АКАДЕМИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА
И АРХИТЕКТУРЫ СССР

НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ
ИНСТИТУТ
БЕТОНА И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА
(НИИЖБ)

МИНИСТЕРСТВО
СТРОИТЕЛЬСТВА РСФСР

ГЛАВТЕПЛОМОНТАЖ
ВСЕСОЮЗНЫЙ НАУЧНО-
ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ
И ПРОЕКТНЫЙ ИНСТИТУТ
(ТЕПЛОПРОЕКТ)

ИНСТРУКЦИЯ
ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ДЫМОВЫХ ТРУБ

МОСКВА—1962

gost.e-ecolog.ru

АКАДЕМИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА
И АРХИТЕКТУРЫ СССР

НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ
ИНСТИТУТ
БЕТОНА И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА
(НИИЖБ)

МИНИСТЕРСТВО
СТРОИТЕЛЬСТВА РСФСР

ГЛАВТЕПЛОМОНТАЖ
ВСЕСОЮЗНЫЙ НАУЧНО-
ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ
И ПРОЕКТНЫЙ ИНСТИТУТ
(ТЕПЛОПРОЕКТ)

ИНСТРУКЦИЯ
ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ДЫМОВЫХ ТРУБ

ГОСУДАРСТВЕННОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО ЛИТЕРАТУРЫ
ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ, АРХИТЕКТУРЕ
И СТРОИТЕЛЬНЫМ МАТЕРИАЛАМ

Москва — 1962

ПРЕДИСЛОВИЕ

В настоящей инструкции освещены основные вопросы расчета и конструирования дымовых труб из обычного и жаростойкого железобетона с ненапрягаемой и предварительно напряженной арматурой. Приведены графики и таблицы для расчета элементов трубы с соответствующими пояснениями к ним и примеры расчета.

Инструкция основана на опыте ВНИПИ Теплопроект, ЭКБ НИИ-200 и треста Тепломонтаж по проектированию и строительству железобетонных дымовых труб и на экспериментально-теоретических исследованиях НИИЖБ АСиА СССР.

Инструкция разработана лабораторией жароупорных и химически стойких конструкций Научно-исследовательского института бетона и железобетона (канд. техн.наук Б. А. Альтшулером) и строительным отделом Всесоюзного научно-исследовательского и проектного института Теплопроект (инженерами И. А. Шишковым, В. В. Сидоровым и А. З. Кузьминовой).

Инструкция рекомендована отделом норм проектирования, стандартов и научно-исследовательских работ Госстроя СССР в качестве пособия при проектировании железобетонных дымовых труб.

Все замечания по содержанию настоящей инструкции просим направлять по адресу: Москва, Ж-389, 2-я Институтская ул., НИИ бетона и железобетона АСиА СССР.

Директор НИИ бетона и железобетона
В. В. МАКАРИЧЕВ

ПРИНЯТЫЕ УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

Внешние и внутренние силы

M — изгибающий момент;

N — продольная сила;

N_0 — равнодействующая усилий в напрягаемой арматуре до обжатия бетона или при напряжении в бетоне (по всему сечению или на уровне арматуры), равном нулю;

$N_н$ — равнодействующая усилий в напрягаемой арматуре после обжатия бетона.

Характеристики материалов

R — кубиковая прочность бетона;

$R_{прt}$ и $R^н_{пр}$ — соответственно расчетное и нормативное сопротивление бетона осевому сжатию (призменная прочность);

$R_{иt}$ — расчетное сопротивление бетона сжатию при изгибе;

$R_{рt}$ и $R^н_р$ — соответственно расчетное и нормативное сопротивление бетона растяжению;

$R_т$ — расчетное сопротивление бетона растяжению при расчете предварительно напряженных конструкций на образование трещин;

$E_{бt}$ и $E_б$ — соответственно расчетный и начальный модули упругости бетона при сжатии;

$E_а$ — модуль упругости арматуры;

$n = \frac{E_а}{E_б}$;

$R_{аt}$ и $R^н_а$ — соответственно расчетное и нормативное сопротивление растянутой арматуры;

$R_{ас}$ — расчетное сопротивление сжатой арматуры;

$\gamma_б$ и $\gamma^n_б$ — коэффициенты, учитывающие изменение сопротивлений бетона соответственно при изгибе и растяжении ($\gamma_б$) и при осевом сжатии ($\gamma^n_б$) с изменением температуры;

γ_a — коэффициент, учитывающий изменение сопротивления арматуры с изменением температуры ее нагрева;

ν_t — коэффициент упругости бетона при центральном сжатии в условиях воздействия температуры;

$\beta_б$ — коэффициент, учитывающий влияние температуры на модуль упругости бетона;

$\alpha_{бt}$, $\alpha_{бу}$ и $\alpha_{бр}$ — соответственно коэффициенты линейного расширения, линейной усадки и суммарной линейной деформации бетона;

α_{at} — коэффициент линейного расширения арматуры;

λ — коэффициент теплопроводности.

Внутренние напряжения

$\sigma_{ас}$ — среднее напряжение в арматуре на участках между трещинами;

$\sigma_а$ — напряжение в арматуре в сечении с трещиной;

$\sigma_{ан}$ и σ_{at} — напряжение в арматуре в сечении с трещиной, вызванное соответственно внешними нагрузками и температурным перепадом;

ψ_{at} и $\psi_а$ — коэффициенты, учитывающие влияние растянутого бетона на участках между трещинами на напряжения в арматуре, соответственно при температурном воздействии и без температурного воздействия ($\sigma_{ас} = \psi\sigma_а$);

$\sigma_{бн}$ и $\sigma_{бt}$ — сжимающие напряжения в бетоне, вызванные соответственно внешними нагрузками и температурным перепадом;

$\sigma_{брt}$ — растягивающее напряжение в бетоне, вызванное температурным перепадом;

σ_0 — напряжение в напрягаемой арматуре до обжатия бетона (при натяжении арматуры на упоры) либо в момент снижения величины предварительного напряжения бетона до нуля (на уровне рассматриваемой арматуры) воздействием на элемент внешних сил; σ_0 принимается с учетом коэффициента точности натяжения $m_т$ и потерь напряжений, определяемых для рассматриваемой стадии работы элемента;

$\sigma_н$ — напряжение в напрягаемой арматуре, контролируемое при натяжении арматуры на затвердевший бетон:

$$\sigma_н = \sigma_0 - n\,\sigma_б\,.$$

Характеристики сечения

α — характеристика железобетонного элемента прямоугольного сечения для всей второй стадии, т. е. от начала образования трещин до наступления текучести арматуры;

α_1 — характеристика железобетонного элемента кольцевого сечения с распределенной по высоте арматурой;

$W_т$ и $W_а$ — упруго-пластический момент сопротивления сечения соответственно до и после появления трещин;

$B_т$ — средняя жесткость сечения до появления трещин;

$B_а$ и $B_с$ — средняя жесткость сечения после появления трещин, выраженная соответственно по растянутой и сжатой зонам.

Геометрические характеристики

h — высота прямоугольного сечения или толщина стенки кольца;

h_0 — полезная высота прямоугольного сечения или расстояние от внутренней поверхности кольца до оси арматуры;

b — ширина прямоугольного сечения;

F — площадь всего бетона в поперечном сечении элемента;

$F_п$ — площадь приведенного поперечного сечения элемента с учетом всей продольной арматуры;

$F_н$ — площадь сечения всей напрягаемой арматуры;

$f_а$ и $f_н$ — площадь сечения соответственно ненапрягаемой и напрягаемой арматуры на 1 *пог. м* длины окружности трубы или ее образующей;

$J_п$ — момент инерции приведенного поперечного сечения элемента с учетом всей напрягаемой арматуры;

H — полная высота трубы от верхнего обреза фундамента до верха головки трубы.

I. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

1. Настоящая инструкция распространяется на проектирование дымовых труб, предназначенных для отвода газов с температурой до 800°, из обычного и жаростойкого железобетона с ненапрягаемой и предварительно напряженной арматурой.

2. При проектировании труб, помимо настоящей инструкции, необходимо учитывать требования специальной инструкции по определению высоты и диаметра трубы в зависимости от разрежения, состава газа, высоты эффективного выброса и расчетного расхода газа и требования «Инструкции по проектированию и устройству противокоррозионной защиты вытяжных труб предприятий с агрессивными средами» (СН 163—61) в части выбора материала для трубы, конструктивного решения трубы и способа защиты, которые устанавливаются в зависимости от агрессивности среды и данных о долговечности труб при службе их в различных отраслях промышленности.

Проектирование дымовых труб, возводимых в сейсмических районах, должно вестись с учетом требований глав нового СНиПа или «Норм и правил строительства в сейсмических районах» (СН 8—57) и «Инструкции по определению расчетной сейсмической нагрузки для зданий и сооружений»[1].

При проектировании предварительно напряженных железобетонных труб и фундаментов, помимо настоящей инструкции, следует руководствоваться главой нового СНиПа или «Инструкцией по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций» (СН 10—57).

---

[1] Здесь и в дальнейшем даны ссылки как на СНиПа, так и на действующие нормативные и инструктивные материалы.

Поскольку при составлении настоящей инструкции использованы проекты глав нового СНиПа по состоянию на 1 марта 1962 г., при пользовании инструкцией должны учитываться изменения, которые могут быть внесены при утверждении соответствующих глав СНиПа.

II. УКАЗАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ДЫМОВЫХ ТРУБ

ТРЕБОВАНИЯ К ПРОЕКТУ ТРУБЫ

3. Проект дымовой трубы должен выполняться на основе следующих исходных данных:

а) режима работы трубы и характеристик отводимых газов (состава, концентрации, температуры, влажности, количества и скорости движения газов в стволе, состава и количества пылевидных частиц, химического состава и количества конденсата);

б) эскизов поперечного сечения газоходов у ввода в трубу с указанием основных размеров и отметки пода;

в) данных о грунтах (геологических разрезов буровых скважин в количестве не менее трех скважин глубиной 10—12 *м*, равномерно расположенных с наружной стороны предполагаемого под трубу фундамента на расстоянии не более 5 *м* от края плиты), о возможном закисловании или защелочении грунта в период эксплуатации трубы, о положении грунтовых вод и их химическом составе;

г) схем фундаментов смежных с трубой сооружений и давлениях на грунт под ними;

д) данных о высоте трубы и диаметре ее устья;

е) данных об отнесении трубы к аэродромному или линейному препятствию на трассе полетов самолетов военной и гражданской авиации;

ж) для сейсмических районов — о максимальной силе землетрясений за последние 20 лет;

з) для районов вечной мерзлоты — о мощности и глубине заложения деятельного и вечномерзлого слоя грунта.

4. Проект дымовой трубы должен содержать:

а) статический расчет (хранится в архиве проектной организации);

б) рабочие чертежи с перечнем чертежей и спецификациями;

в) пояснительную записку;

г) сметы стоимости строительства трубы;

д) паспорт трубы (см. приложение 8).

5. Пояснительная записка должна включать следующие разделы:

а) назначение проекта с указанием места строительства и объекта;

б) исходные материалы, на основании которых выполнен проект;

в) основные параметры трубы;

г) краткое описание и обоснование принятой в проекте конструкции;

д) дополнения, не получившие отражения в графической части проекта;

е) основные указания к производству работ.

ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

6. При проектировании железобетонных дымовых труб выбор их конструктивного решения должен производиться в увязке с методом изготовления и возведения с учетом:

а) экономии металла, цемента и лесоматериалов, а также максимального снижения трудоемкости изготовления и возведения труб;

б) условий эксплуатации труб;

в) стандартизации и унификации труб, их элементов, соединений и арматуры.

Элементы сборных железобетонных труб рекомендуется укрупнять, насколько это позволяют грузоподъемность монтажных механизмов, габариты и условия транспортирования и изготовления элементов.

В целях индустриализации работ по возведению труб и повышения их трещиностойкости и долговечности можно применять предварительное напряжение продольной арматуры. В этом случае вся расчетная продольная арматура должна выполняться напрягаемой.

7. Температура газов, отводимых трубой из обычного бетона, при наличии футеровки и теплоизоляции не должна быть более 500°, при этом температура внутренней поверхности обычного бетона не должна превышать 200°. При температуре свыше 200° следует применять жаростойкий бетон.

Температура внутренней поверхности бетона определяется согласно п. 70 в зависимости от температуры отводимых газов.

В табл. 1 приведены значения возможных марок бетона и предельных температур службы бетона различных видов в трубах.

8. Составы обычного бетона должны удовлетворять требованиям глав нового СНиПа, а составы жаростойких бетонов — требованиям «Инструкции по технологии приготовления и по применению жаростойких бетонов» (СН 156—61).

В жаростойком бетоне не допускается применять в каче-

Таблица 1

Марка и предельная температура службы бетона в трубах

Вид бетона	Возможная марка бетона в трубах	Предельная допустимая температура применения бетона в трубах в град.
Обычный бетон на портландцементе	150—400	200
Жаростойкий бетон на портландцементе с тонкомолотой добавкой из шамота и с заполнителями из базальта, диабаза, андезита	200—400	700
То же, с заполнителями из шамота	200—300	800

стве мелкого и крупного заполнителя, а также тонкомолотой добавки материалы, содержащие кварц, магнезит, известь, хромит, шлаки, карбонаты кальция и магния.

9. Проектные марки бетона по прочности на сжатие для железобетонных дымовых труб должны быть не менее: для ствола и стакана фундамента из обычного бетона — 200, для ствола и стакана фундамента из жаростойкого бетона на портландцементе — 250, для плит фундаментов из обычного бетона — 150, для плит фундаментов из жаростойкого бетона на портландцементе — 200.

Марка бетона для предварительно напряженных труб должна быть не ниже 300, а кубиковая прочность при его обжатии напрягаемой арматурой — не ниже 200 *кг/см*^{2}.

Примечания. 1. За проектную марку бетона по прочности на сжатие принимается соответствующая прочность бетона в конструкции, оцениваемая в *кг/см*^{2} по кубику размером 20×20×20 *см*, в возрасте 28 дней.

2. Контрольной характеристикой жаростойкого бетона, а также обычного бетона при нагревании его до температуры свыше 100° является величина среднего предела прочности при сжатии в *кг/см*^{2} кубиков 10×10×10 *см*, изготовленных из рабочего состава, выдержанных во влажных условиях при температуре 15—25° в течение 7 дней, затем высушенных при 100° и испытанных в охлажденном состоянии согласно ГОСТ 6901—54. Средний результат испытаний, умноженный на 0,85, должен отвечать проектной марке бетона.

10. Для армирования ствола и фундамента железобетонных дымовых труб с ненапрягаемой арматурой применяют следующие горячекатаные арматурные стали (ГОСТ 5781—61):

а) гладкого профиля из стали класса А-I (ГОСТ 380—60 и ГОСТ 9543—60);

б) периодического профиля из стали класса А-II (ГОСТ 380—60 и ГОСТ 9543—60);

в) периодического профиля из стали класса А-III (ГОСТ 5058—57).

11. Для напрягаемой арматуры следует преимущественно применять:

а) горячекатаную сталь периодического профиля класса А-III, подвергнутую вытяжке с контролем напряжений;

б) горячекатаную сталь периодического профиля класса A-IV;

в) проволоку высокопрочную холоднотянутую круглую с нормативным сопротивлением более 10 000 *кг/см*^{2} (ГОСТ 7348—55), диаметром от 5 до 8 *мм*.

Сталь периодического профиля класса A-III, подвергнутую вытяжке без контроля напряжений, а также класса A-II, подвергнутую вытяжке как с контролем, так и без контроля напряжений, допускается к применению при отсутствии более эффективных видов сталей.

В трубах, предназначенных для отвода агрессивных газов, рекомендуется применение стержневой напрягаемой арматуры.

12. Применение для армирования железобетонных дымовых труб стали марки Ст.0 не допускается.

13. Нагрев арматуры свыше 200° не допускается.

Арматура, подвергнутая механической обработке в холодном состоянии (волочению, вытяжке, сплющиванию), не должна иметь температуру, превышающую 100°.

14. При конструировании ствола и фундамента под трубу следует руководствоваться указаниями нового СНиПа, инструкцией СН 10—57, «Инструкцией по конструированию элементов железобетонных конструкций» (СН 15—57), «Инструкцией по проектированию жаростойких бетонных и железобетонных конструкций» и дополнительными указаниями, приведенными ниже.

15. При наличии условий к образованию внутри трубы конденсата внизу трубы предусматривают устройство для сбора и откачки конденсата.

16. Для производства работ по строительству трубы в нижней части ствола (на уровне земли) следует оставить монтажный проем достаточных для ведения строительных работ размеров, который после возведения трубы закладывается кирпичной кладкой на цементном растворе с оштукатуриванием наружной поверхности.

17. Все проемы в стволе монолитных труб и в стакане фундамента рекомендуется делать прямоугольной формы независимо от сечения подводящих газоходов.

18. При наличии в одном горизонтальном сечении ствола или стакана фундамента двух или трех проемов последние должны быть расположены по окружности равномерно. При двух вводах с противоположных сторон проемы располагаются на одной оси, при трех вводах — под углом 120° один к другому. Суммарная площадь ослабления в одном горизонтальном сечении не должна превышать 40% от общей площади сечения.

19. При двух или трех вводах газоходов при различных скоростях газов в них и одновременной их работе в стволе или в стакане фундамента устраивают разделительные стенки, вы-

полняемые вперевязку с футеровкой, причем верх разделительной стенки должен быть выше верха проема не менее чем на половину высоты проема.

20. При подземном вводе газоходов в стакане фундамента при необходимости предусматривают проем для очистки стакана от оседающей золы.

21. При надземном вводе газоходов делают зольное перекрытие и бункер с затвором для сбора и удаления золы механическим способом или посредством гидрозолоудаления; зольное перекрытие выполняется из монолитного или сборного железобетона.

Участок ствола в зоне ввода газоходов в трубе, собираемой из сборных элементов, рекомендуется выполнять в монолитном железобетоне.

22. В сопряжении газоходов с трубой необходимо предусматривать осадочные швы. При подземном вводе газоходов швы следует осуществлять по наружной грани плиты фундамента, при надземном вводе — по наружной грани ствола. При скальных и малопросадочных грунтах осадочных швов можно не делать.

23. Светоограждение и маркировку дымовых труб выполняют согласно правилам светоограждений и маркировки препятствий на территории СССР.

СТВОЛ ТРУБЫ

24. Ствол дымовой трубы (рис. 1) должен иметь форму полого усеченного конуса или цилиндра.

Отношение высоты всего ствола или отдельного его участка соответственно к своему нижнему наружному диаметру должно быть не более 20. Для труб 2-й категории трещиностойкости (см. п. 83) это требование может не выполняться при условии, что прогиб верха трубы от нормативной ветровой нагрузки будет не более 1/500 H.

25. Ствол конической формы принимают с постоянным или переменным уклоном наружной грани стенки трубы, в зависимости от условий прочности, экономичности, удобства изготовления, а также архитектурных соображений; переменный уклон рекомендуется принимать в пределах от 0,01 до 0,1, постоянный — 0,02.

26. Ствол может выполняться из монолитного или сборного железобетона с ненапрягаемой или предварительно напряженной арматурой.

Ствол из сборного железобетона выполняется преимущественно цилиндрической формы и собирается из отдельных цилиндрических царг (рис. 2 и 3). Высота царг принимается в за-

висимости от грузоподъемности механизмов, применяемых при строительстве труб.

Горизонтальные швы между царгами заполняются раствором. Толщина шва не должна превышать 10 *мм*. Установка царг насухо не допускается.

Стволы сборных труб высотой 40 *м* и менее с предварительно напряженной арматурой могут монтироваться в горизонтальном положении на земле и в готовом виде устанавливаться на фундамент. В этом случае заполнение швов между царгами может производиться согласно рис. 4. Подъем и установка смонтированного на земле ствола производятся при помощи двух мачт (рис. 5).

27. Толщину стенок ствола принимают согласно расчету.

Из производственных условий минимальную толщину стенок вверху монолитной трубы при внутреннем диаметре до 5 *м* принимают 160 *мм*, при диаметре от 5,1 до 7 *м* — 180 *мм*; при диаметре от 7,1 до 9 *м* — 200 *мм*.

28. Бетон для ствола монолитных труб следует применять только на портландцементе. Шлакопортландцемент разрешается применять только для сборных труб.

Водоцементное отношение (без учета водопоглощения заполнителя) для бетона с шамотным заполнителем должно быть не выше 0,75, а для остальных бетонов — не выше 0,5.

29. При наличии условий к образованию внутри трубы конденсата (при отсутствии в газах вредных примесей) для внутренней поверхности ствола следует предусматривать гидроизоляцию в виде затирки или торкретирования поверхности цементным раствором с последующим покрытием за 2 раза битумным лаком. Бетон ствола в этом случае должен быть с минимальным водоцементным отношением (не более 0,45).

30. Рекомендуемая подвижность

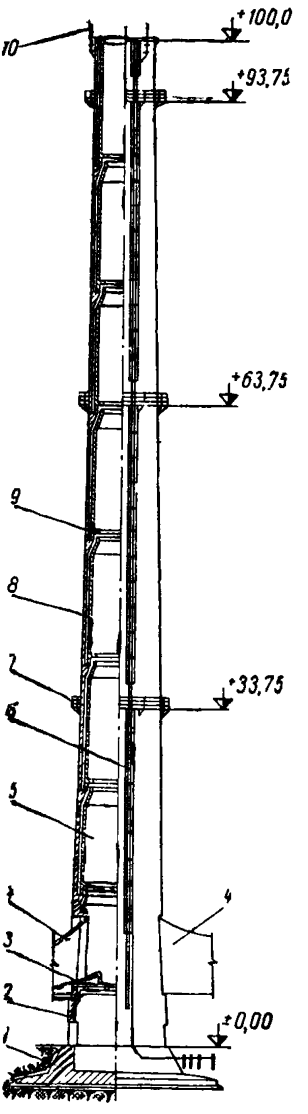


Рис. 1. Коническая железобетонная дымовая труба высотой 100 *м*

1 — фундамент; *2* — цоколь; *3* — железобетонное перекрытие; *4* — вводы газоходов; *5* — ствол; *6* — ходовая лестница; *7* — светофорная площадка, *8* — футеровка; *9* — слезниковый кирпич; *10* — грозозащита

бетонной смеси, определяемая по осадке стандартного конуса, находится в пределах 3—4 *см* для обычного бетона и до 2 *см* для жаростойкого бетона.

