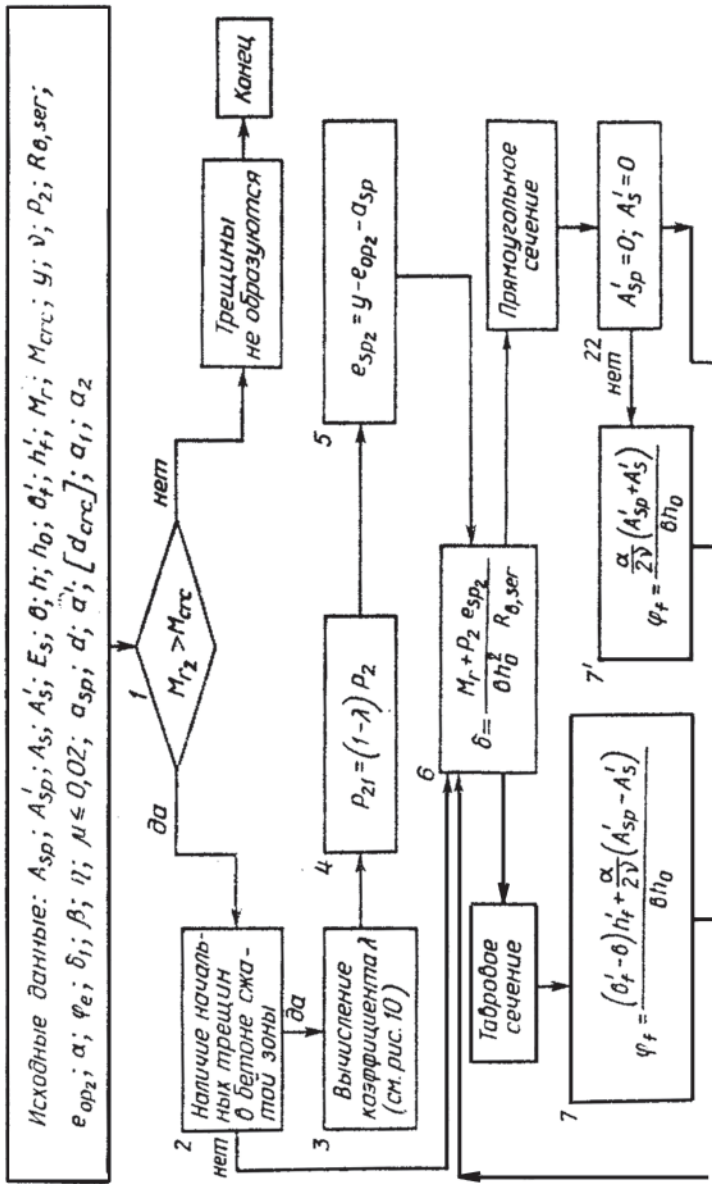


Рис. 8. Алгоритм расчета по образованию трещин, наклонных к продольной оси элемента