31. В качестве рабочей ненапрягаемой арматуры, назначаемой по расчету на прочность, рекомендуется применять преи-

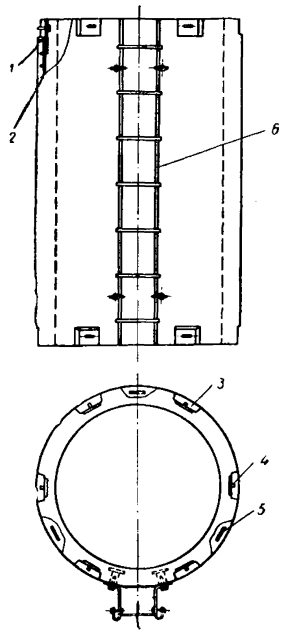


Рис. 2. Железобетонная царга сборной дымовой трубы

1 — кольцевая арматура; *2* — продольная арматура; *3* — ниша для соединения царг; *4* — монтажный болт; *5* — монтажная петля; *6* — ходовая лестница

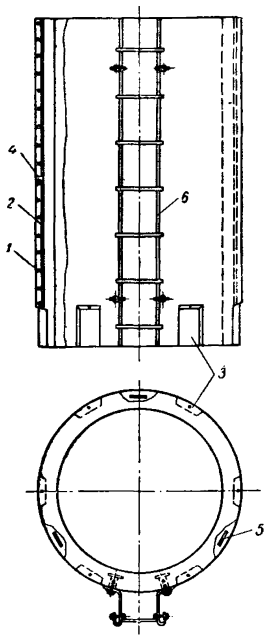


Рис. 3. Железобетонная царга сборной предварительно напряженной дымовой трубы

1 — кольцевая арматура; *2* — канал для продольной напрягаемой арматуры; *3* — ниша для соединения царг; *4* — тройник для инъекции канала; *5* — монтажная петля; *6* — ходовая лестница

мущественно горячекатаную сталь периодического профиля диаметром до 28 *мм*.Стержни диаметром более 28 *мм* применяются для армирования участков, ослабленных двумя-тремя проемами, расположенными в одном уровне.

Применение арматуры периодического профиля, не требующей на концах устройства крюков, обеспечивает лучшие условия для вибрирования бетона.

Продольную напрягаемую арматуру следует применять в

виде стержней из горячекатаной стали или пучков из высокопрочной проволоки.

32. Сечение растянутой арматуры (в проценте от площади расчетного сечения) в горизонтальных и вертикальных сечениях ствола трубы должно быть не менее указанного в табл. 2.

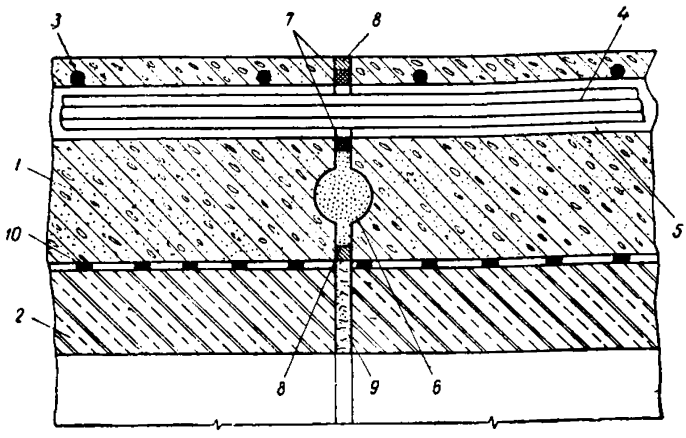


Рис. 4. Узел соединения царг предварительно напряженных труб с пучковой арматурой

1 — железобетонная стенка трубы; *2* — футеровка из жаростойкого керамзитобетона; *3* — кольцевая арматура; *4* — продольная пучковая арматура; *5* — канал для пропуска продольной арматуры; *6* — шов, заполняемый раствором; *7* — резиновые шайбы; *8* — шов, заполняемый раствором путем чеканки; *9* — асбестовое волокно на огнеупорной глине; *10* — асбестовый картон 10-*мм*

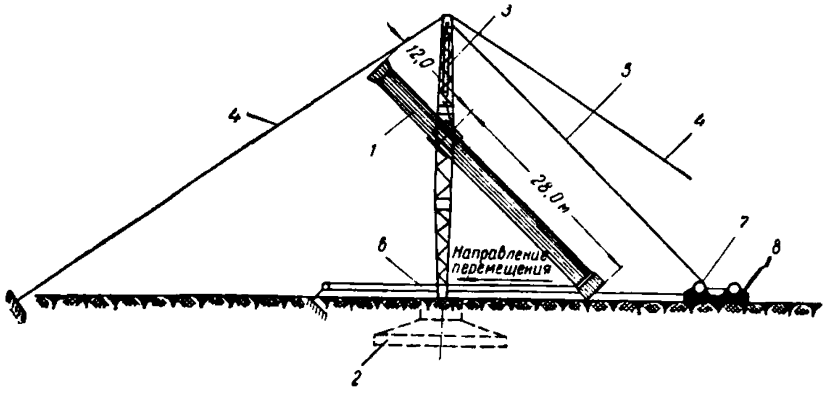


Рис. 5. Установка предварительно напряженной трубы с пучковой арматурой

1 — труба; *2* — фундамент под трубу; *3* — мачта; *4* — вант; *5* — тяговый трос подъемной лебедки; *6* — тяговый трос горизонтального перемещения трубы; *7* — подъемная лебедка; *8* — лебедка горизонтального перемещения

Таблица 2

Минимальный процент содержания растянутой арматуры в бетоне

	Марка бетона	
	150—200	250—400
Минимальное содержание арматуры в бетоне в %:		
кольцевой	0,15	0,2
продольной	0,3	0,4

Требования настоящего пункта не относятся к предварительно напряженным железобетонным трубам 2-й категории трещиностойкости, рассчитываемым на образование трещин.

33. Арматура ствола трубы может выполняться в виде сварных каркасов (в трубах из сборных элементов) или в виде отдельных стержней. Примерное расположение арматуры в стволе монолитной трубы показано на рис. 6.

Применение арматуры, не имеющей сцепления с бетоном, не допускается.

34. Стыки растянутой арматуры монолитных труб выполняются внахлестку без сварки. Стыки продольной и горизонтальной арматуры должны располагаться вразбежку так, чтобы число стыков в сечении было не более 25% от общего количества стержней. Расположение стыков продольной арматуры должно согласоваться с ярусами перестановки опалубки при выполнении труб из монолитного железобетона в переставной опалубке.

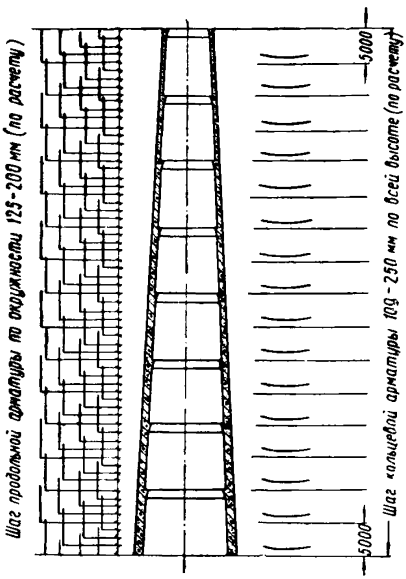


Рис. 6. Арматура ствола монолитной железобетонной трубы

Продольную арматуру ствола следует стыковать с выпусками арматуры фундамента.

Длину нахлестки в стыках следует принимать равной:

40 диаметрам стыкуемых стержней при гладких стержнях из стали класса А-I и стержнях периодического профиля из стали класса А-II;

50 диаметрам при стержнях периодического профиля из стали класса А-III.

35. Стыки элементов сборных труб с ненапрягаемой арматурой рекомендуется выполнять одним из следующих способов:

а) посредством накладок из арматурной стали, привариваемых к стальным косынкам в специальных нишах царг, с последующим замоноличиванием ниш раствором или бетоном (рис. 7);

б) установкой стержней арматуры в продольных пазах царг с приваркой их к стальным косынкам, специально заложенным в стенку трубы и приваренным к кольцевой арматуре, с последующим замоноличиванием пазов раствором посредством торкретирования (рис. 8).

Стыки элементов сборных труб с предварительным напряжением стержневой арматуры выполняются посредством пропуска через каналы или пазы стыкуемых элементов стержней

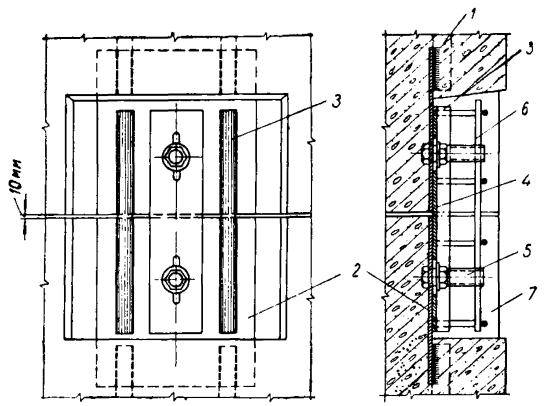


Рис. 7. Деталь стыка продольной арматуры труб из сборных железобетонных царг

1 — продольная арматура; *2* — стальная косынка; *3* — арматурный стержень, привариваемый к косынкам; *4* — монтажная планка; *5* — монтажный болт; *6* — арматурная сетка; *7* — ниша

арматуры с последующим натяжением их и заливкой пазов и инъецированием каналов цементным тестом или раствором.

Стержневую продольную арматуру можно соединять между собой участками длиной 6—10 *м* посредством нарезных муфт (рис. 9).

Если применяется арматура, подвергнутая до сварки механическому упрочнению (без повторной вытяжки после сварки), то рекомендуется применять такие типы сварных соединений, при которых практически не снижаются механические свойства упрочненного металла; в противном случае расчетное сопротивление арматуры следует принимать как для неупрочненной стали.

Арматура из холоднотянутой проволоки в предварительно напряженных трубах должна, как правило, выполняться без стыков.

36. Количество стержней продольной арматуры на 1 *пог. м* горизонтального сечения ствола из монолитного железобетона при возведении трубы в переставной опалубке назначается в пределах от 5 до 8 шт.

Шаг продольной предварительно напряженной арматуры сборных труб рекомендуется принимать в пределах 0,5—0,8 *м* (в зависимости от диаметра дымовой трубы).

37. Горизонтальная (кольцевая) арматура делается в виде колец или спирали.

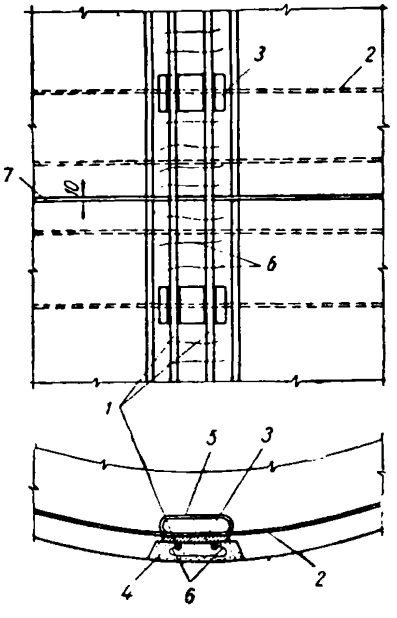


Рис. 8. Деталь стыка продольной арматуры, устанавливаемой в продольных пазах царг

1 — продольная арматура; *2* — кольцевая арматура; *3* — стальная косынка, привариваемая к кольцевой арматуре; *4* — продольный паз; *5* — анкер; *6* — тонкая проволока; *7* — шов между царгами

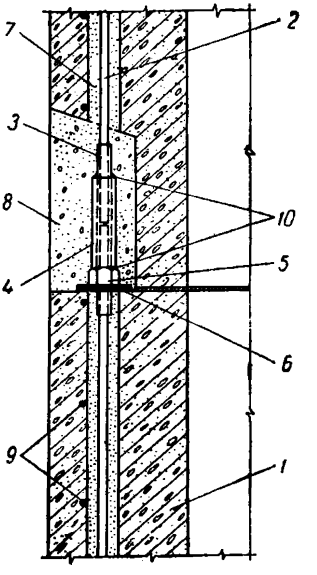


Рис. 9. Деталь стыка предварительно напряженной стержневой арматуры

1 — стенка железобетонной царги; *2* — стержень продольной напрягаемой арматуры; *3* — нарезная часть стержня (приваривается к стержню); *4* — нарезная муфта; *5* — гайка фиксирования; *6* — стальная шайба; *7* — канал, заполняемый цементным раствором или тестом путем инъекции; *8* — ниша, заполняемая бетоном или раствором; *9* — кольцевая арматура; *10* — сварка

Кольцевую арматуру целесообразно располагать с внешней стороны относительно продольной. Однако при возведении конических труб в переставной опалубке из условия удобства производства работ кольцевая арматура располагается с внутренней стороны. Каждый узел пересечения кольцевой и продольной арматуры должен быть перевязан проволокой.

Применение напрягаемой кольцевой арматуры рекомендуется только в трубах второй категории трещиностойкости.

38. Толщина защитного слоя бетона для рабочей арматуры, не подвергаемой предварительному напряжению, а также для предварительно напрягаемой арматуры, натягиваемой на упо-

ры, должна приниматься не менее 30 *мм* и не менее диаметра арматуры. При систематических воздействиях дыма, паров кислот и т. п. толщина защитного слоя должна назначаться с учетом требований глав нового СНиПа.

В элементах с напрягаемой продольной арматурой, натягиваемой на бетон и располагаемой в каналах, толщина защитного слоя от наружной поверхности элемента до внутренней поверхности канала должна приниматься:

а) при расположении в канале по одному пучку или стержню — не менее 30 *мм* и не менее половины диаметра канала;

б) при групповом расположении пучков или стержней — не менее 80 *мм* и не менее половины ширины канала.

При расположении арматуры в пазах или снаружи сечения элемента толщина защитного слоя, образуемого последующим торкретированием или обетонировкой, принимается не менее 30 *мм*.

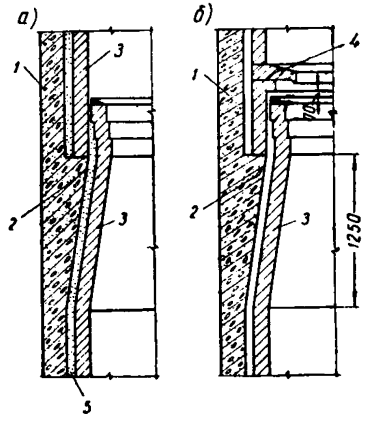


Рис. 10. Детали устройства футеровки в конических монолитных трубах

а — при отсутствии конденсата в трубе; *б* — при образовании конденсата; *1* — стенка ствола; *2* — неармированная консоль; *3* — футеровка; *4* — слезниковый кирпич; *5* — теплоизоляция

39. Консоли для опирания футеровки в конических монолитных трубах образуются посредством установки внутренней опалубки под соответствующим углом, поэтому высота их равна 1250 *мм* (рис. 10). Консоли, как правило, не армируются. Однако, допускается установка конструктивной арматуры.

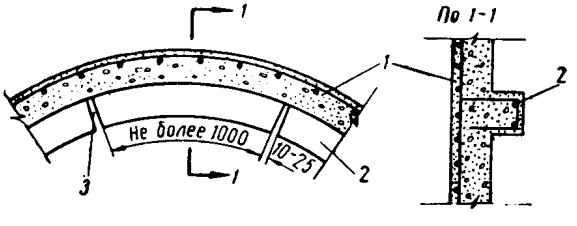


Рис. 11. Деталь консоли в цилиндрической монолитной трубе

1 — стенка ствола; *2* — консоль для опирания футеровки; *3* — температурный шов

Консоли для опирания футеровки в цилиндрических трубах, возводимых в скользящей опалубке, армируются (рис. 11). Рабочая арматура консолей устанавливается одновременно с арматурой ствола. При передвижении скользящей опалубки через участки расположения консолей арматура подгибается, а затем выправляется в проектное положение с установкой монтажных стержней.

В целях уменьшения температурных напряжений, вызванных утолщением стенки ствола трубы в местах расположения консолей, последние разрезаются вертикальными температурными швами шириной 10—25 *мм* с шагом по окружности не более 1 *м*. Шов доводится до внутренней поверхности железобетонной стенки.

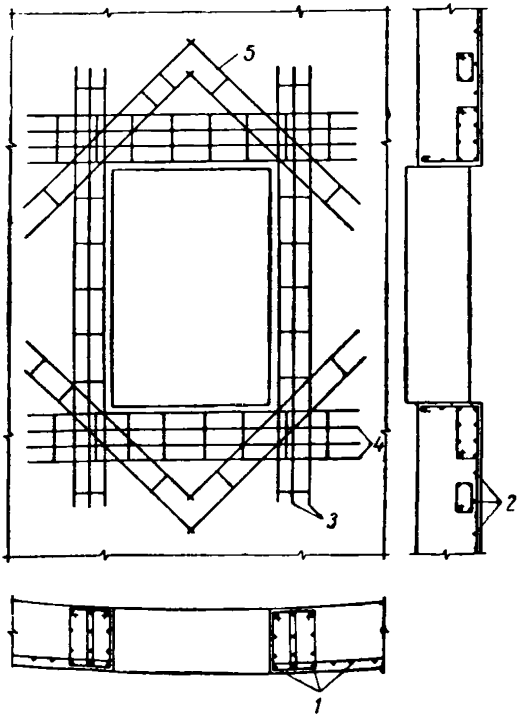


Рис. 12. Расположение арматуры вокруг проема в трубе

1 — продольная арматура ствола; *2* — кольцевая арматура; *3* — дополнительно устанавливаемая продольная арматура ствола; *4* — дополнительно устанавливаемая горизонтальная арматура; *5* — дополнительно устанавливаемая арматура по углам проема

В пределах расположения консолей количество горизонтальной арматуры конструктивно увеличивают.

40. Для снижения расхода растянутой арматуры, потребной для восприятия усилий, вызванных температурным перепадом по толщине стенки ствола трубы, можно устраивать вертикальные компенсационные швы с внутренней стороны трубы на необходимую глубину, но не более половины толщины стенки.

41. Все проемы в стволе трубы следует армировать по всему периметру проемов дополнительно устанавливаемыми вертикальными и горизонтальными стержнями.

Сечение вертикальных, а также горизонтальных обрамляющих стержней должно быть равно площади продольной арматуры, перерезанной проемами.

Дополнительную арматуру выше и ниже проемов следует ставить в количестве не менее четырех стержней над проемом, четырех стержней под проемом и не менее восьми стержней по углам проема (рис. 12).

Если ослабление проемами настолько велико, что компенсировать это ослабление утолщением стенки ствола и постановкой дополнительной арматуры не представляется возможным, ослабленную часть ствола необходимо усилить железобетонными пилястрами.

ФУНДАМЕНТ ПОД ТРУБУ

42. Фундамент под железобетонную дымовую трубу следует проектировать в виде полого усеченного конуса или цилиндра (стакан фундамента) и плиты. Плита принимается сплошной

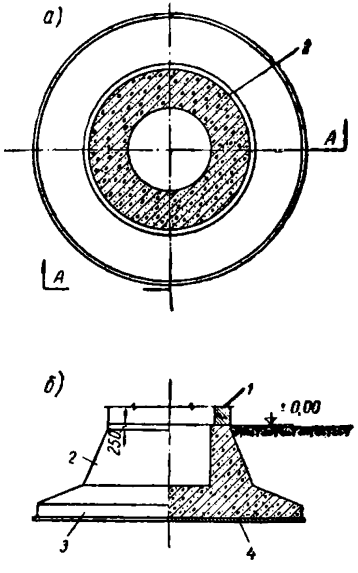


Рис. 13. Фундамент под железобетонную дымовую трубу

а — план; *б* — разрез по *А—А*; *1* — ствол; *2* — стакан фундамента; *3* — плита фундамента; *4* — щебеночная подготовка

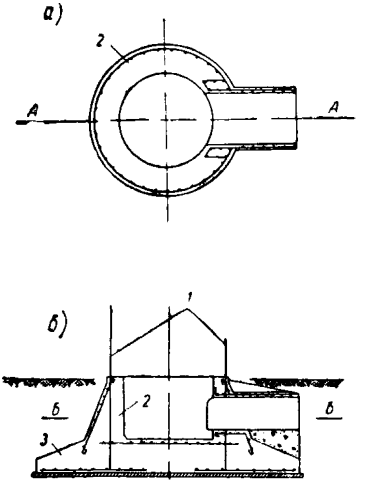


Рис. 14. Фундамент под железобетонную дымовую трубу с подземным вводом газохода

а — план по *Б—Б*; *б* — разрез по *А—А*; *1* — выпуска арматуры; *2* — стакан фундамента; *3* — плита фундамента

по всей площади основания или в виде кольца. Кольцевые плиты принимаются при грунтах с высоким расчетным сопротивлением (скальных, полускальных, крупнообломочных, плотных глинистых и крупнозернистых песчаных) с учетом конструктивных, производственных и экономических соображений.

В плане плиту принимают круглого или многоугольного очертания. Плита квадратного или прямоугольного очертания допускается в виде исключения только в случаях, когда из-за крайне стесненного состояния строительной площадки применить круглую или многоугольную плиту невозможно.

Толщину стенки стакана фундамента на отметке ±0,0 из-за производственных соображений следует предусматривать больше толщины стенки нижней части ствола с уступом внутрь трубы (рис. 13).

43. При высоком уровне грунтовых вод и подземных газоходах должен быть предусмотрен дренаж как основное мero-

приятие по защите фундамента. При наличии грунтовых вод, агрессивных по отношению к бетону, или при возможности попадания агрессивных растворов с территории завода фундамент и нижнюю часть трубы следует выполнять в соответствии с новым СНиПом или «Нормами и техническими условиями проектирования естественных оснований зданий и промышленных сооружений» (НиТУ 127—55) и «Инструкцией по проектированию и устройству противокоррозионной защиты вытяжных труб предприятий с агрессивными средами» (СН 163—61).