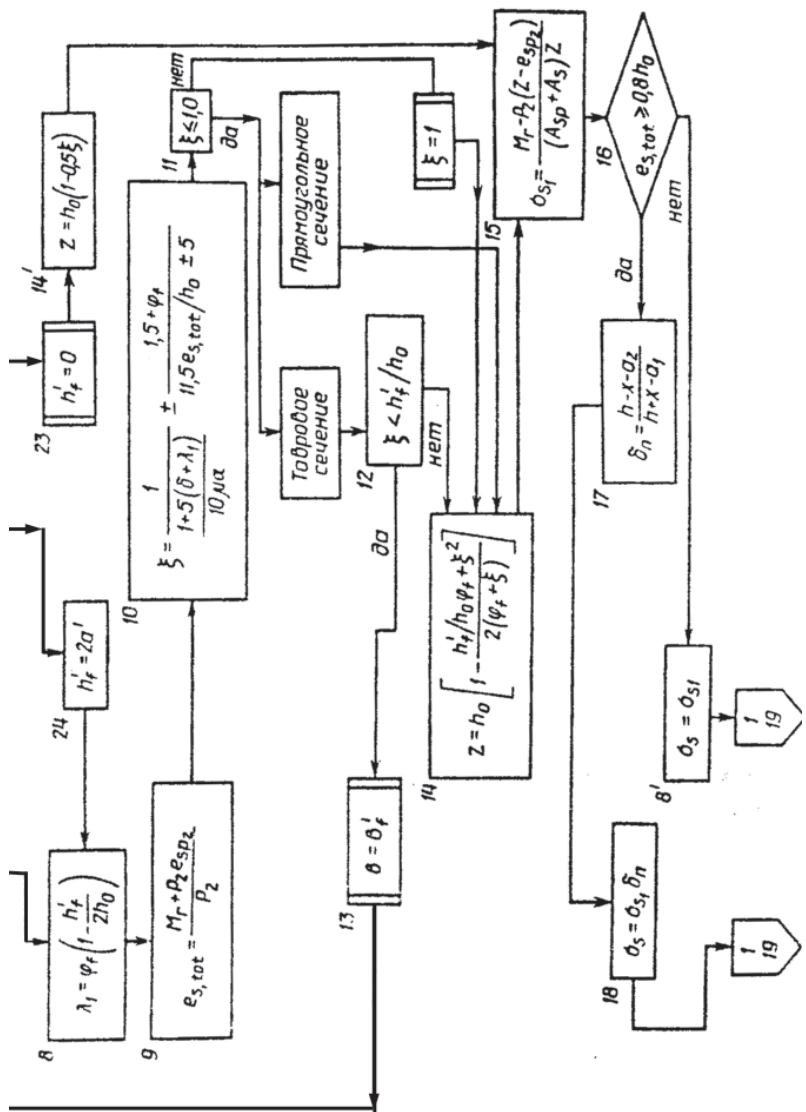


Рис. 9. Алгоритм определения ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси изгибаемого элемента (см. также с. 38)