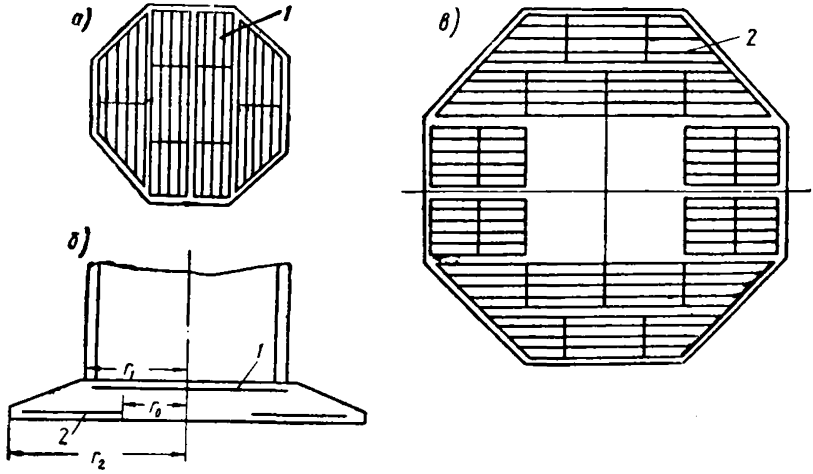


Рис. 15. Укладка сеток в плите фундамента

а — схема укладки одного из двух рядов верхних сеток (второй ряд таких же сеток укладывается перпендикулярно первому); *б* — разрез по плите фундамента; *в* — схема укладки одного из двух рядов нижних сеток (второй ряд таких же сеток укладывается перпендикулярно первому); *1* — верхние сетки; *2* — нижние сетки

44. При отсутствии грунтовых вод и при неагрессивных грунтовых водах фундамент следует выполнять из бетона на портландцементе с водоцементным отношением не выше 0,8 (без учета водопоглощения заполнителя) для бетона с шамотным заполнителем и не выше 0,6 для всех остальных бетонов.

45. Для фундамента применяют горячекатаную арматуру периодического профиля из стали класса А-II и А-III, за исключением случаев, когда арматура назначается конструктивно и применение стали периодического профиля не дает экономии металла. В этом случае, а также для монтажной и распределительной арматуры целесообразно применение горячекатаной арматуры гладкого профиля из стали класса А-I.

46. Количество и сечение арматуры для армирования фундаментов принимают согласно расчету.

Для сопряжения ствола трубы с фундаментом из стакана фундамента выпускаются вертикальные стержни арматуры (рис. 14).

При подземном вводе газоходов армирование фундамента производят с учетом воздействия температуры.

При надземном вводе газоходов стакан фундамента армируют стержнями диаметром не менее 12 *мм* с шагом не более 200 *мм*.

47. Плиту фундамента армируют равномерно сетками. В пределах консолей и внутренней части плиты располагаются нижние сетки, а по всей внутренней части плиты — верхние сетки (рис. 15).

48. Защитный слой для нижней арматуры монолитных фундаментов принимают: при отсутствии подготовки — не менее 70 *мм*, а при наличии подготовки — не менее 35 *мм*.

49. Уклон наружной поверхности стакана фундамента определяется расчетными и конструктивными соображениями и может значительно отличаться от уклона нижней части ствола, особенно при больших вылетах консолей фундамента.

50. Проемы в стакане фундамента армируют по всему периметру вертикальными и горизонтальными стержнями (количество вертикальных и горизонтальных стержней принимают равным количеству стержней, перерезанных проемом) с установкой не менее четырех косых стержней в верхних углах.

Горизонтальная арматура у граней проема отгибается и отводится в сжатую зону стенки.

При больших проемах ослабление стакана фундамента компенсируется устройством пилястр или стенок у граней проемов (см. рис. 14).

ФУТЕРОВКА И ТЕПЛОИЗОЛЯЦИЯ

51. При необходимости защиты бетона ствола трубы от высокой температуры отводимых газов или снижения температурных напряжений в стенке предусматривают футеровку и, если необходимо, теплоизоляцию ствола. На рис. 16 приведены графики примерных значений температурного перепада (разности температур

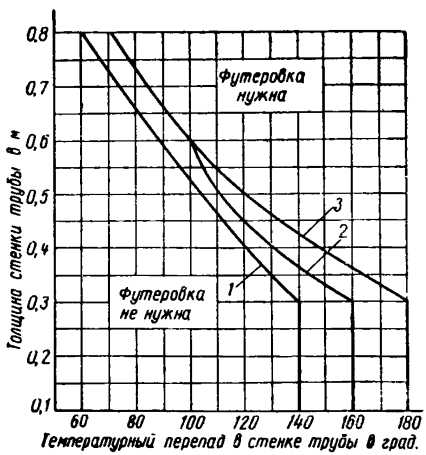


Рис. 16. Примерные значения температурного перепада в стенке ствола трубы из обычного железобетона, выше которых целесообразно применение футеровки

1 — арматура из стали класса А-I; *2* — то же, А-II; *3* — то же, А-III

наиболее нагретой поверхности бетона и арматуры) в стенке ствола труб из обычного железобетона, выше которых целесообразно применять футеровку.

52. Футеровку ствола проектируют в виде отдельных поясов, опирающихся на бетонные или железобетонные консоли, предусматриваемые в местах изменения толщины стенки ствола (см. рис. 10 и 11). Нижний пояс футеровки следует опереть непосредственно на фундамент трубы.

Опирание футеровки в местах проемов при газоходах прямоугольного сечения производится на железобетонную консоль

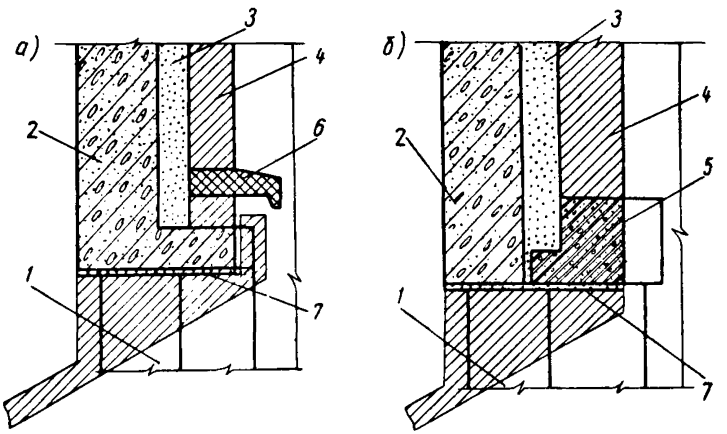


Рис. 17. Детали опирания футеровки над проемами

а — при температуре отводимых газов до 200°; *б* — то же, свыше 200°; *1* — проем; *2* — стенка ствола; *3* — теплоизоляция; *4* — футеровка; *5* — балка-перемычка из жаростойкого железобетона; *6* — слезниковый кирпич; *7* — глина с асбестовой мелочью

или балку-перемычку из обычного железобетона при температуре отводимых газов до 200° (рис. 17,*а*) или жаростойкого железобетона при температуре более 200° (рис. 17,*б*).

Высоту поясов футеровки принимают в зависимости от диаметра ствола трубы, но не более 12,5 *м*. В нижней части трубы при надземных газоходах принимают высоту пояса в зависимости от высоты проемов, но не более 20 *м*.

Толщину футеровки по высоте ствола принимают не менее 10 *см* из жаростойкого бетона или 0,5 кирпича, а в нижней части (в пределах газоходов) — соответственно не менее 20 *см*, или 1 кирпич.

53. Царги сборных труб рекомендуется устанавливать на место уже офутерованными. Одно из конструктивных решений такого соединения футеровки с железобетонной стенкой ствола дано на рис. 4.

54. При подземном вводе газоходов толщину футеровки стенок и дна стакана фундамента принимают в зависимости от

температуры отводимых газов из условия защиты бетона и арматуры от перегревания.

55. Для футеровки железобетонных дымовых труб применяют:

а) обыкновенный глиняный кирпич мокрого прессования марки не ниже 100 (ГОСТ 530—54) — при температуре отводимых газов до 600°;

б) лекальный кирпич марки не ниже 100 (ГОСТ 8426—57) — при температуре до 700°;

в) шамотный кирпич класса В (ГОСТ 390—54) — при температуре более 700°;

г) крупные блоки из жаростойкого бетона на портландцементе — при всех температурах до 800°.

56. Раствор для кладки футеровки применяют:

а) сложный марки 25 (НиТУ 120—55) — при температуре отводимых газов до 300°;

б) жаростойкий марки не ниже 50 (см. «Указания по приготовлению и применению жароупорных растворов на портландцементе» У 121—53 МСПТИ) — при температуре более 300°.

57. При наличии условий к образованию внутри трубы конденсата сопряжения футеровочных поясов должны перекрываться слезниковыми кирпичами (см. рис 10).

58. При наличии воздушного зазора между стволом и футеровкой его принимают равным 30—50 *мм* при соблюдении требования о незасоряемости зазора раствором или осколками кирпича.

При необходимости заполнения зазора теплоизоляционным материалом рекомендуются следующие виды теплоизоляции:

а) минеральная вата (ГОСТ 4640—52) в виде матов на сетке;

б) минеральная вата в виде матов на связке из синтетических смол;

в) плиты полужесткие минераловатные на фенольной связке (ГОСТ 9573—60);

г) кирпич диатомовый (ГОСТ 2694—52).

Вид теплоизоляционного материала и толщина заполнения принимаются по теплотехническому расчету.

59. Характеристики материалов, применяемых для футеровки и теплоизоляции, приведены в табл. 3.

ГАРНИТУРА ТРУБЫ

60. С наружной стороны ствола устанавливается гарнитура трубы: светофорные площадки, ходовая лестница, грозозащита (см. рис. 1).

61. Для установки на трубе светоограждательных огней линии аэрофлота предусматриваются светофорные площадки (рис. 18),

Таблица 3

Характеристики материалов, применяемых для возведения труб

Наименование материалов	Предельная допустимая температура нагрева в трубах в град.	Объемный вес (в высушенном состоянии) в *кг/м*³	Коэффициент теплопроводности λ в *ккал/м час град* при средней температуре в град.								
			50	100	200	300	400	500	600	700	750
Жаростойкие бетоны на портландцементе с заполнителями из:											
базальта, диабаза, андезита	700	2300	1,02	1,04	1,1	1,16	1,21	1,27	1,33	—	—
шамота	800	1900	0,62	0,64	0,7	0,76	0,81	0,87	0,93	0,98	1
обыкновенного глиняного кирпича	800	1700	0,56	0,58	0,63	0,68	0,72	0,77	0,82	0,87	0,9
Легкие жаростойкие бетоны на портландцементе с заполнителями из керамзита объемным весом:											
450—650 *кг/м*³	800	1400	0,37	0,4	0,46	0,51	0,57	0,63	0,69	0,75	0,78
450—650 „	800	1200	0,33	0,35	0,39	0,43	0,46	0,5	0,54	0,58	0,6
350—450 „	800	900	0,2	0,22	0,26	0,29	0,33	0,36	0,4	0,44	0,46
Обычный бетон	200	2300	1,12	1,14	—	—	—	—	—	—	—
Кладка из шамотного кирпича	800	1900	0,63	0,65	0,7	0,75	0,8	0,9	0,95	1	1,03

Продолжение табл. 3

Наименование материалов	Предельная допустимая температура нагрева в трубах в град.	Объемный вес (в высушенном состоянии) в *кг/м³*	Коэффициент теплопроводности λ в *ккал/м час град* при средней температуре в град.								
			50	100	200	300	400	500	600	700	750
Кладка из глиняного обыкновенного кирпича	600	1700	0,42	0,47	0,52	0,57	0,62	0,67	—	—	—
Кладка из шамотного легковесного кирпича	800	800	0,2	0,21	0,24	0,27	0,3	0,33	0,36	0,39	0,4
Кладка из диатомового кирпича	800	700	0,16	0,17	0,19	0,21	0,23	0,25	0,27	0,29	0,3
То же	800	600	0,13	0,14	0,16	0,18	0,2	0,22	0,24	0,26	0,27
»	800	500	0,11	0,12	0,14	0,16	0,18	0,2	0,22	0,24	0,25
Маты минераловатные на сетке	600	300	0,059	0,067	0,083	0,099	0,115	0,128	—	—	—
То же	600	250	0,056	0,064	0,08	0,096	0,112	0,127	—	—	—
»	600	200	0,053	0,061	0,071	0,093	0,109	0,125	—	—	—
Маты минераловатные на связке из синтетических смол	130	125	0,045	0,053	—	—	—	—	—	—	—
Плиты полужесткие минераловатные на фенольной связке	300	200	0,053	0,066	0,082	0,098	—	—	—	—	—
Воздушная прослойка (вертикальная) толщиной 50 *мм* .	—	—	0,34	0,5	0,95	1,6	2,7	3,8	—	—	—

устанавливаемые по высоте трубы через каждые 15 или 30 *м*, в зависимости от категории препятствия.

В связи с существующей опалубкой, применяемой в настоящее время для строительства железобетонных монолитных труб, верхняя площадка устанавливается ниже верха головки трубы на 3,75 или 6,25 *м*. Для монтажа площадок на уровне

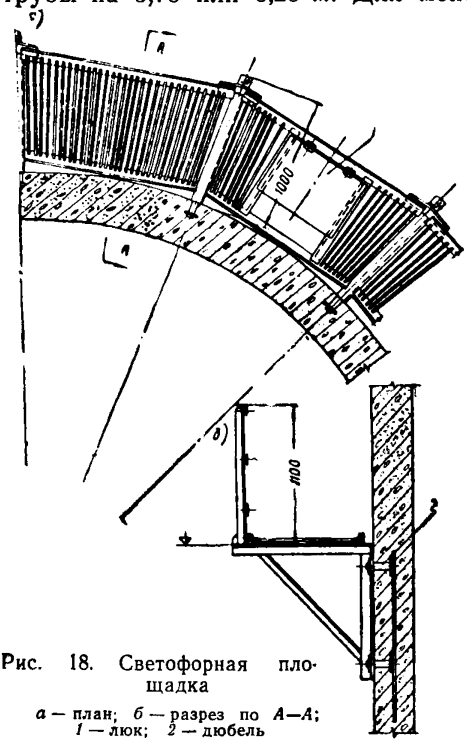


Рис. 18. Светофорная площадка

а — план; *б* — разрез по *А—А*; *1* — люк; *2* — дюбель

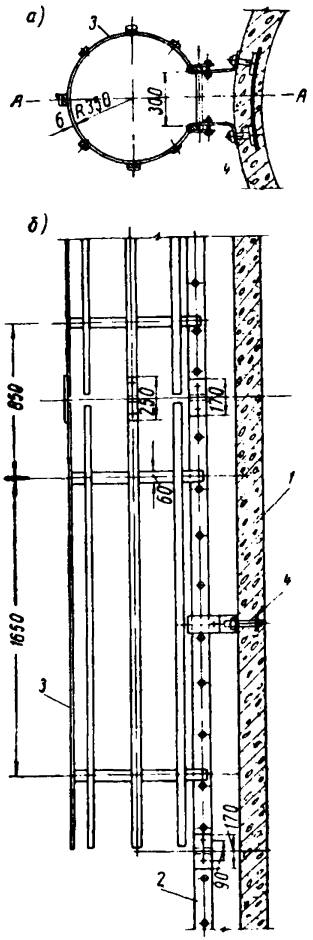


Рис. 19. Ходовая лестница с ограждением

а — план; *б* — разрез по *А—А*; *1* — стенка ствола; *2* — ходовая лестница; *3* — ограждение; *4* — дюбель

последних, кроме верхней, необходимо предусматривать монтажные проемы размером 0,6×1 *м*. После монтажа площадок проемы заделываются кирпичной кладкой и оштукатуриваются цементным раствором.

62. Для обслуживания светофорных площадок предусматривают ходовую лестницу с ограждением (рис. 19). Прикрепле-

ние металлоконструкций к трубе осуществляется посредством дюбелей, закладываемых в стенку ствола при бетонировании через каждые 2,5 *м* по высоте.

Ходовая лестница устанавливается с 3 *м* от поверхности земли по всей высоте трубы, выступая над ее головкой на 0,5—0,8 *м*.

Таблица 4

Количество молниеприемников для дымовых труб

Размеры трубы		Количество молниеприемников в шт.
верхний наружный диаметр трубы в *м*	высота трубы в *м*	
До 1,5	До 50	2
1,6—2,5	„ 30	2
	35—80	3
2,6—4	До 150	3
4,1—6	„ 100	3
	105—150	4
6,1—8	До 100	4
	105—180	6
8,1—9	До 100	5
	105—180	8

63. На трубе необходимо предусматривать грозозащиту. Молниеприемники выполняют из газовых труб диаметром 38 *мм*, длиной около 4 *м*. Количество молниеприемников на трубу принимают по табл. 4 в зависимости от высоты и верхнего наружного диаметра трубы.

Токоотводящий провод принимают из оцинкованного каната диаметром 11 *мм* (ГОСТ 3063—55). В случае отсутствия каната допускается применение катанки диаметром 12 *мм* с покрытием ее асфальтовым лаком или другим антикоррозийным составом. По высоте трубы токоотводящий канат прикрепляется к держателям ходовой лестницы. В нижней части трубы канат заключается в металлическую трубу диаметром 25 *мм*.

На высоте 3 *м* от поверхности земли токоотводящий канат должен иметь разъемный стык из двух наконечников, позволяющий в любое время проверить омметром состояние и эффективность работы заземляющего контура грозозащиты.

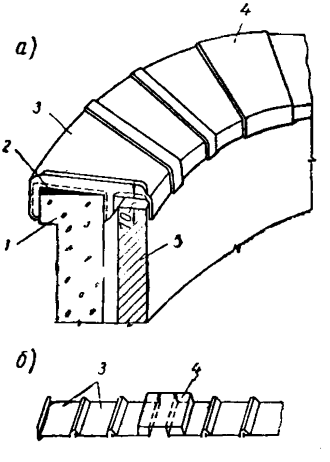


Рис. 20. Головка дымовой трубы

а — головка трубы; *б* — схема установки звеньев колпака; *1* — верхний обрез ствола трубы; *2* — подливка из цементного раствора; *3* — основное звено колпака; *4* — конечное звено колпака; *5* — футеровка

64. Заземляющий контур грозозащиты выполняется из усиленных газовых труб диаметром 50 *мм* и длиной 2,5 *м* (электроды), объединенных полосовой сталью (шиной) сечением 6×60 *мм*. Установку заземляющего контура в грунт следует делать до засыпки котлована фундамента. Количество электродов принимают по табл. 5.

Таблица 5

Количество электродов заземляющего контура

Наименование грунта	Удельное сопротивление грунта в *ом см*/10^4	Количество электродов в шт.	Расчетное сопротивление заземления в *ом*	Расстояния между электродами в *м* (не менее)
Песок	7	12	30	5
Супесь	3	6	22	5
Суглинок	1	2	17	5
Глина	0,4	1	20	—
Чернозем	2	3	16	5

65. Конструкция грозозащиты должна обеспечить надежность контакта между всеми элементами. Общее сопротивление системы заземления трубы должно быть не более 30 *ом*.

66. Царги сборных труб рекомендуется устанавливать на место с прикрепленной к ним гарнитурой (см. рис. 2, 3).

67. Для защиты головки трубы предусматривают колпак из чугуна или другого стойкого материала, укладываемый на верхний обрез ствола трубы (рис. 20).

68. Для всех металлоконструкций, устанавливаемых на трубе, предусматривают покраску за 2—3 раза асфальтовым лаком или другим заменяющим составом с периодическим возобновлением покраски во время эксплуатации трубы.

III. РАСЧЕТ СТВОЛА ТРУБЫ

РАСЧЕТ ТЕМПЕРАТУР

69. Расчет температур по толщине стенки ствола трубы производят исходя из установившегося потока тепла, пользуясь обычными методами расчета температур ограждающих конструкций. При отношении толщины стенки к диаметру трубы меньше 0,1 разницей в площадях тепловоспринимающей и теплоотдающей поверхностей можно пренебречь.

70. Температуру по толщине стенки определяют по формуле (1):

$$t_n = t_в - \frac{t_в - t_н}{R_0}\left(R_в + \sum_1^{n-1} R_i\right), \qquad (1)$$

где общее сопротивление ограждения теплопередаче равно

$$\left.\begin{aligned} &R_0 = R_в + R_1 + R_2 + \cdots + R_n + R_н; \\ &R_в = \frac{1}{\alpha_в}; \quad R_н = \frac{1}{\alpha_н}; \quad R_1 = \frac{d_1}{\lambda_1}; \\ &R_2 = \frac{d_2}{\lambda_2}; \quad R_n = \frac{d_n}{\lambda_n}. \end{aligned}\right\} \qquad (2)$$

Здесь d_1, d_2, d_n — толщины слоев из однородного материала в *м*;

λ_1, λ_2, λ_n — коэффициенты теплопроводности слоев в *ккал/м час град* (см. табл. 3);

$t_в$ — температура отводимых газов в град.;

$t_н$ — температура наружного воздуха в град.;

$\alpha_в$ — коэффициент тепловосприятия внутренней поверхности стенки, принимаемый в зависимости от температуры газов равным:
при температуре:

от 50 до 100° — 28 *ккал /м²час град*
„ 101 „ 300° — 33 „
„ 301° и выше — 50 „

$\alpha_н$ — коэффициент теплоотдачи наружной поверхности стенки, принимаемый в зависимости от преобладающей скорости ветра равным:
при скорости ветра:

от 1 до 5 *м/сек* — 10 *ккал/м² час град*
„ 6 „ 8 „ — 14 „
„ 8 *м/сек* и выше — 20 „

71. При наибольших значениях температуры отводимых газов и температуры наружного воздуха и значении коэффициента теплоотдачи от наружной поверхности $\alpha_н$, равном 10 *ккал/м² час град,* температура наружной поверхности трубы не должна превышать 100°, температура арматуры, не подвергнутой механической обработке в холодном состоянии, — 200°, а температура арматуры, подвергнутой обработке в холодном состоянии (волочению, вытяжке, сплющиванию), — 100°.

Для низких труб, не имеющих светофорных площадок, температура наружной поверхности не ограничивается.

72. При расчете прочности сечений ствола трубы температура растянутой арматуры определяется при наибольших значениях температуры отводимых газов, расчетной температуре наружного воздуха в зимнее время (средней температуре наиболее холодной пятидневки) и коэффициенте теплоотдачи наружной поверхности стенки $\alpha_н$, равном 20 *ккал/м² час град.* При этом температура арматуры, за исключением арматуры, подвергнутой механической обработке в холодном состоянии, не должна быть более 150°.

Перегрев арматуры должен быть исключен путем соответствующего конструктивного решения ствола трубы: подбором толщины стенки трубы, устройством внутренней бетонной или кирпичной футеровки и т. п.

При вычислении потерь предварительного напряжения значения температур арматуры и бетона, принимаемые в расчете на появление трещин, следует определять при наибольших значениях температуры отводимых газов, температуры наружного воздуха и значении коэффициента теплоотдачи от наружной поверхности $\alpha_н$, равной 10 *ккал/м² час град.*

73. Если расчетная температура на поверхности бетона превышает температуру применимости бетона, внутренняя поверхность бетона трубы должна быть защищена футеровкой из штучных огнеупоров или жаростойким бетоном, соответствующим заданным температурным условиям. Значения предельных температур службы бетонов в трубах приведены в табл. 1.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВЕТРОВОЙ НАГРУЗКИ

74. Определение ветровой нагрузки должно производиться согласно новому СНиПу или «Техническим условиям расчета высоких сооружений на ветровую нагрузку» (СН 40—58) с изме-

нениями в части величин скоростных напоров, приведенными в настоящем пункте.

Расчетная ветровая нагрузка на 1 *пог. м* высоты дымовой трубы в направлении ветра определяется по формуле (3):

$$q = nq^{н}, \tag{3}$$

где n — коэффициент перегрузки, принимаемый для железобетонных дымовых труб равным 1,4 (см. прил. 7);

$q^{н}$ — нормативная ветровая нагрузка, определяемая по формуле (4):

$$q^{н} = q_0 c \beta k d, \tag{4}$$

где q_0 — нормативный скоростной напор в *кг/м²*, определяемый по табл. 6;

Таблица 6

Нормативные скоростные напоры ветра q_0 для высоты над поверхностью земли до 10 *м*

Районы СССР (принимаются по рис. 46)	Нормативные скоростные напоры в *кг/м²*	Районы СССР (принимаются по рис. 46)	Нормативные скоростные напоры в *кг/м²*
I	27	V	70
II	35	VI	85
III	45	VII	100
IV	55		

Примечания. 1. Нормативные скоростные напоры определены по скоростям ветра для условий открытого, незащищенного места при двухминутном осреднении по формуле

$$q_0 = \frac{v^2}{16},$$

где v — превышаемая 1 раз в 5 лет скорость ветра.

2. Карта районирования СССР по ветровой нагрузке, рекомендованная Главной геофизической обсерваторией им. А. И. Воейкова, приведена в приложении 4 (рис. 46).

c — коэффициент лобового сопротивления (аэродинамический коэффициент), принимаемый равным 0,6;

k — поправочный коэффициент на возрастание скоростного напора ветра для высот более 10 *м*, определяемый по табл. 7;

d — наружный диаметр трубы в *м*; для конических труб — средний диаметр участка трубы;

β — коэффициент увеличения скоростного напора, определяемый по формуле (5):

$$\beta = 1 + \xi m, \tag{5}$$

где m — коэффициент пульсации скоростного напора, определяемый по табл. 8;

ξ — коэффициент динамичности, зависящий от периода собственных колебаний трубы и от логарифмического декремента затухания колебаний трубы. Коэффициент ξ определяется по графику рис. 21.

Таблица 7

Поправочные коэффициенты k на возрастание скоростных напоров ветра для высоты более 10 м (при высоте до 10 м $k=1$)

Характеристика местности в районе застройки	Высота над поверхностью земли в м													
	20	30	40	50	60	70	80	90	100	125	150	175	200	250
1. Береговая полоса северных и восточных морей; пустыни и полупустыни . . .	1,24	1,47	1,7	1,77	1,84	1,9	1,97	2,04	2,1	2,18	2,26	2,34	2,42	2,58
2. Вся территория СССР за исключением районов, указанных в п. 1, и горных районов	1,39	1,63	1,82	1,99	2,12	2,25	2,35	2,44	2,52	2,7	2,86	3	3,11	3,3

Примечания. 1. Ширина береговой полосы принимается равной 100 км, но не далее чем до ближайшего хребта.

2. Для промежуточных высот величина поправочных коэффициентов определяется линейной интерполяцией.

3. Для горных районов поправочные коэффициенты принимаются в соответствии со специальными данными Гидрометеослужбы, но не менее значений, приведенных в табл. 7.

Таблица 8

Значения коэффициента m

Высота в $м$	До 20	40	60	80	100—200
Коэффициент m	0,35	0,32	0,28	0,25	0,21

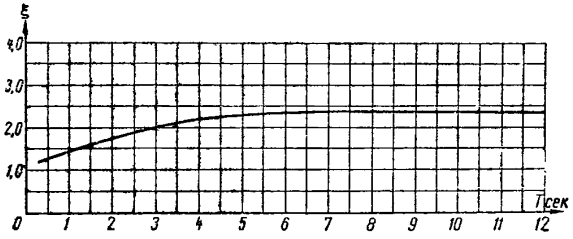


Рис. 21. Значения коэффициента динамичности ξ в зависимости от периода собственных колебаний трубы T в сек.

Поскольку для определения периода собственных колебаний трубы необходимо знание действительной жесткости трубы (с учетом наличия трещин в растянутой зоне сечения трубы и упруго-пластической работы бетона в сжатой зоне), определение которой возможно лишь после полного расчета трубы, в качестве первого приближения, идущего в запас прочности, можно принимать значение ξ, равное 2,4.

Проверка правильности принятого значения ξ может быть произведена после определения периода собственных колебаний трубы по формуле (55), приведенной в разделе расчета труб на резонанс (п. 107).

СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ СТВОЛА

Общие указания

75. Статический расчет железобетонных дымовых труб содержит следующие элементы:

1) расчет горизонтальных сечений на воздействие ветра, собственного веса трубы, силы обжатия и температуры. Из этого расчета определяются толщина стенки ствола трубы и количество продольной вертикальной арматуры;

2) расчет вертикальных сечений стенки ствола трубы на воздействие температуры. Из этого расчета определяется необходимое количество горизонтальной кольцевой арматуры;

3) расчет прогибов ствола трубы для определения и учета дополнительных изгибающих моментов от собственного веса, а также для проверки динамической устойчивости трубы.

76. Расчет горизонтальных и вертикальных сечений ствола производится по двум предельным состояниям: по несущей способности и по раскрытию трещин.

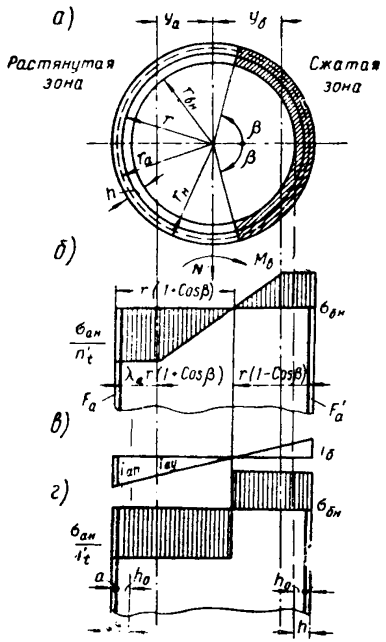


Рис. 22. Расчетная схема горизонтального сечения трубы с ненапрягаемой арматурой

а — схема горизонтального сечения; *б* — эпюра напряжений в предельном состоянии; *в* — схема деформаций сечения; *г* — расчетная эпюра напряжений

За первое предельное состояние вертикальных и горизонтальных сечений с наветренной стороны трубы принимается образование пластического шарнира. В горизонтальном сечении трубы с ненапрягаемой арматурой этому соответствует состояние, когда зона текучести растянутой арматуры доходит до центра тяжести арматуры растянутой зоны (рис. 22), в сечении с подветренной стороны трубы — использование несущей способности сжатой зоны бетона.

В предварительно напряженных трубах образованию пластического шарнира соответствует достижение текучести крайним стержнем арматуры.

Расчет труб из сборных элементов должен быть проведен для всех тех стадий изготовления, монтажа и эксплуатации, при которых может возникнуть опасность достижения конструкцией одного из предельных состояний.

77. При расчете несущей способности нагрузку от собственного веса принимают без коэффициента перегрузки (объемный вес бетона принимается в высушенном состоянии); расчетную величину ветровой нагрузки принимают согласно п. 74; температуры внутренней поверхности бетона и арматуры принимают согласно теплотехническому расчету (см. п. 70).

При расчете сборных труб и их элементов на воздействие усилий, возникающих при перевозке и монтаже, собственный

вес элемента следует вводить с коэффициентом динамичности 1,5.

78. Расчетом и конструктивными мерами должно быть обеспечено соблюдение следующих требований:

а) наибольшие значения температур нагрева бетона и арматуры ($t_б$ и $t_а$), получаемые из теплотехнического расчета температур, не должны превышать максимально допустимых значений (см. табл. 1 и раздел II, п. 13);

б) расчетные значения напряжений в растянутой арматуре $\sigma_а$ и в сжатой зоне бетона $\sigma_б$ должны удовлетворять неравенствам:

$$\sigma_а \leqslant R_{аt}, \tag{6}$$

где

$$R_{аt} = k_а m_а \gamma_а R^н_а;$$

$$\sigma_б \leqslant R_{прt}, \tag{7}$$

где

$$R_{прt} = k_{бс} m_б \gamma^n_б R^н_{пр};$$

$R_{аt}$ и $R_{прt}$ — расчетные сопротивления арматуры при растяжении и бетона при осевом сжатии, принимаемые соответственно по табл. 16 и 12;

$\gamma_а$ — коэффициент, учитывающий изменение сопротивления арматуры с изменением температуры; определяется по табл. 18 в зависимости от температуры арматуры;

$\gamma^n_б$ — коэффициент, учитывающий изменение сопротивления бетона при осевом сжатии с изменением температуры; определяется по табл. 18 в зависимости от средней температуры сечения стенки ствола;

в) расчетная величина раскрытия трещин $a_т$ в растянутой зоне сечения не должна превышать: для верхней трети высоты трубы — 0,1 *мм*, для остальной части трубы — 0,2 *мм*.

79. Расчет сечений ствола производят через каждые 20—30 *м*. Содержание кольцевой и продольной арматуры, а также напряжения в них определяют путем последовательных приближений, пользуясь нижеприведенными формулами и графиками.

Дополнительные указания по расчету предварительно напряженных труб

80. При проектировании предварительно напряженных труб следует иметь в виду, что в настоящей инструкции излагаются только особенности расчета, связанные с воздействием температуры. Поэтому расчет прочности трубы или ее элементов на

воздействие предварительного обжатия, расчет на смятие железобетонных элементов под анкерными устройствами напрягаемой арматуры, а также основные расчетные данные, в том числе величины контролируемого напряжения арматуры при натяжении арматуры на бетон и упоры ($\sigma_н$ и σ_0) и их взаимосвязь, наибольшие значения контролируемого напряжения в зависимости от вида арматуры (стержневая или проволочная), потери предварительного напряжения и изменение напряжений в арматуре при неодновременном натяжении на бетон пучков или стержней и тому подобные данные, должны приниматься согласно главам нового СНиПа или «Инструкции по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций» (СН 10—57).

81. При расчете труб и назначении для них контролируемого напряжения следует учитывать потери предварительного напряжения арматуры, происходящие до обжатия бетона, после обжатия бетона и в процессе эксплуатации трубы.

При натяжении арматуры на упоры учитывают потери, происходящие:

а) до окончания обжатия бетона — от релаксации напряжений стали, деформаций анкеров и изменения разности температур натянутой арматуры и устройства, воспринимающего усилие натяжения;

б) после обжатия бетона — от усадки и ползучести бетона.

При натяжении арматуры на бетон учитывают потери, происходящие:

а) до окончания обжатия бетона — от деформаций анкеров и трения арматуры о стенки канала или поверхность конструкции;

б) после обжатия бетона — от усадки и ползучести бетона, релаксации напряжений стали и деформаций обжатия швов между блоками, заполненных бетоном или раствором.

Значения вышеперечисленных потерь принимают согласно главам нового СНиПа или Инструкции СН 10—57.

Дополнительные потери предварительного напряжения, происходящие в процессе эксплуатации трубы, связаны с воздействием температуры и принимаются по табл. 9 и прил. 7.

82. Коэффициент точности предварительного напряжения арматуры $m_т$ принимается равным 1,1, за исключением расчета на образование трещин, для которого $m_т$ принимается равным 0,9.

Примечание. При предварительном напряжении арматуры электротермическим способом коэффициент $m_т$ принимается по специальным техническим условиям.

83. Согласно принятому в СНиПе разделению предварительно напряженных конструкций по степени опасности образования в них трещин на категории предварительно напряжен-

Таблица 9

Дополнительные потери предварительного напряжения арматуры

Наименование факторов, вызывающих потери предварительного напряжения	Величина потерь в $кг/см^2$ при расчете	
	на появление трещин	на прочность и раскрытие трещин при совместном действии нагрузок и температуры
Температурная усадка бетона и раствора швов между блоками при их нагревании до средней температуры $t_{ср}$:		
для обычного бетона	$10\ t_{ср}$	$5\ t_{ср}$
„ жаростойкого бетона . . .	$7\ t_{ср}$	$3\ t_{ср}$
Ползучесть бетона при его нагревании до средней температуры $t_{ср}$	$0{,}003\ t_{ср}\ \sigma_п$ (см. прим. 2)	$0{,}003\ t_{ср}\ \sigma_п$ (см. прим. 2)
Релаксация напряжений арматуры при нагревании ее до температуры t_a:		
в горячекатаной арматуре . . .	$0{,}0014\ t_a\ \sigma_0$	$0{,}0005\ t_a\ \sigma_0$
„ холоднотянутой проволоке . .	$0{,}0018\ t_a\ \sigma_0$	$0{,}0007\ t_a\ \sigma_0$
Разность удлинений арматуры и бетона при нагревании их до температуры арматуры t_a:		
для обычного бетона	$3\ t_a$	$3\ t_a$
„ жаростойкого бетона . . .	$6\ t_a$	$5\ t_a$

Примечания. 1. При расчете горизонтальных сечений на прочность при действии собственного веса, силы обжатия и расчетной ветровой нагрузки дополнительные потери предварительного напряжения, вызванные температурным воздействием, принимаются равными нулю.

2. Потери напряжения от ползучести бетона при его нагревании вычисляются в зависимости от величины потери напряжения, от ползучести бетона $\sigma_п$ при нормальной температуре, принимаемой согласно новому СНиПу или Инструкции СН 10—57.

3. Под величинами $t_{ср}$ и t_a следует понимать не абсолютные значения температур, а только их изменения против начального состояния, т. е. приращения температур относительно начальных температур, при которых труба сооружена.

4. Размерность коэффициентов 10,7; 5,3 и 6 $кг/см^2$.

ные трубы относятся ко 2-й или 3-й категории трещиностойкости.

Ко 2-й категории относятся трубы, которые:

а) находятся под воздействием агрессивной среды либо

б) изготовлены с применением высокопрочной арматуры с нормативным сопротивлением более 10 000 $кг/см^2$.

К 3-й категории относятся трубы, выполняемые без применения высокопрочной арматуры с нормативным сопротивлени-

ем $R_a^н > 10\,000$ *кг/см²* и не находящиеся под воздействием агрессивной среды.

В предварительно напряженных трубах 2-й категории трещиностойкости образование трещин в стадии эксплуатации не допускается. Во всех сечениях этих труб должно удовлетворяться условие (8). При расчете вертикальных сечений в формуле (8) принимают $N = 0$ и $M^н = 0$.

$$\frac{N + N_0}{F_п} - \frac{M^н}{W_0} - \sigma_{б.pt} \leqslant R_т, \tag{8}$$

где

$$N_0 = \sigma_0 F_н. \tag{9}$$

Напряжение σ_0 принимается с учетом коэффициента точности натяжения $m_т$, принимаемого согласно п. 82, и потерь напряжения, определяемых для рассматриваемой стадии работы трубы.

$$F_п = F + nF_н. \tag{10}$$

Здесь F — полное сечение бетона с учетом ослабления его каналами, пазами и т. п.; если части бетонного сечения выполнены из бетонов разных марок, их приводят к бетону одной марки, исходя из отношения модулей упругости;

$F_н$ — площадь сечения всей напрягаемой арматуры; устанавливаемая по конструктивным соображениям ненапрягаемая арматура в расчете не учитывается;

$M^н$ — изгибающий момент от нормативной ветровой нагрузки;

W_0 — момент сопротивления приведенного сечения, определяемый по формуле (11):

$$W_0 = \frac{\pi\left(r_н^4 - r_{в\,н}^4\right)}{4r_н} + \frac{\pi\left(r_{н\,а}^4 - r_{вн\,а}^4\right)}{4r_{н\,а}}, \tag{11}$$

где

$$\left.\begin{aligned} r_{н\,а} &= r_а + \frac{(n-1)F_н}{4\pi r_а}; \\ r_{вн\,а} &= r_а - \frac{(n-1)F_н}{4\pi r_а}; \end{aligned}\right\} \tag{12}$$

$r_н$, $r_{вн}$, $r_а$ — соответственно наружный радиус стенки трубы в рассматриваемом сечении, внутренний радиус и радиус окружности, проходящей через центры расположения напрягаемой арматуры;

$\sigma_{б\,pt}$ — растягивающее напряжение, вызванное температурным перепадом по толщине стенки трубы, определяется по формуле (13):

$$\sigma_{бpt} = 0{,}425 \frac{1}{\rho_t} h E_б, \tag{13}$$

где $\frac{1}{\rho_t}$ — температурная кривизна оси сечения, определяемая по формуле (14):

$$\frac{1}{\rho_t} = \frac{\alpha_{б.р}\, t_б - m\alpha'_{б.р}\, t'_б}{h}; \tag{14}$$

$\alpha_{бр}$, $\alpha'_{бр}$ — коэффициенты суммарной линейной деформации бетона, определяемые по табл. 19 в зависимости от температуры соответственно наиболее нагретой ($t_б$) и менее нагретой поверхности бетона ($t'_б$);

m — коэффициент недогрева, принимаемый равным 0,85; при отрицательной температуре арматуры коэффициент m равен 1,15;

$R_т$ — расчетное сопротивление бетона растяжению при расчете предварительно напряженных конструкций на образование трещин; принимается по табл. 12.

Для предварительно напряженных труб, состоящих из блоков, величина $R_т$ принимается равной нулю. В этом случае при определении температурного напряжения $\sigma_{бpt}$ значение модуля упругости бетона $E_б$ принимается в зависимости от марки раствора шва.

84. В предварительно напряженных трубах или крупных элементах труб при их транспортировании и монтаже образование трещин не допускается. Во всех сечениях этих труб должно удовлетворяться условие

$$M_в \leqslant M_т, \tag{15}$$

где $M_в$ — изгибающий момент, возникающий в сечении при транспортировке или монтаже трубы, определяемый с учетом коэффициента динамичности (см. п. 77);

$$M_т = R_т W_б + M^я_{об}, \tag{16}$$

где $M'_{об}$ — момент равнодействующей усилий N_0 в напрягаемой арматуре относительно ядровой точки;

$$M^я_{об} = N_0 r_я, \tag{17}$$

где N_0 определяется по формуле (9);

$$r_я = \frac{W_0}{F_п}; \tag{18}$$

$W_б$ — момент сопротивления приведенного сечения, определяемый с учетом пластических деформаций по формуле (19):

$$W_б = \left(2 - 0{,}4\frac{r_{вн}}{r_н}\right) W_0. \qquad (19)$$

Для труб, состоящих из блоков, величина $R_т$ принимается равной нулю.

85. Предварительно напряженные трубы или крупные элементы труб, рассчитываемые по первому предельному состоянию на усилия, возникающие в процессе их транспортирования или монтажа, должны удовлетворять условию (20):

$$M \leqslant \frac{1}{\pi}\left[R_{пр} F \frac{r_{вн} + r_н}{2} + (R_а + \sigma'_с) F_н r_а\right] \sin \pi\alpha_к; \qquad (20)$$

где $r_а$ — см. п. 83;

$$\alpha_к = \frac{F_н R_а}{(R_а + \sigma'_с) F_н + R_{пр} F}. \qquad (20')$$

При этом должно удовлетворяться условие:
$\alpha_к \leqslant 0{,}5$ — при марке бетона 300 и ниже;
$\alpha_к \leqslant 0{,}4$ — при марке бетона 400 и выше.

В формулах (20) и (20′) следует принимать:

при $R_а > 3600$ *кг/см²* $\quad \sigma'_с = 3600 - \sigma_0$;

„ $R_а \leqslant 3600$ *кг/см²* $\quad \sigma'_с = R_{а\,с} - \sigma_0$.

Расчет горизонтальных сечений

86. Расчет горизонтальных сечений трубы следует начинать с расчета нижнего сечения, из которого определяется кривизна трубы от действия расчетной ветровой нагрузки, силы обжатия для предварительно напряженных труб и собственного веса трубы, принимаемая в качестве расчетной для всех остальных горизонтальных сечений. При наличии в нижнем сечении ослаблений одним или несколькими проемами за расчетное сечение, для которого определяется кривизна трубы, принимается сечение, расположенное непосредственно над проемом.

Ниже приведены указания по расчету нижнего расчетного сечения трубы.

Для всех остальных сечений трубы расчет упрощается, поскольку кривизна трубы от действия расчетной ветровой нагрузки принимается равной кривизне, полученной из расчета нижнего сечения. В связи с этим могут быть сразу определены величина $M_{доп}$ и точное значение относительного эксцентрицитета продольной силы C_0, в соответствии с которыми находят $\sigma_{а\,н}$ $\sigma_{б\,н}$. Надобность в определении величины $\frac{1}{\rho}$ для этих сечений, таким образом, отпадает.

87. Расчет горизонтальных сечений по несущей способности производится следующим образом. Задаваясь сечением вертикальной арматуры $f_а$ или $f_н$ на 1 *пог. м* длины окружности трубы и толщиной стенки ствола h, определяют напряжения $\sigma_{а\,н}$ в арматуре и $\sigma_{б\,н}$ в бетоне от собственного веса, силы обжатия и расчетной ветровой нагрузки или сейсмических сил. При этом потери предварительного напряжения, вызванные температурным воздействием, принимаются равными нулю. Затем проверяют прочность полосы длиной 1 *м* с наветренной и подветренной сторон ствола на совместное воздействие собственного веса, силы обжатия, нормативной ветровой нагрузки и температуры и определяют раскрытие горизонтальных трещин. Потери предварительного напряжения, вызванные температурным воздействием, принимаются согласно табл. 9.