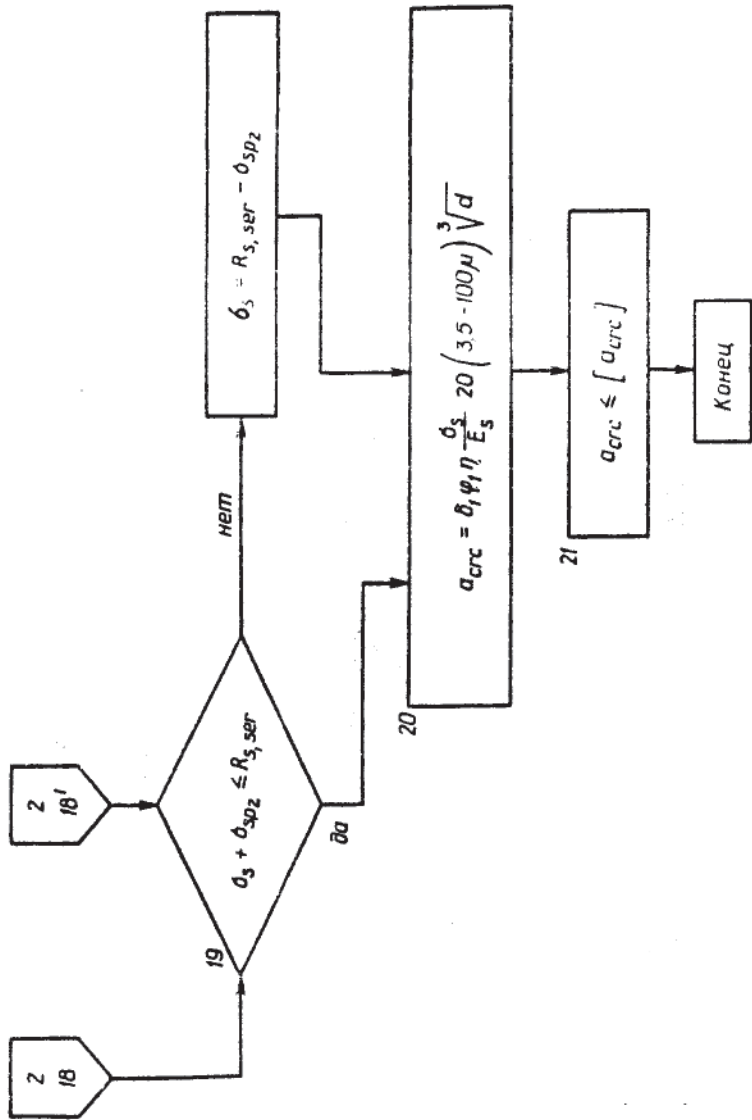


Рис. 9. Окончание