88. Напряжение в растянутой арматуре с наветренной стороны трубы с ненапрягаемой арматурой от собственного веса и расчетной ветровой нагрузки, а также приращение напряжения в растянутой арматуре трубы с предварительно напряженной арматурой от тех же факторов и силы обжатия определяют по формуле (21) (см. прил. 7):

$$\sigma_{а\,н} = \frac{n_б\left(C_0 \frac{\beta}{\sin\beta} - 1\right)}{\pi\mu_1}, \qquad (21)$$

где

$$n_б = \frac{N + N_0}{2rh}. \qquad (22)$$

N_0 определяется по формуле (9).

В трубах с ненапрягаемой арматурой $N_0 = 0$.

Здесь β — половина угла, ограничивающего сжатую зону сечения (в дроби $\frac{\beta}{\sin\beta}$ числитель выражен в радианах).

На рис. 32 приведены значения угла β в зависимости от α_1 и C_0.

Для удобства расчета на рис. 33 приведены значения $\frac{\beta}{\sin\beta}$.

Напряжение $\sigma_{а\,н}$ можно определить также по графику рис. 34 в зависимости от величин α_1 и C_0.

Напряжение $\sigma_{а\,н}$ должно удовлетворять условию (6).

Полное напряжение в арматуре преднапряженных труб от действия расчетных нагрузок $\sigma_{а\,п}$ определяется по формуле (23):

$$\sigma_{а\,п} = 1{,}5\sigma_{а\,н} + \sigma_0, \qquad (23)$$

где $\sigma_{а\,н}$ — приращение напряжения в растянутой арматуре после достижения бетоном нулевого напряжения, при $C_0 > \frac{r_я}{r}$ определяется по формуле (21). Если $C_0 < \frac{r_я}{r}$, величина $\sigma_{а\,н}$ принимается равной нулю;

σ_0 — напряжение в напрягаемой арматуре до обжатия бетона (при натяжении арматуры на упоры) либо в момент снижения величины предварительного напряжения бетона до нуля (на уровне рассматриваемой арматуры) воздействием на трубу расчетной ветровой нагрузки; σ_0 принимается с учетом коэффициента точности натяжения $m_т$ и потерь напряжений, определяемых для рассматриваемой стадии работы трубы. Дополнительные потери, вызванные температурным воздействием, принимаются при этом равными нулю (см. примечание 1 к табл. 9).

Напряжение $\sigma_{а\,п}$, определенное по формуле (23), должно удовлетворять условию (6).

89. Характеристика сечения α_1 определяется по формуле (24):

$$\alpha_1 = \frac{1{,}5\mu_1 n}{\omega \nu_t \beta_б}, \qquad (24)$$

где

$$\mu_1 = \frac{f_а}{bh} \quad \text{или} \quad \mu_1 = \frac{f_н}{bh}.$$

Здесь b — ширина полосы, равная 100 *см*;

$n = \frac{E_а}{E_б}$ (значения модулей упругости арматуры и бетона приведены соответственно в табл. 17 и 14 приложения 1. При определении значения n коэффициент $\beta_б$ принимается равным 1);

$\beta_б$ — коэффициент, учитывающий влияние температуры на модуль упругости бетона; принимается согласно табл. 18 в зависимости от средней температуры сечения стенки;

ω — коэффициент, характеризующий полноту эпюры распределения напряжения в сжатой зоне бетона;

ν_t — коэффициент упругости бетона сжатой зоны при воздействии температуры. Он равен отношению упругой части деформации сжатой грани бетона к полной ее деформации.

Значения произведения $\omega \nu_t$ принимаются согласно табл. 18 в зависимости от средней температуры сечения стенки.

90. Относительный эксцентрицитет C_0 приложения нормальных сил $N+N_0$ определяют по формуле (25):

$$C_0 = \frac{M_в + M_{доп}}{(N + N_0) r}, \qquad (25)$$

где

$$r = \frac{r_н + r_{вн}}{2}.$$

$M_в$ — изгибающий момент в рассматриваемом сечении, вызванный расчетной ветровой нагрузкой или сейсмическими силами;

$M_{доп}$ — дополнительный изгибающий момент, вызванный собственным весом трубы вследствие прогиба трубы и крена фундамента. Определяется по приближенной формуле (26) (см. прил. 7) или согласно приложению 6.

$$M_{доп} = \frac{Nz^2}{5\rho}\left(\frac{3H}{z} - 2 + \frac{2{,}5\rho \operatorname{tg}\theta}{z}\right), \qquad (26)$$

где z — расстояние от верха трубы до расчетного сечения;

H — полная высота трубы;

θ — угол поворота фундамента трубы, определяемый согласно новому СНиПу или «Норм и технических условий проектирования естественных оснований зданий и промышленных сооружений» (НиТУ 127—55) и п. 117 инструкции.

Для первого приближения значение $\operatorname{tg}\theta$ можно принять равным 0,004.

$\frac{1}{\rho}$ — кривизна нижнего расчетного сечения трубы (см. п. 86), определяемая для предварительно напряженных труб 3-й категории трещиностойкости и для труб с ненапрягаемой арматурой по формуле (27):

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\sigma_{а\,н} + \frac{\alpha_1}{\mu_1}\sigma_{б\,н}}{0{,}6E_a r\left(1 + \frac{\sin\beta}{\pi - \beta}\right)}, \qquad (27)$$

где $\sigma_{а\,н}$ — определяется по формуле (21);

$\sigma_{б\,н}$ — определяется по формуле (30) согласно п. 92.

В трубах с ненапрягаемой арматурой при угле $\beta < 90°$ величина $\frac{1}{\rho}$ может быть определена также по приближенной формуле (28):

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\sigma_{а\,н}}{0{,}5E_a r\,(1 + \cos\beta)}, \qquad (28)$$

где $\sigma_{а\,н}$ — определяется по формуле (21).

Для удобства расчета на рис. 33 приведены графики значений $\frac{\sin\beta}{\pi - \beta}$ и $1 + \cos\beta$.

Для труб с ненапрягаемой арматурой значение N_0 в формуле (25) принимается равным нулю.

Кривизна нижнего расчетного сечения предварительно напряженных труб 2-й категории трещиностойкости может быть определена, как для сплошного упругого тела с учетом работы сжатой и растянутой зон. При этом в расчет вводят приведенное

сечение с учетом арматуры. В этом случае жесткость трубы определяется по формуле (29):

$$B = 0{,}85 E_{бt} J_{п}, \qquad (29)$$

где

$$E_{бt} = \beta_б E_б.$$

91. Рекомендуется следующая последовательность определения напряжения $\sigma_{а\,н}$:

а) задаваясь содержанием продольной арматуры $f_а$ или $f_н$ на 1 *пог. м* окружности, маркой бетона и классом стали, определяют величину произведения $\mu_1 n$;

б) определяют среднюю температуру сечения стенки ствола трубы, в зависимости от которой по табл. 18 находят значения $\beta_б$ и $\gamma_б^n$. Значение коэффициента $\beta_б$ находят также и в зависимости от температуры внутренней поверхности бетона трубы;

в) определяют значение характеристики α_1 по формуле (24);

г) задаваясь приближенным значением дополнительного момента $M_{доп} = 0{,}3 M_в$, определяют по формуле (25) величину C_0, которая должна быть больше, чем $\frac{r_я}{r}$, где $r_я$ определяют по формуле (18);

д) для предварительно напряженных труб определяют потери предварительного напряжения арматуры, величину σ_0 и значение N_0 по формуле (9);

е) определяют значение угла β по графику рис. 32 в зависимости от величин α_1 и C_0;

ж) по формуле (21) для труб с ненапрягаемой арматурой и по формуле (23) для предварительно напряженных труб определяют напряжение в арматуре от собственного веса, силы обжатия и расчетной ветровой нагрузки, а по формуле (30) — напряжение в бетоне $\sigma_{б\,н}$, которые должны удовлетворять соответственно условиям (6) и (7);

з) определяют значение кривизны трубы $\frac{1}{\rho}$ от действия расчетной ветровой нагрузки. Для предварительно напряженных труб и труб с ненапрягаемой арматурой при $\beta > 90°$ для этой цели пользуются формулой (27), для труб с ненапрягаемой арматурой при $\beta < 90°$ — формулой (27) или (28);

и) определяют дополнительный момент $M_{доп}$, вызванный прогибом трубы и креном фундамента, по формуле (26);

к) проверяют принятую при определении значений $\sigma_{а\,н}$ и соответственно $\frac{1}{\rho}$ и $M_{доп}$ величину C_0 по формуле (25). Если это значение C_0 более чем на 5% отличается от принятого при определении $\sigma_{а\,н}$, необходимо сделать перерасчет.

Уточненное значение кривизны трубы, определенное для нижнего расчетного сечения, принимают для всех остальных сечений трубы.

92. Напряжение в бетоне с подветренной стороны трубы от собственного веса, силы обжатия и расчетной ветровой нагрузки при $C_0 > \frac{r_я}{r}$ определяют по формуле (30) (см. прил. 7):

$$\sigma_{б\,н} = \frac{n_б\left(C_0 \frac{\pi - \beta}{\sin\beta} + 1\right) + \pi\mu_1 \sigma_0}{\pi(1 + \alpha_1)} \qquad (30)$$

Для труб с ненапрягаемой арматурой принимают $\sigma_0 = 0$. Напряжения $\sigma_{бн}$ для труб с ненапрягаемой арматурой можно определять также по графику рис. 35 в зависимости от α_1 и C_0, окончательно принятому при определении напряжения $\sigma_{ан}$.

При $C_0 < \frac{r_я}{r}$ напряжение в бетоне определяется по формуле

$$\sigma_{бн} = \sigma_б + \frac{M}{W_0}, \qquad (30')$$

где

$$\sigma_б = \frac{N + N_0}{F_п}.$$

Напряжение в бетоне, определенное по формуле (30) или формуле (30′) при расчетной ветровой нагрузке, должно удовлетворять условию (7).

93. При совместном действии нагрузок и температуры суммарное напряжение в бетоне с подветренной стороны сечения определяется по формуле (31):

$$\sigma_б = \frac{\sigma^н_{б\,н} + \sigma_{бt}}{1 + \frac{\sigma_{бt}}{\gamma^n_б R^н_{пр}}}, \qquad (31)$$

где $\sigma^н_{б\,н}$ — напряжение в бетоне от собственного веса, силы обжатия и нормативной ветровой нагрузки, определяемое по формуле (30);

$\sigma_{бt}$ — напряжение в бетоне, вызванное воздействием температурного перепада, определяется по формуле (32):

$$\sigma_{бt} = 0{,}5 \frac{1}{\rho_t} h\,\omega\nu_t E_{бt}, \qquad (32)$$

где $\omega\nu_t$ и $E_{бt}$ — принимаются по температуре наиболее нагретой поверхности бетона;

$\frac{1}{\rho_t}$ — температурная кривизна, определяемая по формуле (14).

Суммарное напряжение в бетоне $\sigma_б$ должно удовлетворять условию (7).

94. При совместном действии собственного веса, нормативной ветровой нагрузки и температуры суммарное напряжение в арматуре с наветренной стороны сечения труб с ненапрягаемой арматурой и предварительно напряженных труб, удовлетворяющих условию

$$C_0 = \frac{M_в + M_{доп}}{1{,}4\,(N + N_0)\,r} > \frac{r_я}{r}, \qquad (33)$$

где $r_я$ вычисляют по формуле (18), определяется следующим образом (см. прил. 7).

Определяют значение коэффициента P по формуле (34):

$$P = \frac{1{,}5\sigma^н_{ан}\psi_{at}}{E_a \frac{1}{\rho_t} h_0}, \qquad (34)$$

где $\sigma^н_{ан}$ — напряжение в арматуре от собственного веса, силы обжатия и нормативной ветровой нагрузки, определяемое по формуле (21);

ψ_{at} — коэффициент, учитывающий неравномерность распределения деформаций (или напряжений) в арматуре на участках между трещинами при температурном воздействии. Значение коэффициента ψ_{at} в формуле (34) принимают по графикам рис. 36 или 37 при $\sigma_{at}(1 - 0{,}5\xi) = 1{,}5\sigma^н_{ан}$;

$\frac{1}{\rho_t}$ — температурная кривизна оси элемента, определяемая по формуле (35):

$$\frac{1}{\rho_t} = \frac{\alpha_{бр}\, t_б - m\,\alpha_{at}\, t_а}{h_0}, \qquad (35)$$

где $t_б$ и $t_а$ — температуры соответственно наиболее нагретой (внутренней) поверхности бетона и арматуры, полученные из теплотехнического расчета;

$\alpha_{бр}$ — коэффициент суммарной линейной деформации бетона, определяемый по табл. 19 в зависимости от температуры $t_б$;

α_{at} — коэффициент линейного расширения арматуры, определяемый по табл. 19 в зависимости от температуры $t_а$;

m — коэффициент, учитывающий возможный недогрев арматуры, принимаемый 0,85. При отрицательной температуре арматуры коэффициент m принимается равным 1,15.

Если $P \geqslant 1$, тогда напряжение в арматуре, принимаемое в дальнейшем для расчета раскрытия трещин, равно $1{,}5\,\sigma^н_{ан}$.

Если $P < 1$ или значение коэффициента ψ_{at} оказывается ниже границы появления трещин (см. рис. 36 или 37), напряжение

в арматуре σ_{at}, принимаемое в дальнейшем расчете, больше, чем $1{,}5\sigma^{н}_{ан}$, и определяется по формуле (36):

$$\sigma_{at} = \frac{\sigma_{act}}{\psi_{at}} = \frac{E_a}{\psi_{at}} \cdot \frac{h_0}{\rho_t}(1-\xi). \qquad (36)$$

Суммарное напряжение в арматуре $\sigma_a = \sigma_{at} + \sigma_0$ должно удовлетворять условию (6).

Относительная высота сжатой зоны ξ определяется по формуле (37):

$$\xi = -\frac{\alpha}{2} + \sqrt{\left(\frac{\alpha}{2}\right)^2 + q}, \qquad (37)$$

где

$$q = \alpha(1-P). \qquad (38)$$

Для удобства расчета на рис. 38 приведены графики значений ξ в зависимости от α и q.

Характеристика сечения стенки α определяется последовательными приближениями по формуле (39):

$$\alpha = \frac{\mu n}{\omega \nu_t \beta_6 \psi_{at}}, \qquad (39)$$

где $\mu = \frac{f_a}{bh_0}$ или $\mu = \frac{f_н}{bh_0}$;

β_6 — коэффициент, учитывающий влияние температуры на модуль упругости бетона; принимается согласно табл. 18 в зависимости от температуры наиболее нагретой (внутренней) поверхности бетона.

Значение коэффициента ψ_{at} принимают по графикам рис. 36 или 37, в зависимости от μn и $\sigma_{at}(1-0{,}5\xi)$.

Поскольку напряжение в арматуре σ_{at} неизвестно, то для первого приближения значение коэффициента ψ_{at}, входящего в формулы (34) и (39), принимают при $\sigma_{at}(1-0{,}5\xi) = 0{,}8(R_{at} - \sigma_0)$. В дальнейшем определяют значение среднего напряжения в арматуре σ_{act} по формуле (40):

$$\sigma_{act} = E_a \frac{h_0}{\rho_t}(1-\xi) \qquad (40)$$

и по графикам рис. 36 или 37 в зависимости от μn и $\sigma_{act}(1-0{,}5\xi)$ находят значение ψ_{at}, которое сравнивают со значением ψ_{at}, принятым при определении P [формула (34)] и α [формула (39)].

Если окажется, что новое значение ψ_{at} отличается от ранее принятого более чем на 5%, необходимо сделать соответствующий перерасчет.

95. В предварительно напряженных трубах, не удовлетворяющих условию (33), напряжение в арматуре с наветренной сторо-

ны сечения от совместного действия нагрузок и температуры определяется по формуле (41) (см. прил. 7):

$$\sigma_{at} = \frac{\sigma_{ac\ell}}{\psi_{at}} = \frac{E_a}{\psi_{at}} \cdot \frac{h_0}{\rho_\ell}(1 - \xi_1), \tag{41}$$

где $\frac{1}{\rho_\ell}$ — определяется по формуле (35);

$$\xi_1 = -\frac{\alpha q_1}{2} + \sqrt{\left(\frac{\alpha q_1}{2}\right)^2 + \alpha q_1}, \tag{42}$$

где α — определяется по формуле (39);

$$q_1 = 1 + \frac{\sigma^{н}_{б_1}\left(\frac{h}{h_0} + \mu n\right)}{\mu \sigma_{at}}. \tag{43}$$

Здесь

$$\sigma^{н}_{б_1} = \frac{N + N_0}{F_п} - \frac{M^{н}}{W_б}; \tag{44}$$

$F_п$ — определяется по формуле (10);
$W_б$ — определяется по формуле (19) .

Значение величины q_1 определяется последовательными приближениями до совпадения значений σ_{at}, вычисленного по формуле (41) и принятого при определении q_1 по формуле (43).

Напряжение $\sigma_a = \sigma_{at} + \sigma_0$ должно удовлетворять условию (6).

96. При расчете сечений, ослабленных проемами, для определения значений $\sigma_{ан}$ и $\sigma_{бн}$ нужно пользоваться специальными графиками рис. 40—45, приведенными в приложении 3.

Выбор графиков производится путем округления угла θ до ближайшего большего из имеющихся (рис. 23). Значения величин $\sigma_{ан}$ и $\sigma_{бн}$ можно также определять путем интерполяции.

97. Расчет по раскрытию горизонтальных трещин должен производиться для труб с ненапрягаемой арматурой и для предварительно напряженных труб 3-й категории трещиностойкости.

98. Ширина раскрытия горизонтальных трещин определяется по формуле (45):

$$a_т = \frac{\sigma_{ac}}{E_a} l_т, \tag{45}$$

где $l_т$ — расстояние между трещинами;
$\sigma_{a\,c}$ — среднее напряжение в растянутой арматуре, принимаемое при расчете ширины раскрытия трещин бо́льшим из двух значений:

$$\sigma_{a\,c} = 1{,}5\,\sigma^{н}_{a\,н}\,\psi_a \tag{46}$$

или

$$\sigma_{ac} = \sigma_{ac\ell}, \tag{47}$$

где $\sigma_{ac,t}$ — среднее напряжение в арматуре, определяемое по формуле (40) или (41);

ψ_a — коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона между трещинами, определяют (см. прил. 7):

а) для труб, выполняемых без предварительного напряжения, по формуле (48):

$$\psi_a = 1 - 0{,}7\frac{0{,}53R^н_р}{\sigma^н_{a\,н\,\mu}}. \qquad (48)$$

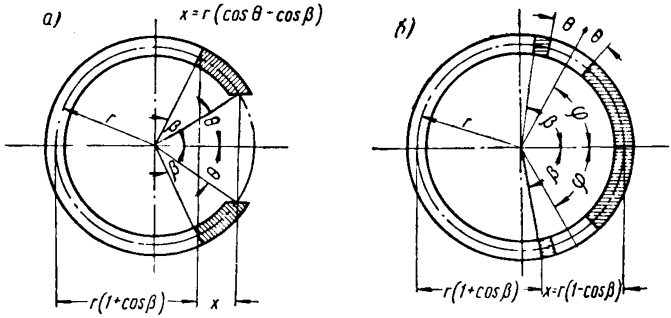


Рис. 23. Схемы ослабленных сечений

а — сечения, ослабленные одним проемом в сжатой зоне: 1) $\theta = 25°$; 2) $\theta = 35°$; *б*) — сечения, ослабленные двумя проемами в сжатой зоне: 1) $\varphi = 45°$, $\theta = 20°$; 2) $\varphi = 45°$, $\theta = 25°$; 3) $\varphi = 60°$, $\theta = 20°$; 4) $\varphi = 60°$, $\theta = 25°$

Если отношение $\frac{0{,}53R^н_р}{\sigma^н_{ан\,\mu}}$ составляет более 1, то следует принимать его в формуле (48) равным единице;

б) для предварительно напряженных труб 3-й категории трещиностойкости по формуле (49):

$$\psi_a = 1 - 0{,}7\frac{R^н_р + 300\,\mu}{1{,}5\sigma^н_{вн\,\mu}}. \qquad (49)$$

Если отношение $\frac{R^н_р + 300\,\mu}{1{,}5\sigma^н_{ан\,\mu}}$ составляет более 1, то следует принимать его в формуле (49) равным единице.

99. Расстояние между трещинами $l_т$, подставляемое в формулу (45), определяют:

при σ_{ac}, принимаемому по формуле (46):

$$l_т = \frac{u}{\mu_1}r, \qquad (50)$$

при σ_{ac}, принимаемому по формуле (47):

$$l_т = k_t n u r, \tag{51}$$

где u — отношение площади арматуры к периметру сечения стержней; при арматуре одного диаметра $u = \frac{d}{4}$;

d — диаметр арматуры; для стержней периодического профиля — номинальный диаметр без учета выступов и ребер;

r — коэффициент, зависящий от типа растянутой арматуры, принимаемый равным: при арматуре из стержней периодического профиля — 0,7; при арматуре из гладких горячекатаных стержней — 1;

k_t — коэффициент, определяемый по графику рис. 39.

Расчет вертикальных сечений

100. Вертикальные сечения дымовой трубы работают только на действие неравномерного нагрева по толщине стенки. При этом у внутренней, более нагретой поверхности появляются напряжения сжатия, а у наружной поверхности — растягивающие напряжения, которые воспринимаются кольцевой арматурой (рис. 24).

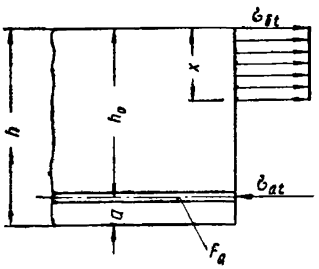


Рис. 24. Напряженное состояние вертикального сечения ствола

101. Расчет вертикальных сечений по несущей способности производится следующим образом. При заданных размерах бетонного сечения, проверенных при расчете горизонтальных сечений, задаются площадью кольцевой арматуры f_a на 1 *пог. м* высоты трубы и определяют напряжение в ней при температурном воздействии. Затем проверяют ширину раскрытия вертикальных трещин.

102. Напряжение в кольцевой арматуре в сечении с трещиной σ_{at} определяют по формуле (36). Входящая в формулу (36) величина $\frac{1}{\rho_t}$ определяется по формуле (35), а величина ξ — по формуле (37) при $q = \alpha$. Значение α определяют последовательными приближениями.

Значение коэффициента ψ_{at} (см. прил. 7) принимают по графикам рис. 36 или 37, в зависимости от μn и $\sigma_{act}(1 - 0{,}5\,\xi)$.

Напряжение σ_{at} должно удовлетворять условию (6).

103. При наличии компенсационных швов (вертикальных надрезов) со стороны наиболее нагретой поверхности бетона

(рис. 25) характеристика сечения α определяется по формуле (52):

$$\alpha = \frac{\mu_{ш} n \psi_{бш}}{\omega\nu_t \beta_б \psi_{at}}, \qquad (52)$$

где

$$\mu_{ш} = \frac{f_a}{bh_{ош}};$$

$\psi_{бш}$ — коэффициент, учитывающий работу сжатого бетона на участках между компенсационными швами; определяется по формуле (53):

$$\psi_{бш} = \frac{1}{3}\left(1 + 2\frac{h_{ош}^2}{h_o^2}\right). \qquad (53)$$

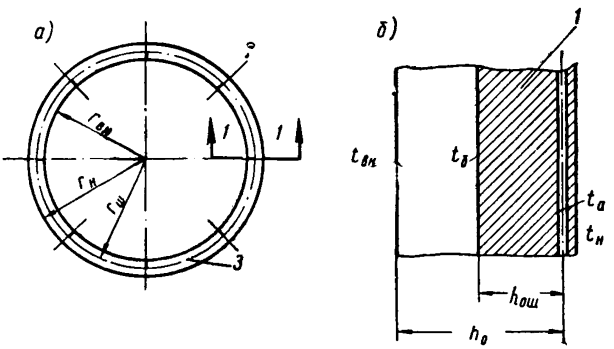


Рис. 25. Схема трубы с компенсационными швами

а — горизонтальное сечение трубы; *б* — вертикальное сечение по *I—I*; *1* — стенка ствола; *2* — компенсационный шов; *3* — граница компенсационных швов

Значения коэффициента $\beta_б$ и произведения $\omega\nu_t$ принимаются по табл. 18 в зависимости от температуры бетона над швом $t_б$ (рис. 25).

Значение коэффициента ψ_{at} принимается по графикам рис. 36 или 37 для $\mu n = \mu_{ш} n$.

При определении температурной кривизны по формуле (35) для конструкции, имеющей компенсационные швы со стороны наиболее нагретой поверхности бетона, значение коэффициента $\alpha_{бр}$ должно приниматься в зависимости от температуры над швом $t_б$.

104. Ширина раскрытия вертикальных трещин должна определяться по формуле (45), где $l_т$ определяют по формуле (51).

РАСЧЕТ ТРУБЫ НА РЕЗОНАНС

105. В дымовых трубах цилиндрической формы установившийся ветер, кроме статического действия, вызывает колебания, перпендикулярные направлению потока ветра. При определенных скоростях ветра труба может попасть в резонанс. Поэтому для труб цилиндрической формы, а также для труб с малой коничностью (уклон наружной поверхности ствола до 1%), кроме статического расчета на скоростной напор ветра с учетом воздействия его порывов, необходим также поверочный расчет на резонанс, который производится согласно новому СНиПу или «Техническим условиям расчета высоких сооружений на ветровую нагрузку» (СН 40—58) и данному разделу инструкции.

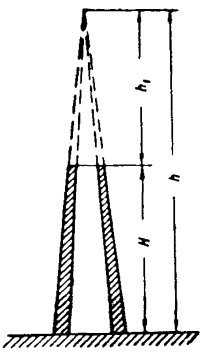


Рис. 26. Схема конической трубы для определения коэффициента c при расчете периода собственных колебаний трубы

106. Критическая скорость ветра, вызывающая резонансные колебания, определяется по формуле (54):

$$v_{кр} = \frac{5d}{T}, \qquad (54)$$

где T — период собственных колебаний трубы в сек.;

d — наружный диаметр трубы в $м$; для конических труб — средний диаметр трубы.

107. Период собственных колебаний трубы определяется по формуле (55):

$$T = cH^2 \sqrt{\frac{F_б \gamma_б + F_ф \gamma_ф}{Bg}}, \qquad (55)$$

где H — высота трубы в $м$;

c — числовой коэффициент, принимаемый в зависимости от соотношения $\frac{h_1}{h}$ (рис. 26) согласно табл. 10.

Таблица 10

Значения коэффициента c

$\frac{h_1}{h}$	0,4	0,6	0,8	Цилиндр
c	1,29	1,5	1,7	1,79

Для промежуточных значений соотношения $\frac{h_1}{h}$ коэффициент c определяется интерполяцией;

$F_б$, $F_ф$ — площади соответственно бетона и футеровки нижнего поперечного сечения трубы в $м^2$, для которого определяется расчетная величина кривизны трубы (см. п. 86);

$\gamma_б$, $\gamma_ф$ — объемные веса соответственно бетона и футеровки в $т/м^3$;

g — ускорение силы тяжести, равное 9,81 $м/сек^2$;

B — жесткость нижнего расчетного сечения трубы в $тм^2$, принимаемая: при расчете на резонанс равной $0{,}85E_{бt}J_п \approx E_{бt}J$; при уточнении расчетной ветровой нагрузки — по формуле (56):

$$B = \frac{M}{\left(\frac{1}{\rho}\right)}, \tag{56}$$

где M — изгибающий момент в $тм$ в нижнем сечении трубы, для которого определялась расчетная величина кривизны трубы (см. п. 86). Для труб 2-й категории трещиностойкости значение B принимается равным $0{,}85E_{бt}J_п$;

$\frac{1}{\rho}$ — расчетная кривизна трубы в $1/м$, определяемая по формуле (27) или (28), согласно пп. 86 и 90.

108. Резонансная амплитуда колебаний верхнего конца дымовой трубы как стержня переменного сечения, жестко защемленного в фундаменте, определяется по формуле (57):

$$y_д = 0{,}35\,\frac{F_0 H^4}{B_{прив}\,\delta}, \tag{57}$$

где F_0 — амплитуда аэродинамической силы в $кг/м$ у свободного конца консольного цилиндра, определяемая по формуле (58):

$$F_0 = \frac{v_{кр}^2\, d}{64}; \tag{58}$$

δ — логарифмический декремент затухания, равный 0,2;

$B_{прив}$ — приведенная жесткость сечения, определяемая из условия равенства прогибов верхнего конца трубы и свободного конца консольного цилиндрического стержня от единичной нагрузки, равномерно распределенной по высоте трубы. Для цилиндрической трубы $B_{прив} = B$.

109. Изменение резонансной амплитуды колебаний по высоте трубы принимают по закону параболы

$$y = ax^2,$$

где x — расстояние от основания трубы до рассматриваемого сечения;

$$a = \frac{y_д}{H^2}.$$

110. Инерционные силы отдельных участков трубы, возникающие при колебаниях трубы, определяются по формуле (59):

$$P = \frac{Q}{g}\omega^2 y, \tag{59}$$

где Q — вес участка трубы с футеровкой;

$\omega = \frac{2\pi}{T}$ — круговая частота в 1/сек.

111. Изгибающий момент $M_{дин}$ от инерционных сил, направленных горизонтально, определяется как для консоли, защемленной в основании.

112. Если критическая скорость ветра $v_{кр}$, вызывающая резонансные колебания, превышает 10 *м/сек*, необходимо учесть статическое воздействие ветра, имеющего скорость $v_{кр}$. Для этой цели определяют величину скоростного напора на 1 *пог. м* высоты трубы по формуле (60):

$$q = \frac{v_{кр}^2 d}{16}. \tag{60}$$

Зная величину скоростного напора, определяют статический изгибающий момент $M_{ст}$.

113. Расчетный изгибающий момент $M_р$ определяется по формуле (61):

$$M_р = \sqrt{M_{дин}^2 + M_{ст}^2}. \tag{61}$$

При $v_{кр} < 10$ *м/сек* принимают $M_{ст} = 0$, тогда $M_р = M_{дин}$.

В случае, когда $M_р$ превышает величину изгибающего момента, принятую при расчете трубы на воздействие собственного веса и расчетной ветровой нагрузки, необходимо сделать проверку сечений, принимая в качестве расчетной величины изгибающего момента момент $M_р$.

114. Соединения элементов (сварные швы, болтовые соединения и др.) сборных труб, рассчитываемых на резонанс, необходимо проверить расчетом на выносливость.

IV. РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТА ПОД ТРУБУ

Расчет основания

115. Основание под дымовую трубу надлежит проектировать, базируясь на данных инженерно-геологических и гидрогеологических изысканий и исследований грунтов в районе строительства трубы с указанием расчетного сопротивления грунта основания, модуля сжимаемости (деформаций) грунта, уровня и агрессивности грунтовых вод.

При проектировании основания следует руководствоваться новым СНиПом или «Нормами и техническими условиями проектирования естественных оснований зданий и промышленных сооружений» (НиТУ 127—55).

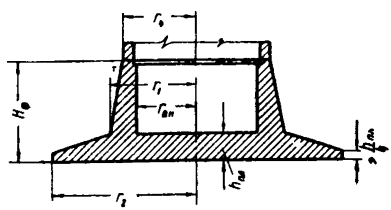


Рис. 27. Фундамент под трубу со сплошной плитой

116. Глубина заложения фундамента должна назначаться в зависимости от грунтовых условий и глубины заложения примыкающих сооружений и газоходов. При этом она должна быть не менее глубины промерзания и во всяком случае не менее 2 *м*.

Примечание. При наличии в основании фундамента скальных грунтов глубину заложения фундамента разрешается принимать менее 2 *м*.

117. Крен круглого в плане фундамента определяют по формуле (62):

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{0{,}75\,(1-\nu_{ср}{}^2)\,M^{н}_{ф}}{10\,E_{сж}\,r_2^3} \leqslant 0{,}004\,, \qquad (62)$$

где $M^{н}_{ф}$ — момент относительно подошвы фундамента, вызванный нормативной ветровой нагрузкой, в *т/м*;

r_2 — радиус подошвы фундамента в *м* (рис. 27);

$\nu_{ср}$ — средний в пределах сжимаемой толщи коэффициент бокового расширения грунта, который в практических расчетах принимается равным: для песков и супесей 0,3, для суглинков 0,35, для глин 0,42;

$E_{сж}$ — средний в пределах сжимаемой толщи модуль сжимаемости в *кг/см*², принимаемый в соответствии с данными инженерно-геологических исследований.

Ориентировочные значения модуля сжимаемости приведены в табл. 11.

Таблица 11

Модули сжимаемости грунтов

Наименование грунта	Расчетное сопротивление грунта в *кг/см*²	Модуль сжимаемости в *кг/см*²
Песок средний	3—4	310—420
„ мелкий	2—3,5	190—360
„ пылеватый	1,5—3	90—210
Супесь	1—2,5	50—160
Суглинок	1—4	40—400
Глина	1—6	50—590

Крен фундамента, прямоугольного в плане, определяют по формулам, приведенным в новом СНиПе или НиТУ 127—55.

118. Радиус круглой подошвы фундамента в метрах в первом приближении для определения напряжений в основании может быть принят по формуле (63) (см. прил. 7):

$$r_2 = \sqrt{\frac{Q_c}{3P_0}\left(1 + \frac{4M_c^н}{Q_c r_x}\right)}, \qquad (63)$$

где Q_c — полная вертикальная нагрузка на фундамент от ствола в *т*;

$M_c^н$ — момент относительно верхнего обреза фундамента от нормативной ветровой нагрузки или сейсмических сил в *т/м*;

r_x — произвольное приближенное значение искомого радиуса, которое корректируется по этой же формуле (63) последовательными подстановками до получения $r_x = r_2$;

$$P_0 = R_н - H_ф \gamma_{гр} - h_{пл}(\gamma_{пл} - \gamma_{гр})\ т/м^2.$$

где $R_н$ — расчетное сопротивление основания на глубине заложения фундамента $H_ф$;

$h_{пл} = 0{,}3r_4$ — ориентировочное значение толщины плиты (см. рис. 27);

$\gamma_{пл}$, $\gamma_{гр}$ — объемный вес соответственно плиты фундамента и грунта;

Для I и II районов по ветровой нагрузке радиус круглой подошвы фундамента в первом приближении может быть определен также по формуле (64):

$$r_2 = 0{,}76\sqrt{\frac{Q_c}{P_0}}, \qquad (64)$$

где P_0 можно принять равным $P_0 = R_н - 2H_ф$. Размерность числового коэффициента 2 $т/м^3$.

119. Ширина подошвы кольцевого фундамента в метрах в первом приближении, необходимом для определения напряжения в основании, может быть принята по формуле (65) (см. прил. 7):

$$l_п = \frac{Q_c}{6r_{ср}P_0}\left(1 + \frac{2{,}4M_c^н}{Q_c r_{ср}}\right), \qquad (65)$$

где $r_{ср}$ — средний радиус кольца, принимаемый по оси стенки стакана фундамента (рис. 28).

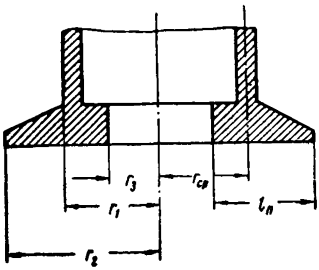


Рис. 28. Кольцевой фундамент

Расчет фундамента

120. Расчет фундаментов под дымовые трубы производится по методу предельного равновесия, изложенному в «Инструкции по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий» (Госстройиздат, 1960).

Ниже приводятся основные положения и формулы этого метода.

Расчет относится к круглым, восьмиугольным и кольцевым фундаментам, имеющим в пределах нижнего основания трубы постоянную, а за его пределами линейно-убывающую толщину (см. рис. 27). При этом толщина консольного выступа у свободного конца фундамента не должна быть меньше $^1/_4$ толщины средней части фундаментной плиты.

При кольцевом фундаменте внутренняя часть кольца должна иметь постоянную толщину, если, согласно п. 128, следует ставить верхнюю арматуру, либо, если верхней арматуры по условиям п. 128 не требуется, толщину, убывающую к внутреннему краю по правилам, указанным для наружного консольного выступа.

121. Фундаментная плита условно рассчитывается на равномерную нагрузку P снизу, интенсивность которой равна наибольшему напряжению грунта, подсчитанному по формулам сопротивления материалов под серединой консольного выступа фундамента, за вычетом нормативной нагрузки сверху от собственного веса плиты фундамента и веса грунта на консолях (66). При расчете должно быть учтено снижение прочностных характеристик бетона и арматуры вследствие воздействия температуры.

$$P = \frac{N}{F} + \frac{M}{J} \cdot \frac{r_1 + r_2}{2} - h'_{пл}\gamma_{пл} - h'_{гр}\gamma_{гр}, \qquad (66)$$

где r_1 — внешний радиус нижнего сечения стакана фундамента или ствола трубы (см. рис. 27);

r_2 — радиус круглого фундамента или окружности, ограничивающей равновеликий восьмиугольному круглый фундамент;

N — расчетная вертикальная нагрузка на уровне подошвы фундамента;

M — расчетный момент относительно подошвы фундамента, вызванный расчетной ветровой нагрузкой или сейсмическими силами с учетом прогиба трубы и крена фундамента;

F — площадь фундамента;

J — момент инерции подошвы фундамента;

$h'_{пл}$, $h'_{гр}$ — соответственно высота плиты и слоя грунта посередине консольного выступа фундамента.

При необходимости учет концентрации давления у края фундамента должен быть произведен согласно «Инструкции по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий».

122. Толщина плиты должна проверяться по условию скалывания с тем, чтобы поперечная арматура по расчету не требовалась.

Проверку следует производить для кольцевых сечений, расположенных вблизи основания стакана фундамента или ствола трубы, с наружной и внутренней сторон основания.

Чтобы удовлетворять вышеуказанному условию, не увеличивая чрезмерно толщину плиты, можно в случае надобности учесть разгружающее влияние изгибающего момента в консоли переменного сечения.

Плита должна удовлетворять следующим условиям:

а) условию скалывания с наружной стороны основания стакана фундамента

$$P\pi\left(r_2^2 - r_1^2\right) \leqslant 1{,}8\,\pi r_1 h_0 R_{pt},$$

откуда

$$\frac{P\left(r_2^2 - r_1^2\right)}{1{,}8 r_1 h_0} \leqslant R_{pt}; \qquad (67)$$

б) условию скалывания с внутренней стороны основания стакана фундамента:

для круглого фундамента

$$P\pi r_{вн}^2 \leqslant 1{,}8\,\pi\, r_{вн} h_0 P_{pt}.$$

откуда

$$\frac{Pr_{вн}}{1{,}8h_0} \leqslant R_{pt}; \tag{68}$$

для кольцевого фундамента

$$P\pi\left(r_{вн}^2 - r_3^2\right) \leqslant 1{,}8\pi r_{вн} h_0 R_{pt},$$

откуда

$$\frac{P\left(r_{вн}^2 - r_3^2\right)}{1{,}8 r_{вн} h_0} \leqslant R_{pt}. \tag{69}$$

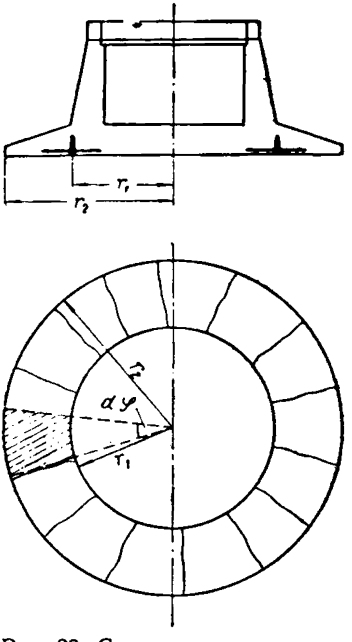


Рис. 29. Схема разрушения нижней плиты фундамента с образованием цилиндрической трещины

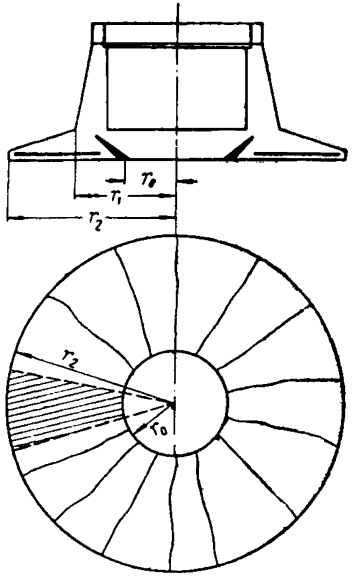


Рис. 30. Схема разрушения нижней плиты фундамента с образованием конической трещины

Значения расчетного сопротивления бетона при растяжении R_{pt} принимаются по табл. 12 в зависимости от температуры нагрева бетона в середине сечения плиты.

123. Для определения сечения арматуры нижних сеток принимается схема разрушения плиты по рис. 29.

Площадь f_a стержней нижних сеток, приходящихся на единицу длины перпендикулярного к этим стержням сечения плиты, определяется из неравенства (70):

$$\frac{r_2}{r_1} f_a R_{at} h_0 \left[1 - \frac{\frac{r_2}{r_1} f_a R_{at}}{2h_0 R_{nt}}\right] \geqslant M_p, \tag{70}$$

где $M_р$ — момент внешних сил, приложенных к консоли, отнесенный к единице длины внешнего контура основания стакана фундамента, определяется из выражения (71):

$$M_р = \frac{P}{6r_1}\left(2r_2^3 - 3r_1 r_2^2 + r_1^3\right); \qquad (71)$$

R_{at} — расчетное сопротивление арматуры, принимаемое по табл. 16 в зависимости от ее температуры;

$R_{ит}$ — определяется по табл. 12 в зависимости от температуры наиболее нагретой поверхности;

h_0 — полезная высота фундаментной плиты у внешнего контура основания стакана фундамента.

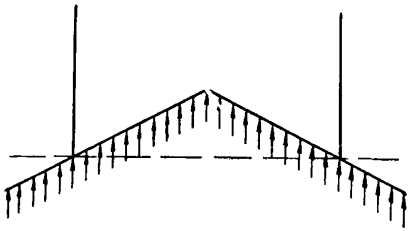


Рис. 31. Схема продавливания плиты фундамента вверх

Формула (70) аналогична обычной формуле для железобетонных плит с одиночной арматурой с той лишь разницей, что сечение арматуры умножено на отношение радиусов $\frac{r_2}{r_1}$. В связи с этим подбор сечений стержней нижних сеток можно производить как для плит прямоугольного сечения с одиночной арматурой с внесением в полученное значение величины процента армирования $\mu_{расч}$ поправки за счет отношения радиусов:

$$\mu_{действ} = \mu_{расч}\frac{r_1}{r_2}.$$

124. Для определения места теоретического обрыва сеток в зоне постоянной толщины плиты рассматривается схема разрушения, отличающаяся от предыдущей тем, что кольцевая трещина не цилиндрическая, а коническая и обходит внутренние концы сеток (рис. 30).

Место теоретического обрыва сеток может определяться по приближенной формуле (72):

$$r_0 = 2r_1 - r_2, \qquad (72)$$

где r_0 — расстояние от оси трубы до места теоретического обрыва сеток арматуры (рис. 30).

Стержни сеток следует продолжить за место теоретического обрыва на длину, необходимую для их заанкеривания.

125. Сечение верхней арматуры определяют в предположении, что средняя часть плиты под влиянием реактивной нагрузки продавливается вверх с образованием радиальных трещин, раскрывающихся на верхней стороне плиты (рис. 31).

Площадь f'_a стержней верхних сеток, приходящихся на 1 *пог. м* перпендикулярного к ним сечения, определяется из неравенства (73):

$$\frac{r_1}{r_2} f'_a R_{at} h_0 \left(1 - \frac{r_1 f'_a R_{at}}{2 r_2 h_0 R_{нt}}\right) \geqslant \frac{P r_2 (3r_1 - 2r_2)}{6}. \qquad (73)$$

В правую часть формулы (73) входит множитель $3r_1—2r_2$, с вычисления которого следует начинать определение потребной площади стержней верхних сеток.

В случае, если наружная поверхность стакана фундамента имеет больший уклон, чем уклон нижней части ствола трубы, в правой части формулы (73) вместо r_1 следует принимать r_4 (см. рис. 27). Если $3r_1—2r_2 \leqslant 0$ или $3r_4—2r_2 \leqslant 0$, постановки верхней арматуры не требуется; плиту достаточно армировать только нижними сетками.

126. Влияние температурного перепада по высоте плиты учитывается увеличением площади арматуры нижних сеток на 10—15%.

127. Для кольцевых фундаментов расчет сечения нижней арматуры, препятствующей отколу наружного консольного выступа, производится по тем же формулам (70) и (71), как для сплошных фундаментов.