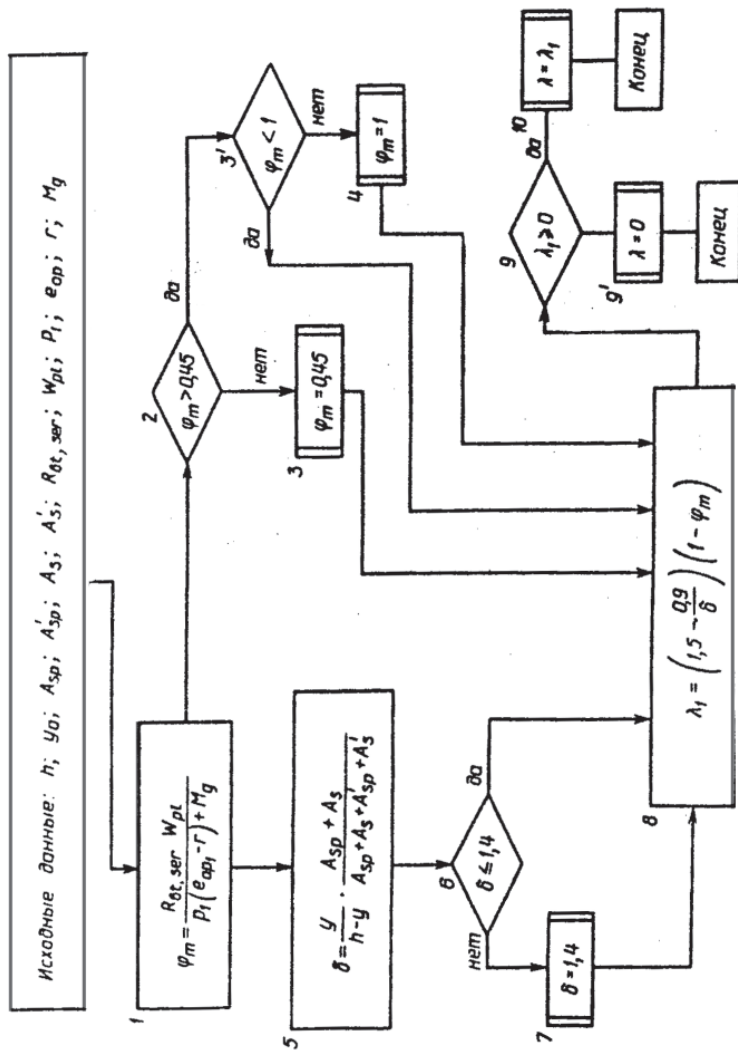
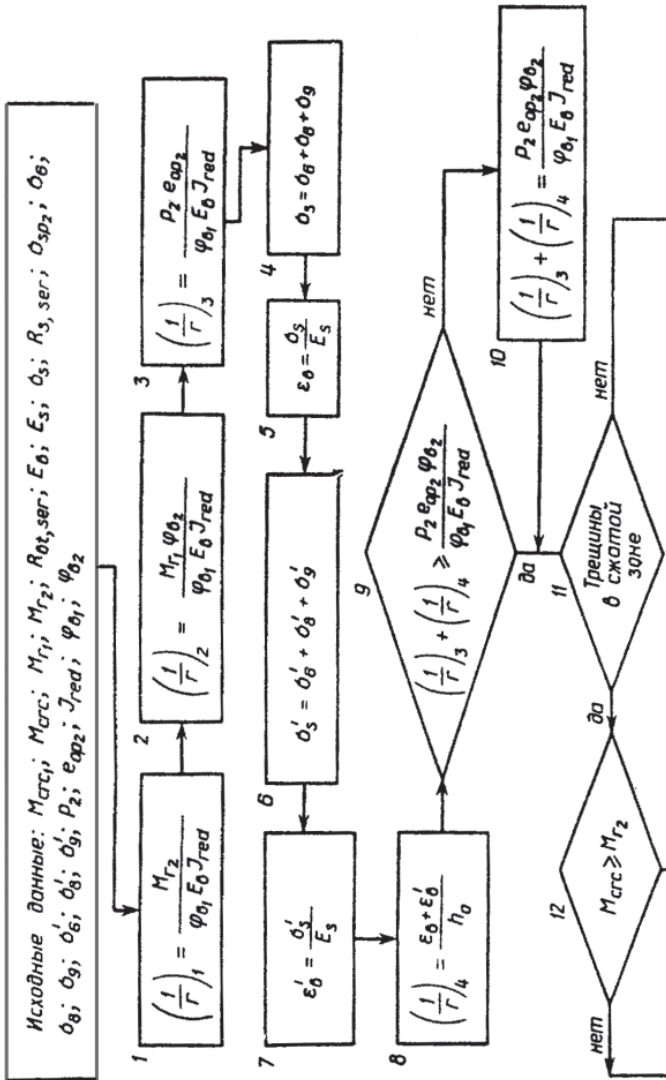


Рис. 10. Определение коэффициента  $\lambda$ , учитывающего влияние начальных трещин на трещиностойкость и кривизну изгибаемого элемента





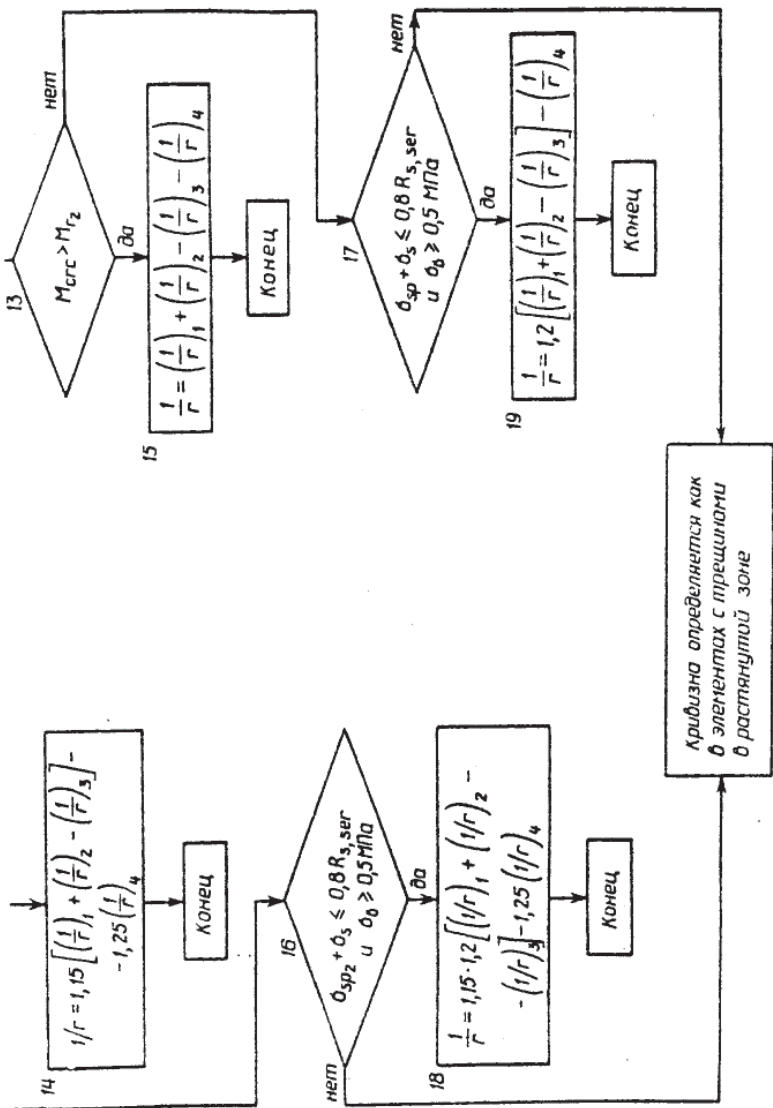


Рис. 11. Определение кривизны изгибаемого предварительно напряженного элемента на участках без трещин в растянутой зоне

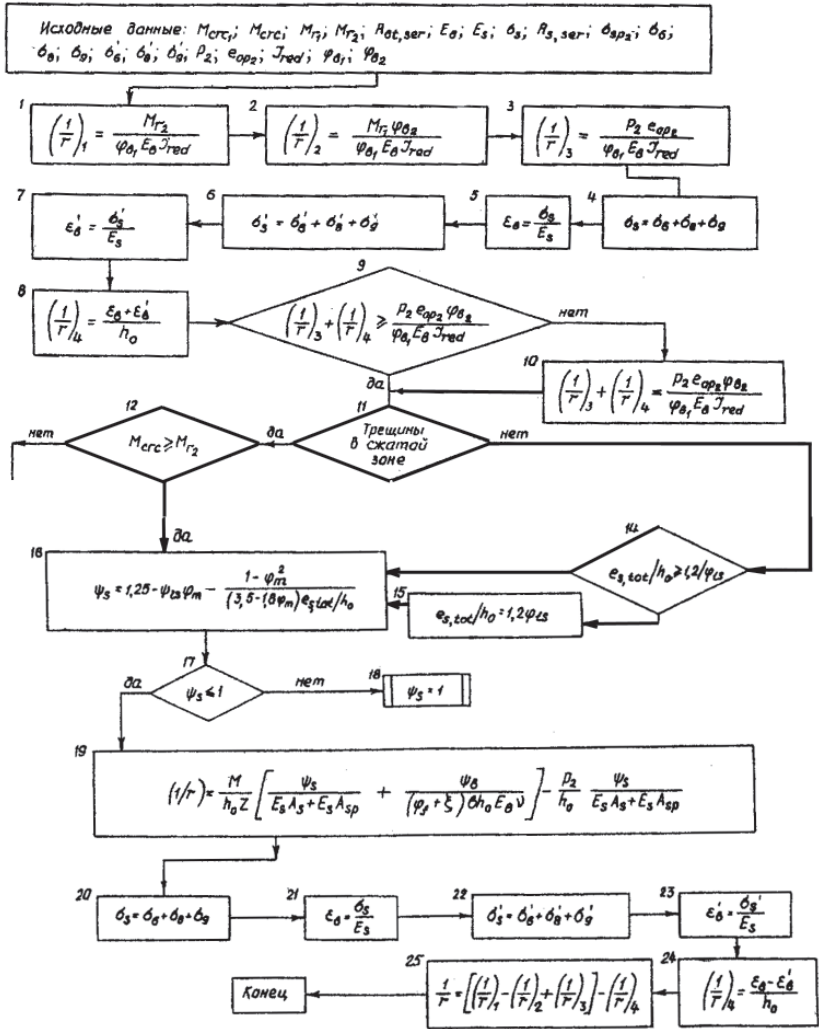


Рис. 12. Определение кривизны изгибаемого предварительно напряженного элемента на участках с трещинами в растянутой зоне