Место теоретического обрыва нижней арматуры определяется по формуле (72). Однако если по расчету расстояние от центра плиты до места теоретического обрыва оказывается меньше внутреннего радиуса r_3 кольцевого фундамента (см. рис. 28), то необходимо произвести перерасчет арматуры нижних сеток по формуле (74). Арматуры в этом случае потребуется больше, чем при расчете по формулам (70) и (71):

$$f_a R_{at} \left[h_0 - \frac{f_a R_{at}}{2 R_{нt} r_1} (r_2 - r_3)\right] \geqslant \frac{P}{6} \times$$
$$\times \left[2 (r_2^2 + r_2 r_3 + r_3^2) - 3 r_1 (r_2 + r_3)\right]. \qquad (74)$$

При $r_3 < 2r_1—r_2$ проверки условия (74) не требуется.

128. Сечение верхней арматуры кольцевой плиты определяется из формулы (75):

$$f'_a R_{at} \frac{r_1 - r_3}{r_2 - r_3} h_0 \left(1 - \frac{f'_a R_{at} (r_1 - r_3)}{2 R_{нt} (r_2 - r_3) h_0}\right) \geqslant$$
$$\geqslant \frac{P}{6} \left[3 r_1 (r_2 + r_3) - 2 (r_2^2 + r_2 r_3 + r_3^2)\right]. \qquad (75)$$

Если

$$r_1 < \frac{2}{3} \cdot \frac{r_2^2 + r_2 r_3 + r_3^2}{r_2 + r_3}, \qquad (76)$$

то верхней арматуры не требуется.

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНА И АРМАТУРЫ

Таблица 12

Расчетные сопротивления бетона в *кг/см²*

Вид напряженного состояния	Обозначение расчетного сопротивления	Тип конструкции	Коэффициент	Расчетные сопротивления бетона марки				
				150	200	250	300	400
Сжатие осевое (призменная прочность)	$R_{пр}$	Железобетонная	$\gamma_б^n$	35	45	60	70	95
Сжатие при изгибе	$R_и$	»	$\gamma_б$	80	100	130	160	210
Растяжение . .	$R_р$	»	$\gamma_б$	5,8	7,2	8,8	10,5	12,5
		Бетонная	$\gamma_б$	5,2	6,4	7,9	9,5	—
	$R_т$	Железобетонная	—	8	10	12,2	14,5	17,5

Примечания. 1. Значения коэффициентов $\gamma_б$ и $\gamma_б^n$ приведены в табл. 18.

2. При расчете прочности горизонтальных сечений сборных труб расчетные сопротивления бетона сжатию (призменная прочность) должны умножаться на коэффициент 1,4 (см. прил. 7).

Таблица 13

Нормативные сопротивления бетона в $кг/см^2$

Вид напряженного состояния	Обозначение расчетного сопротивления	Нормативные сопротивления бетона марки				
		150	200	250	300	400
Сжатие осевое (призменная прочность) . . .	$R^н_{пр}$	115	145	180	210	280
Растяжение	$R^н_р$	13	16	18	21	25

Таблица 14

Модули упругости бетона при сжатии $E_{бt}$

Вид бетона	Коэффициент	Модули упругости бетона в $кг/см^2$ при марке бетона				
		150	200	250	300	400
Обычный бетон на портландцементе . .	$\beta_б$	230 000	265 000	—	315 000	350 000
Жаростойкий бетон на портландцементе с заполнителями из:						
базальта, диабаза, андезита	$\beta_б$	150 000	170 000	185 000	200 000	220 000
шамота	$\beta_б$	130 000	150 000	165 000	180 000	200 000

Примечание. Значения коэффициента $\beta_б$ приведены в табл 18.

Таблица 15

Объемный вес бетона

Вид бетона	Объемный вес бетона в $кг/м^3$	
	невысушенного	высушенного
Обычный бетон на портландцементе	2 400	2 300
Жаростойкие бетоны с заполнителями из:		
базальта, диабаза, андезита . . .	2 400	2 300
шамота	2 000	1 900

Примечание. Объемный вес обычного и жаростойкого железобетона увеличивают на 100 $кг/м^3$.

Таблица 16

Расчетные сопротивления арматуры в трубах при расчете на прочность
(см. приложение 7)

Вид арматуры	Расчетное сопротивление арматуры в *кг/см²*		
	растянутой R_{at} при расчете		сжатой R_{ac}
	ствола	фундамента	
Горячекатаная гладкого профиля из стали класса А-I	1 800 γ_a	2 100 γ_a	2 100
Горячекатаная периодического профиля из стали класса А-II	2 300 γ_a	2 700 γ_a	2 700
То же, класса А-III	2 900 γ_a	3 400 γ_a	3 400
„ класса А-IV	5 100 γ_a	—	3 600
Горячекатаная периодического профиля из стали класса А-II, упрочненная вытяжкой:			
до напряжения 4 500 *кг/см²*, но при удлинении не более 5,5%	3 700 γ_a	—	2 700
до удлинения 5,5% без контроля напряжения	3 250 γ_a	—	2 700
То же, класса А-III, упрочненная вытяжкой:			
до напряжения 5 500 *кг/см²*, но при удлинении не более 3,5%	4 500 γ_a	—	3 400
до удлинения 3,5% без контроля напряжения	4 000 γ_a	—	3 400
Проволока круглая углеродистая холоднотянутая по ГОСТ 7348—55 диаметром в *мм*:			
5	9 500 γ_a	—	3 600
6	9 000 γ_a	—	3 600
7	8 400 γ_a	—	3 600
8	7 800 γ_a	—	3 600

Примечания. 1. Значения коэффициента γ_a приведены в табл. 18.
2. При отсутствии сцепления с бетоном значения R_{ac} для холоднотянутой проволоки принимаются равными нулю.
3. Значение R_{at} горячекатаной арматуры из стали класса А-IV при температуре арматуры свыше 100° принимается с коэффициентом 0,85.

Таблица 17

Модули упругости арматуры E_a

Вид арматуры	Модуль упругости арматуры в *кг/см²*
Горячекатаная из стали классов А-I и А-II	2 100 000
То же, классов А-III и А-IV	2 000 000
Холоднотянутая проволока и пучки из нее	1 800 000

Таблица 18

Значения коэффициентов $\gamma_б$, $\gamma_б^n$, $\gamma_а$, $\beta_б$ и $\omega\nu_t$

Вид материала	Коэффициент	Значения коэффициентов при температурах нагрева в град.								
		20	100	200	300	400	500	600	700	800
Жаростойкий бетон	$\gamma_б$	1	1	0,95	0,9	0,77	0,65	0,55	0,45	0,35
	$\gamma_б^n$	1	0,8	0,65	0,55	0,4	0,3	0,2	0,1	0,05
	$\beta_б$	1	1	0,87	0,75	0,62	0,5	0,38	0,3	0,25
Обычный бетон	$\gamma_б$	1	0,9	0,75	—	—	—	—	—	—
	$\gamma_б^n$	1	0,75	0,5	—	—	—	—	—	—
	$\beta_б$	1	0,85	0,65	—	—	—	—	—	—
Жаростойкий и обычный бетоны	$\omega\nu_t$	0,4	0,4	0,4	0,39	0,37	0,35	0,31	0,28	0,25
Сталь всех классов и марок		1	0,95	0,85	—	—	—	—	—	—

Таблица 19

Значения коэффициентов $\alpha_{бр}$ и α_{at}

Вид материала	Коэффициент	Значения коэффициентов при температуре нагрева в град.								
		20	100	200	300	400	500	600	700	800
Жаростойкий бетон на портландцементе с тонкомолотым шамотом и шамотным заполнителем	$\alpha_{бр}$	9,7	9	8	7	6,2	5,5	5	4,5	4,2
Жаростойкий бетон на портландцементе с тонкомолотым шамотом и заполнителями из базальта, диабаза или андезита	$\alpha_{бр}$	8,3	7,5	7	6,5	6,3	6	6	6	—
Обычный бетон	$\alpha_{бр}$	10	10,5	11	—	—	—	—	—	—
Сталь	α_{at}	11	11,5	12	—	—	—	—	—	—

Примечание. Расчетные значения коэффициентов принимаются равными числовым значениям табл. 19, умноженным на 10^{-6}.

ГРАФИКИ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НАПРЯЖЕНИЙ В АРМАТУРЕ И БЕТОНЕ И ДЛЯ РАСЧЕТА РАСКРЫТИЯ ТРЕЩИН (рис. 32—39)

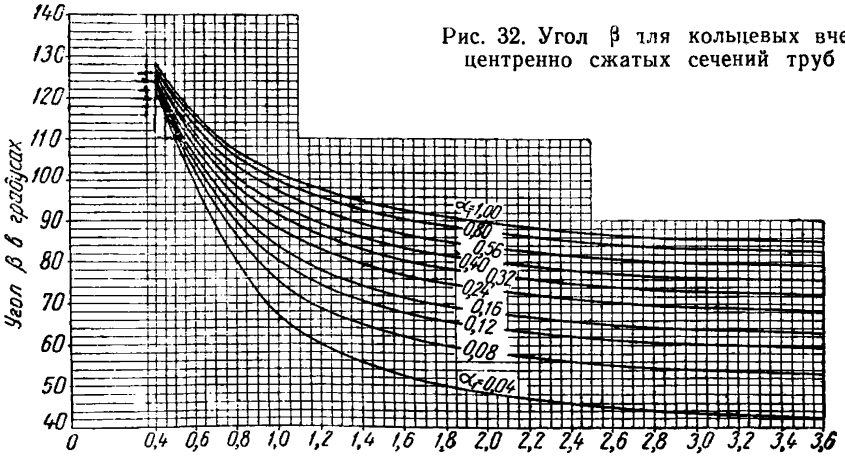


Рис. 32. Угол β для кольцевых вчецентренно сжатых сечений труб

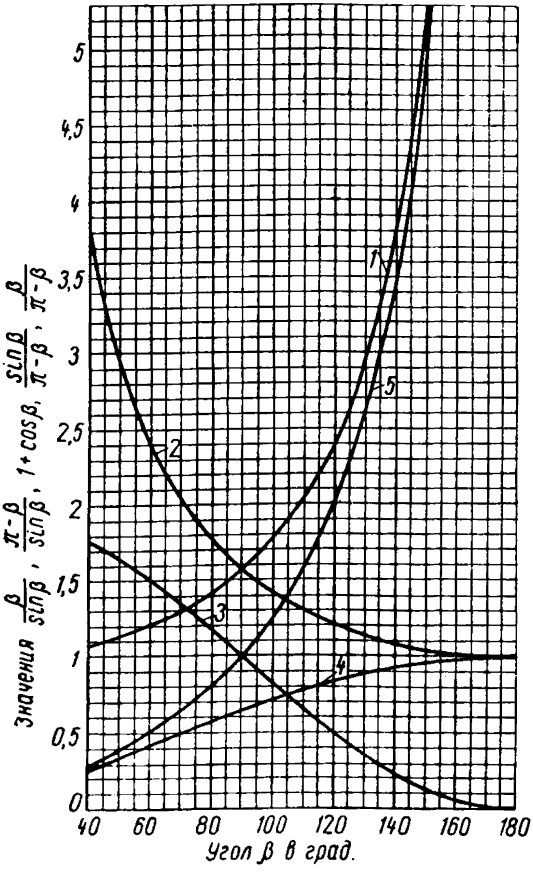


Рис. 33. Значения тригонометрических величин, встречающихся в расчетах

1 — значения $\frac{\beta}{\sin\beta}$; *2* — значения $\frac{\pi-\beta}{\sin\beta}$; *3* — значения $(1+\cos\beta)$; *4* — значения $\frac{\sin\beta}{\pi-\beta}$; *5* — значения $\frac{\beta}{\pi-\beta}$

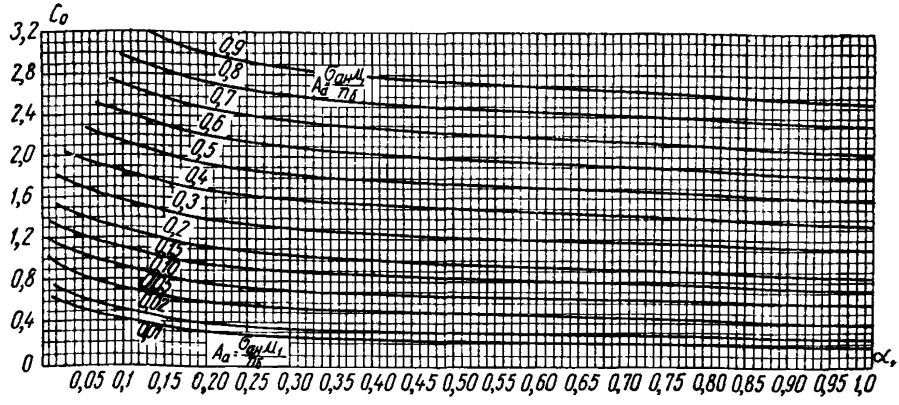


Рис. 34. Графики для определения напряжений в продольной арматуре $\sigma_{ан}$:

$$A_a = \frac{\sigma_{ан}\,\mu_1}{n_б}; \quad n_б = \frac{N + N_0}{2rh}; \quad C_0 = \frac{M}{(N+N_0)\,r}; \quad \alpha_1 = \frac{1{,}5\mu_1 n}{\omega\nu_t\beta_б}$$

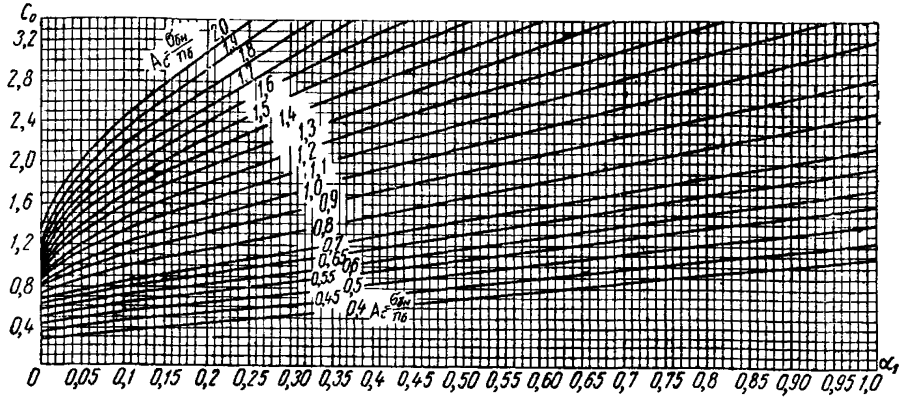


Рис. 35. Графики для определения напряжений в бетоне ($\sigma_{б.н}$) кольцевых внецентренно сжатых сечений труб с ненапрягаемой арматурой $A_c = \frac{\sigma_{бн}}{n_б}$;

$$n_б = \frac{N}{2rh}; \quad C_0 = \frac{M}{Nr}; \quad \alpha_1 = \frac{1{,}5\mu_1 n}{\omega\nu_t\beta_б}$$

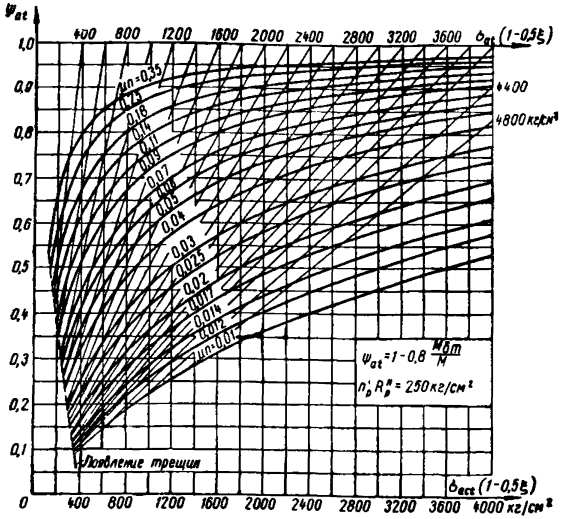


Рис. 36. Значения коэффициента ψ_{at} при арматуре периодического профиля

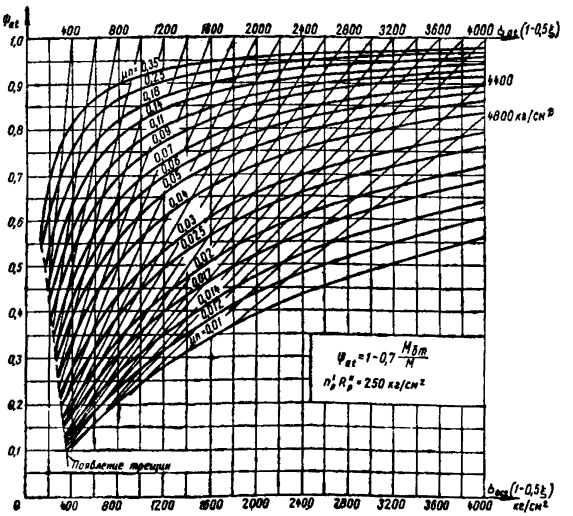


Рис. 37. Значения коэффициента ψ_{at} при гладкой круглой арматуре

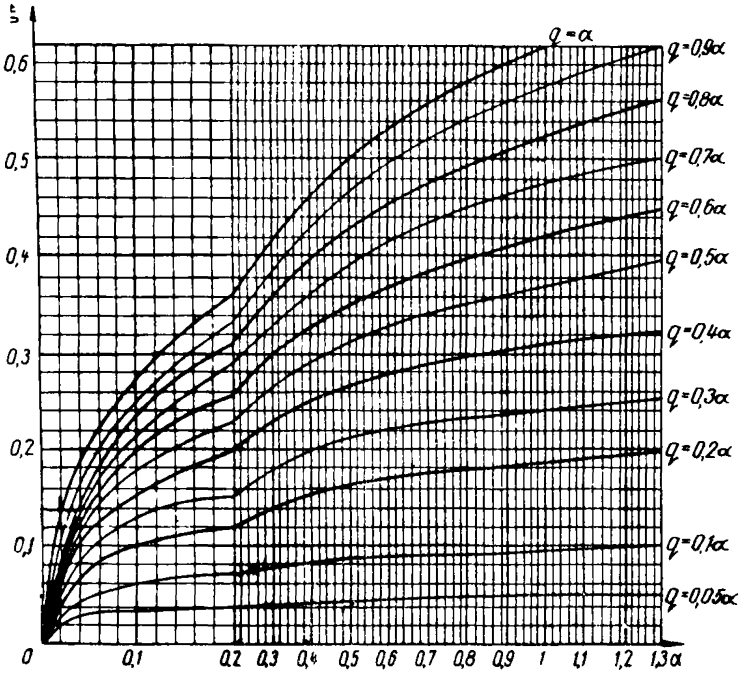


Рис. 38. Значения относительной высоты сжатой зоны бетона в зависимости от α и q. $\xi = -\frac{\alpha}{2} + \sqrt{\left(\frac{\alpha}{2}\right)^2 + q}$;

$$\alpha = \frac{\mu n}{\omega \nu_t \beta_6 \psi_{at}}; \quad q = \alpha(1 - P); \quad P = \frac{1{,}5\left(\sigma_{ан}^{н} - \sigma_0\right)\psi_{at}}{E_a \frac{1}{\rho_t} h_0}$$

Примечание. Для вертикальных сечений $q = \alpha$.