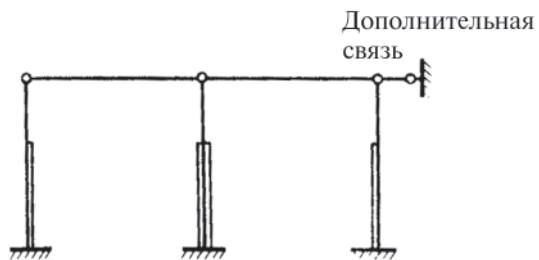
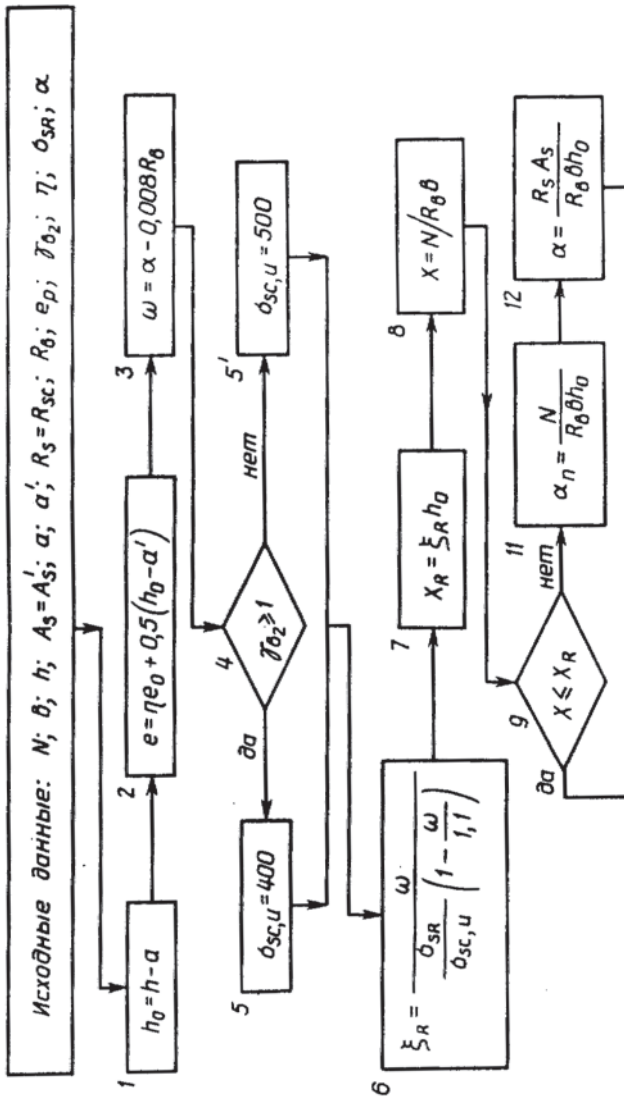


Рис. 13. Основная система двухпролетной рамы



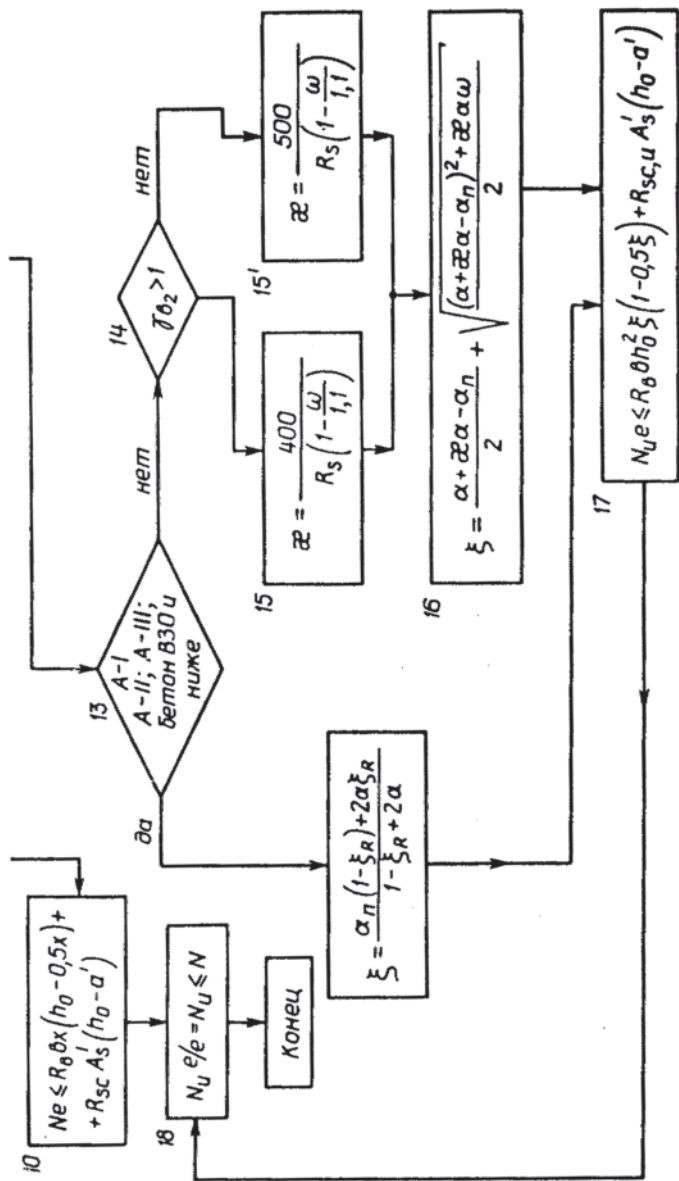
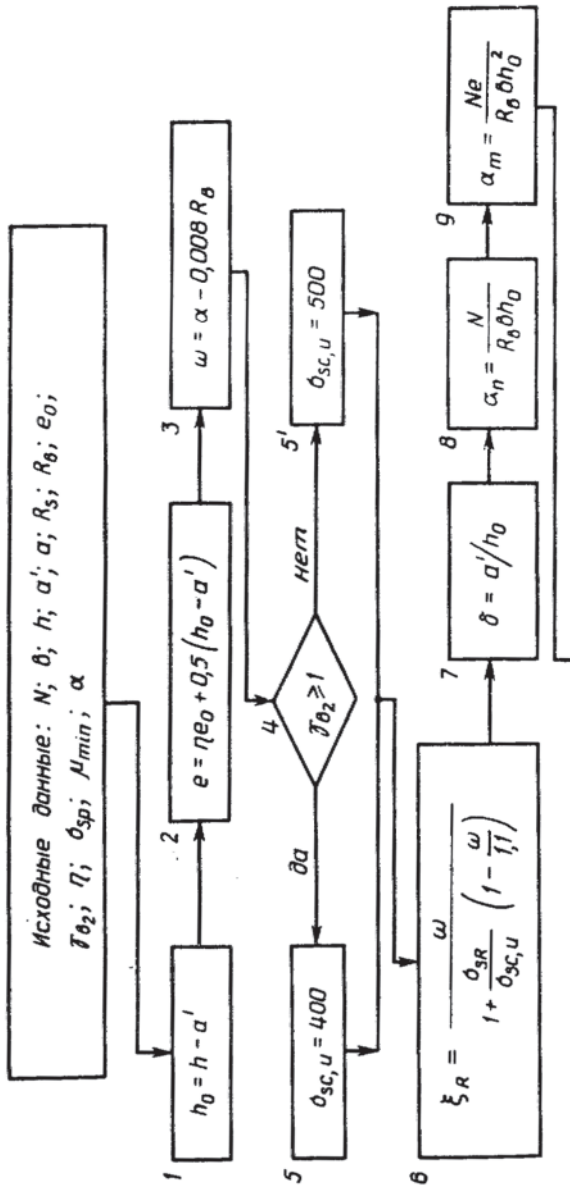


Рис. 14. Алгоритм расчета нормального сечения по прочности внесения сжатого элемента прямоугольной формы



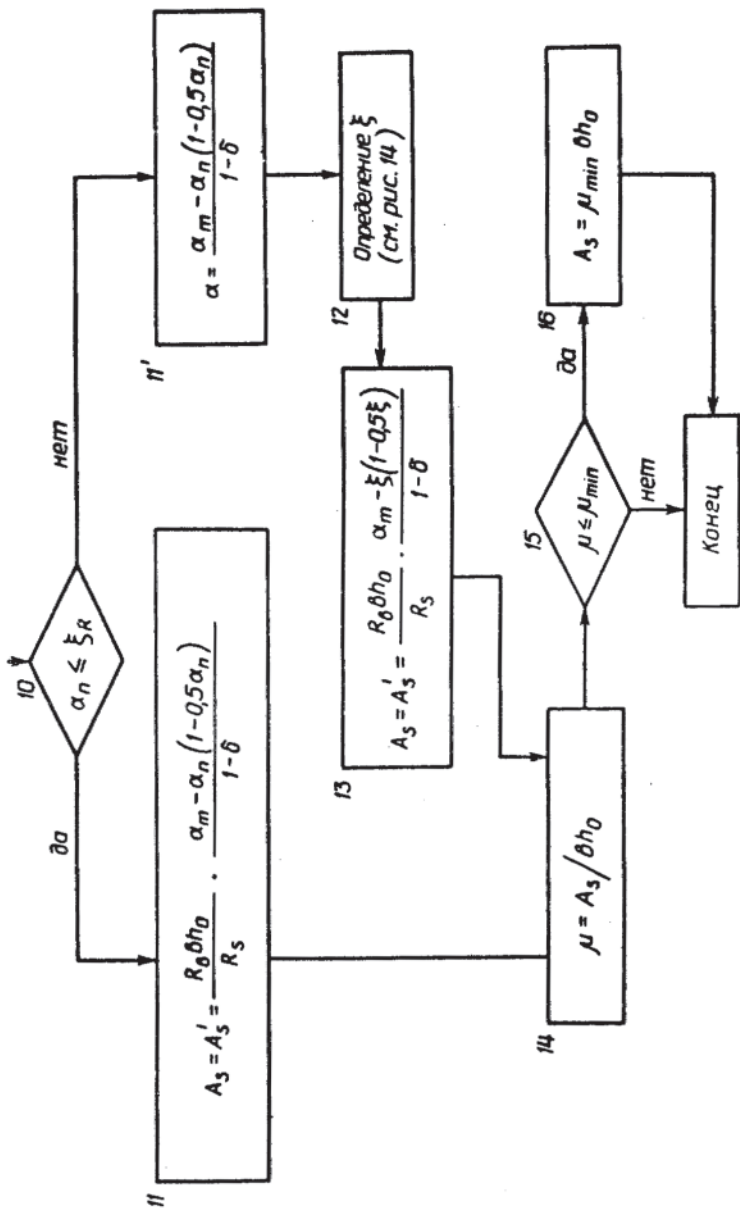


Рис. 15. Определение площади арматуры внецентренного сжатого элемента

# ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

## Задание на курсовой проект № 2

Редактор *В.К. Тихонычева*  
Компьютерная верстка *Г.Д. Волкова*

---

Тип. зак.	Изд. зак. 299	Тираж 500 экз.
Подписано в печать 21.03.09		Офсет
Усл. печ. л. 3,0		Формат 60 × 90 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>

---

Издательский центр  
Информационно-методического управления РОАТ,  
125993, Москва, Часовая ул., 22/2

Участок оперативной печати  
Информационно-методического управления РОАТ,  
125993, Москва, Часовая ул., 22/2