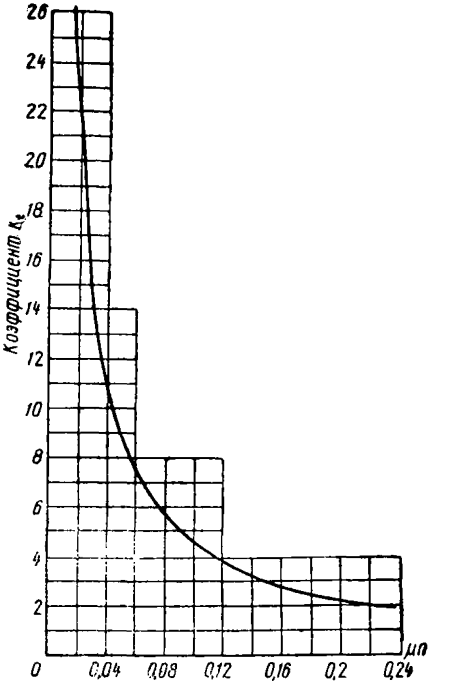


Рис. 39. Значения коэффициента k_t

ГРАФИКИ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НАПРЯЖЕНИЙ В АРМАТУРЕ $\sigma_{ан}$ И БЕТОНЕ $\sigma_{бн}$ В КОЛЬЦЕВЫХ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ СЕЧЕНИЯХ, ОСЛАБЛЕННЫХ ОДНИМ И ДВУМЯ ПРОЕМАМИ В СЖАТОЙ ЗОНЕ

(рис. 40—45)

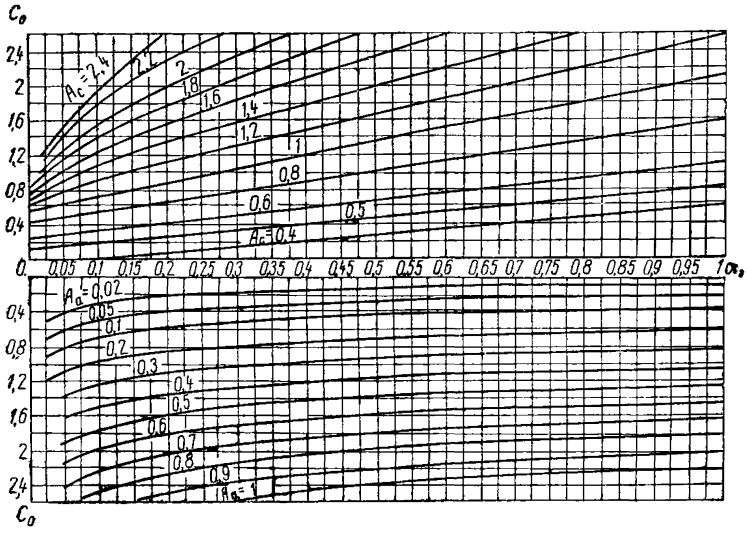


Рис. 40. Графики для определения напряжений в арматуре ($\sigma_{ан}$) и бетоне ($\sigma_{бн}$) кольцевых внецентренно сжатых сечений, ослабленных одним проемом в сжатой зоне: $\theta = 25°$;

$$A_a = \frac{\mu_1 \sigma_{ан}}{n_б}; \quad A_c = \frac{\sigma_{бн}}{n_б}; \quad n_б = \frac{N}{2rh}$$

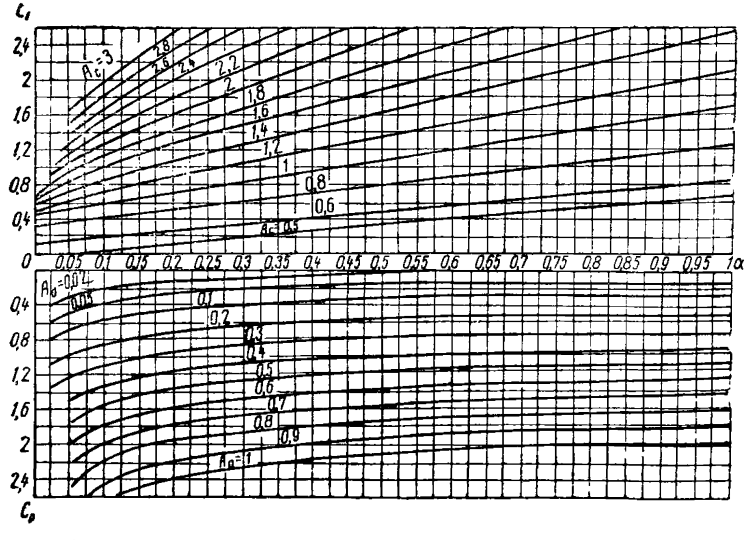


Рис. 41. Графики для определения напряжений в арматуре ($\sigma_{ан}$) и бетоне ($\sigma_{бн}$) кольцевых внецентренно сжатых сечений, ослабленных одним проемом в сжатой зоне: $\theta = 35°$;

$$A_a = \frac{\mu_1 \sigma_{ан}}{n_б}; \quad A_c = \frac{\sigma_{бн}}{n_б}; \quad n_б = \frac{N}{2rh}$$

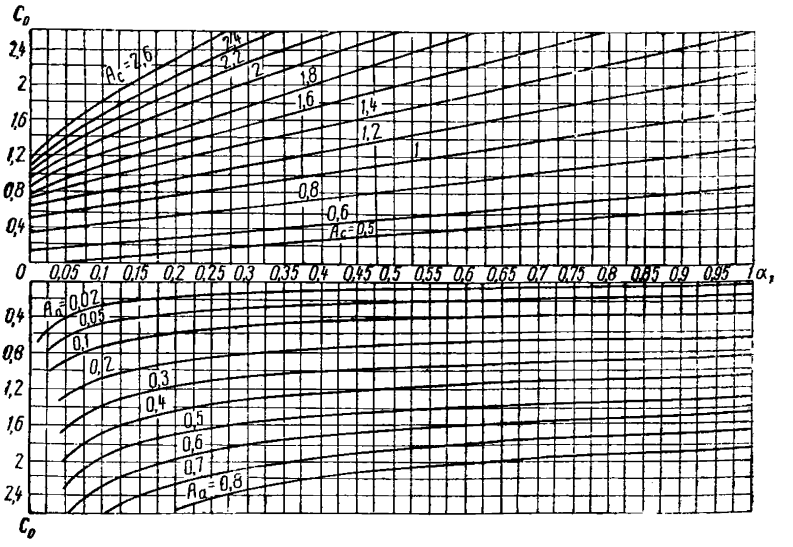


Рис. 42. Графики для определения напряжений в арматуре ($\sigma_{ан}$) и бетоне ($\sigma_{бн}$) кольцевых внецентренно сжатых сечений, ослабленных двумя проемами в сжатой зоне:

$$\varphi = 45°; \quad \theta = 20°; \quad A_a = \frac{\mu_1 \sigma_{ан}}{n_б}; \quad A_c = \frac{\sigma_{б\,н}}{n_б}; \quad n_б = \frac{N}{2rh}$$

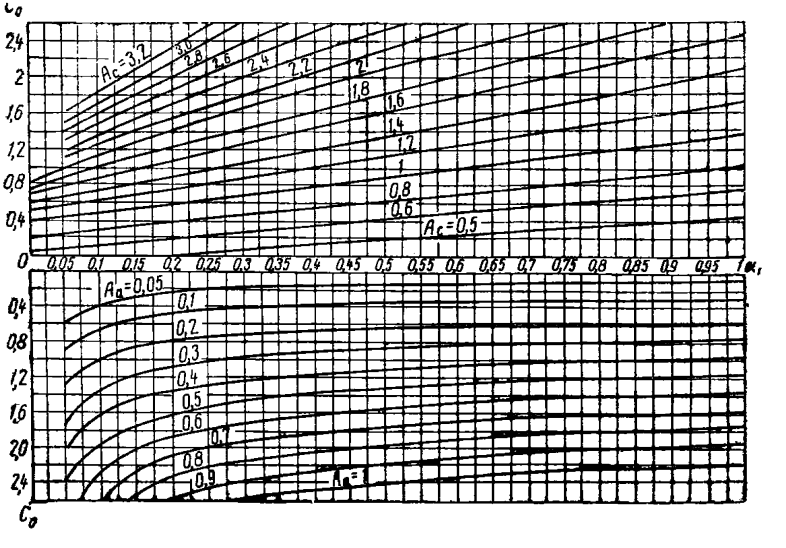


Рис. 43. Графики для определения напряжения в арматуре ($\sigma_{ан}$) и бетоне ($\sigma_{бн}$) кольцевых внецентренно сжатых сечений, ослабленных двумя проемами в сжатой зоне:

$$\varphi = 45°; \quad \theta = 25°; \quad A_a = \frac{\mu_1 \sigma_{ан}}{n_б}; \quad A_c = \frac{\sigma_{бн}}{n_б}; \quad n_б = \frac{N}{2rh}$$

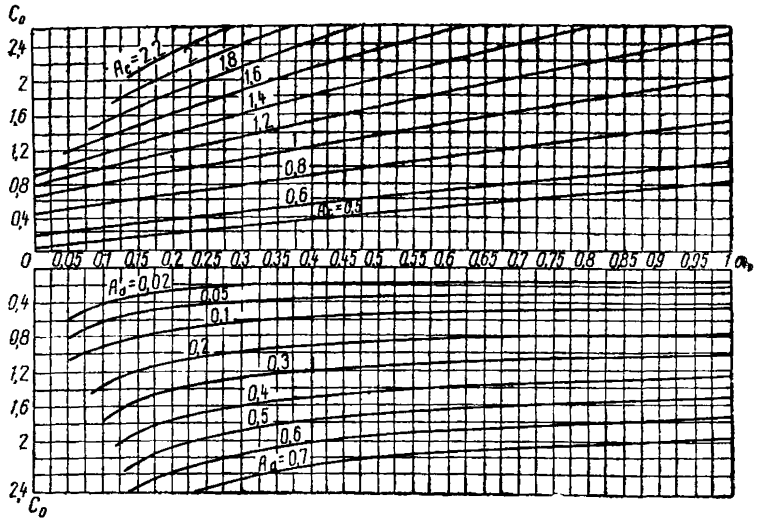


Рис. 44. Графики для определения напряжений в арматуре ($\sigma_{ан}$) и бетоне ($\sigma_{бн}$) кольцевых внецентренно сжатых сечений, ослабленных двумя проемами в сжатой зоне:

$$\varphi = 60°; \quad \theta = 20°; \quad A_a = \frac{\mu_1 \sigma_{ан}}{n_б} \quad A_c = \frac{\sigma_{бн}}{n_б} \quad n_б = \frac{N}{2rh}$$

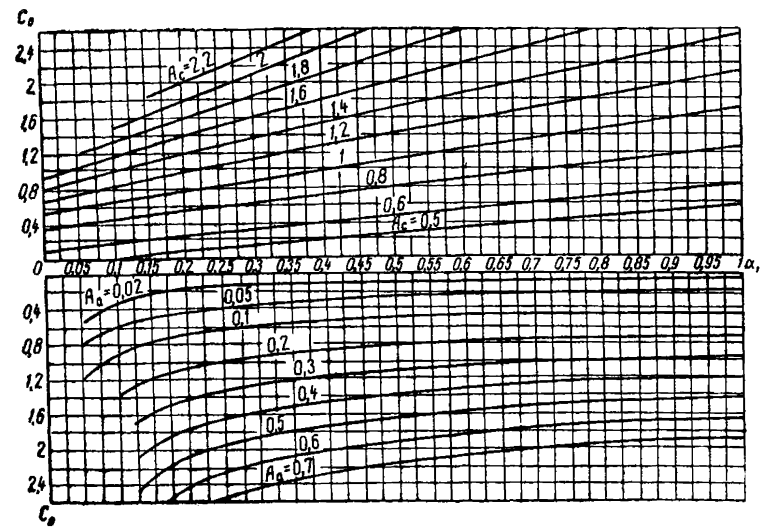


Рис. 45. Графики для определения напряжений в арматуре ($\sigma_{ан}$) и бетоне ($\sigma_{бн}$) кольцевых внецентренно сжатых сечений, ослабленных двумя проемами в сжатой зоне:

$$\varphi = 60°; \quad \theta = 25°; \quad A_a = \frac{\mu_1 \sigma_{ан}}{n_б}; \quad A_c = \frac{\sigma_{бн}}{n_б}; \quad n_б = \frac{N}{2rh}$$

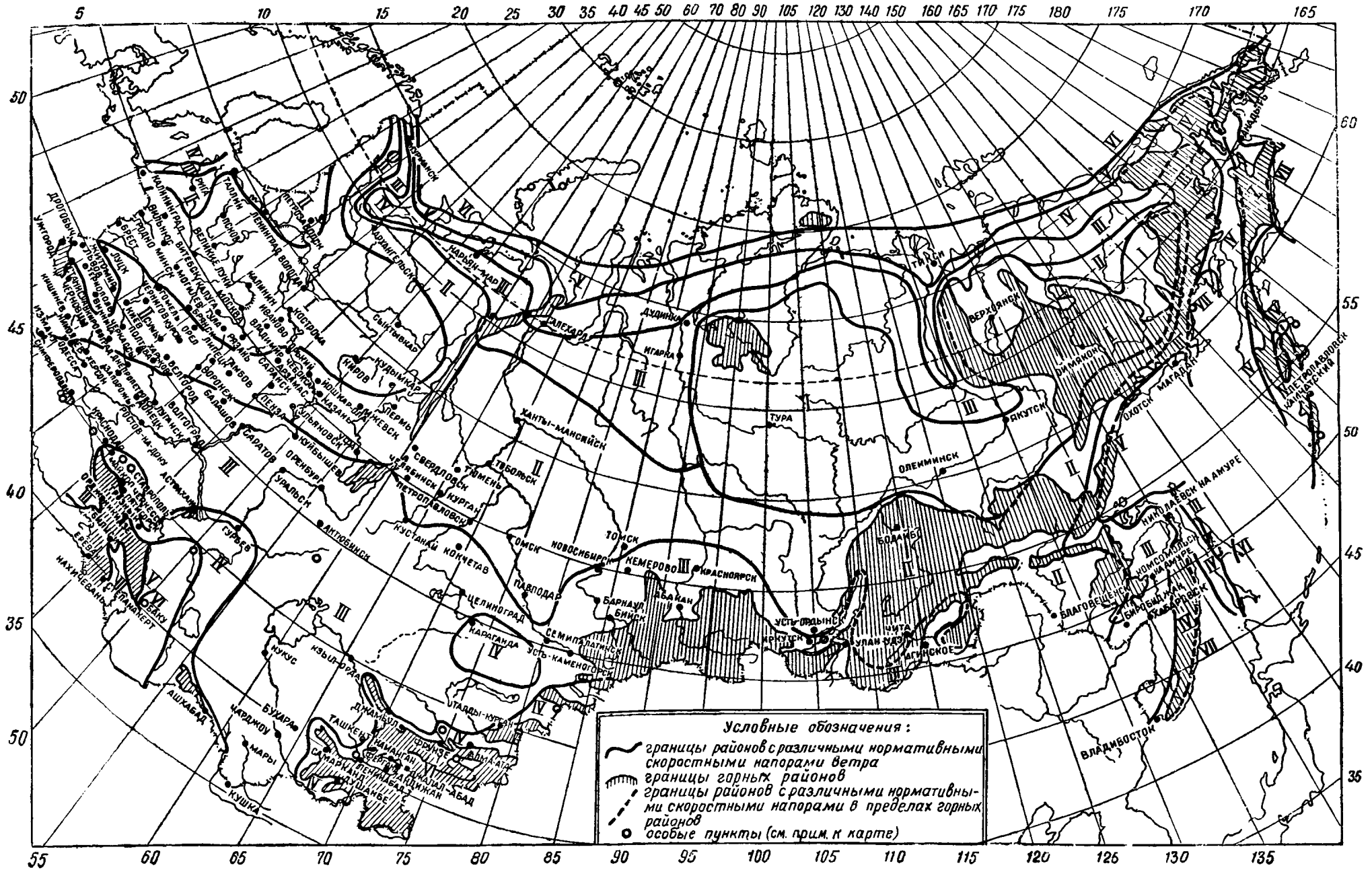


Рис. 46. Карта районирования СССР по ветровой нагрузке

Примечания. 1. Для местностей с отметкой до 200 *м* над уровнем моря, располагающихся в пределах выделенных на карте горных районов, нормативные скоростные напоры q_0 следует принимать в соответствии с данными табл. 6 и 7 для рассматриваемого района.

2. Для отмеченных на карте особых пунктов и для местностей горных районов с отметкой высот 200 *м* и более нормативный скоростной напор следует определять по данным местных управлений гидрометеослужбы СССР о скоростях ветра для высоты 10 *м* от поверхности земли, вычисляя нормативный скоростной напор (в *кг/м²*) по формуле

$$q_0 = \frac{v^2}{16},$$

где v — превышаемая 1 раз в 5 лет скорость ветра в *м/сек*.

3. Для возвышенностей всех районов Европейской части Союза и возвышенностей Восточной Сибири в пределах I района с отметками высот 200 *м* и более над уровнем моря нормативный скоростной напор ветра q_0 следует принимать по данным для района, номер которого на единицу выше номера района, указанного для данной местности на карте.

ПРИЛОЖЕНИЕ 5

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

ПРИМЕР № 1
РАСЧЕТ СТВОЛА ДЫМОВОЙ ТРУБЫ ИЗ ОБЫЧНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

I. Исходные данные для расчета

1. Высота трубы 120 *м*.
2. Верхний внутренний диаметр 6 *м*.
3. Максимальная температура отводимых газов $t_в = 180°$.
4. Состав отводимых газов — не агрессивный.
5. Ввод газохода надземный на отметке +5 *м* сечением 8×4,4 *м* по бетону.
6. Ветровая нагрузка — по V географическому району.
7. Средняя температура наиболее холодной пятидневки в зимнее время $t_н = -31°$.
8. Материал ствола — обычный бетон марки 300 на портландцементе. Арматура — периодического профиля: в верхней части трубы из стали класса А-II, в нижней — из стали класса А-III.
9. Футеровка — из обыкновенного глиняного кирпича; зазор между железобетонным стволом и футеровкой в нижней части трубы заполнен минераловатными полужесткими плитами на фенольной связке.

Общий вид дымовой трубы см. на рис. 47.

При расчете ствола трубы необходимо рассчитывать сечения через 20—30 *м* по высоте.

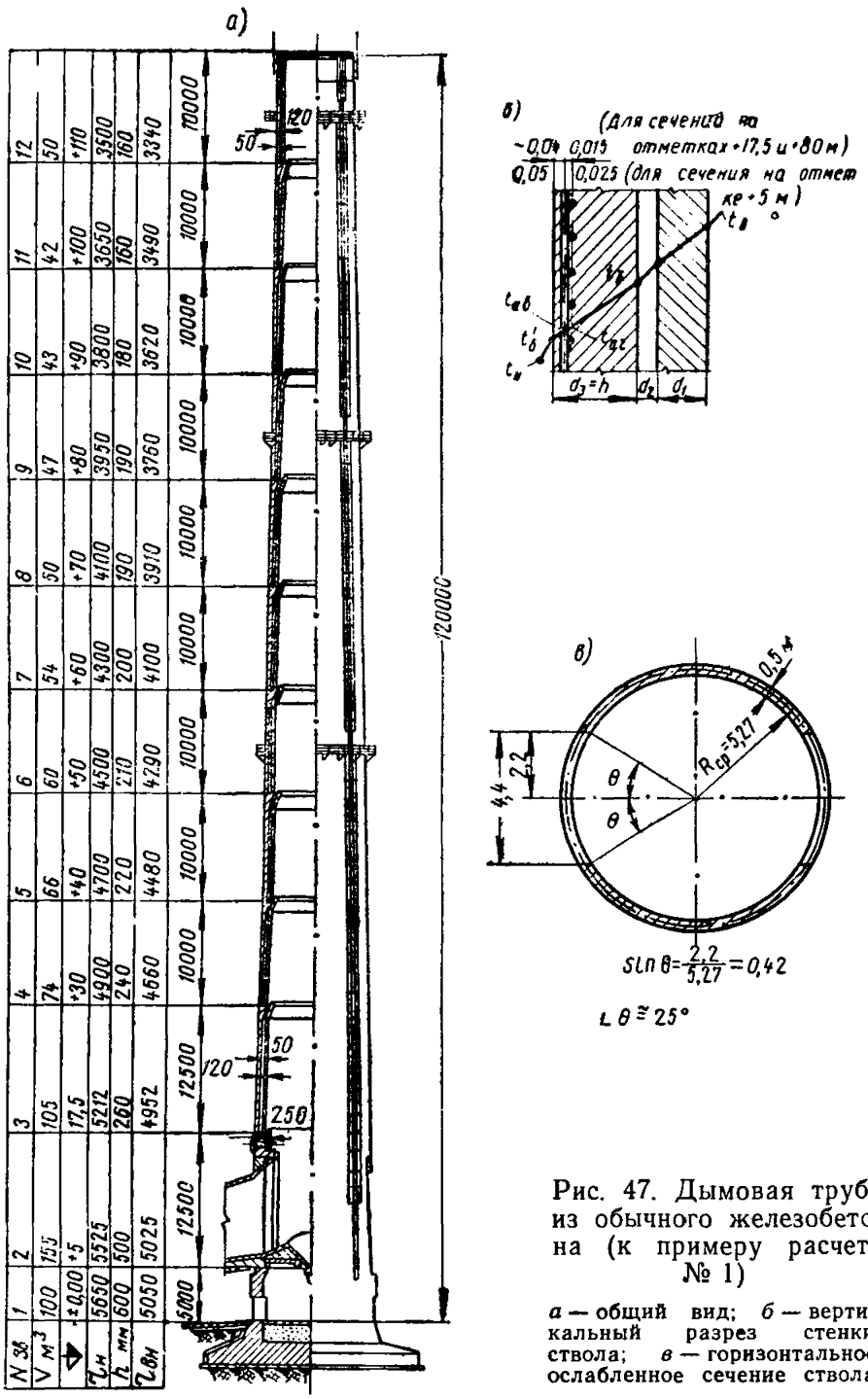
В данном примере рассчитываем только три сечения:
на отметке +17,5 *м*, на отметке +80 *м* и на отметке +5 *м*.

II. Определение расчетной величины ветровой нагрузки

Принимаем $\xi = 2{,}4$; $q_0 = 0{,}07$ *т/м²* (по табл. 6); $n = 1{,}4$; $c = 0{,}6$.

Таблица 20

Отметка границ ветровых зон в *м*	Отметка середины ветровой зоны в *м*	$\beta = 1 + 2{,}4m$: m	β	Коэффициент (по табл. 7) k	Наружный диаметр ствола в середине ветровой зоны d в *м*	$q = nq_0 \times c\beta kd = 0{,}059 \times \beta kd$	Равнодействующая давления ветра на зону в *т*	Ветровой момент в расчетных сечениях в *тм*
+120								
+100	+110	0,21	1,5	2,61	7	1,62	32,4	—
+ 80	+ 90	0,23	1,55	2,44	7,6	1,7	34	1 310
+ 60	+ 70	0,27	1,65	2,25	8,2	1,8	36	—
+ 40	+ 50	0,3	1,72	1,99	9	1,82	36,4	—
+ 17,5	+ 28,75	0,33	1,8	1,63	9,86	1,71	38,5	8 950
+ 5	+ 11,25	0,35	1,84	1,09	10,74	1,28	16	11 285
± 0	+ 2,5	0,35	1,84	1	11,17	1,21	6	—



№ зв.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
V м³	100	155	105	74	66	60	54	50	47	43	42	50
▶	±0,00	+5	17,5	+30	+40	+50	+60	+70	+80	+90	+100	+110
$Q_н$	5650	5525	5212	4900	4700	4500	4300	4100	3950	3800	3650	3500
h мм	600	500	260	240	220	210	200	190	190	180	160	160
$Q_{вн}$	5050	5025	4952	4660	4480	4290	4100	3910	3760	3620	3490	3340
	5000	12500	12500	10000	10000	10000	10000	10000	10000	10000	10000	10000

Рис. 47. Дымовая труба из обычного железобетона (к примеру расчета № 1)

а — общий вид; *б* — вертикальный разрез стенки ствола; *в* — горизонтальное ослабленное сечение ствола

III. Определение вертикальной нагрузки

Принимаем следующие значения объемных весов в $т/м^3$:
2,4 — высушенный железобетон; 1,7 — футеровка.
Объем футеровки выше отметок: +30—255 $м^3$; +90—70 $м^3$; +17,5—306 $м^3$.
Объем железобетона выше отметок: +17,5—591 $м^3$; +80—182 $м^3$; +5—746 $м^3$.
Вертикальная нагрузка в сечениях соответственно 1853, 556 и 2310 $т$.

IV. Определение температур

Определение температур производим только для зимних условий при скорости ветра >8 *м/сек*.
Коэффициенты: $\alpha_в=33$; $\alpha_н=20$.
По приближенному значению средней температуры нагрева материала в конструкции трубы (табл. 3) принимаем: $\lambda_1=0{,}48$ (футеровка); $\lambda_2=0{,}5$ (воздушный зазор); $\lambda_3=0{,}064$ (плиты полужесткие минераловатные на фенольной связке); $\lambda=1{,}1$ (бетон).
Сечение на отметке +17,5 м: $d_1=0{,}12$ *м*; $d_2=0{,}05$ *м* (плиты полужесткие минераловатные); $d_3=0{,}26$ *м*.
Общее сопротивление теплопередаче определяем по формуле (2):

$$R_0=\frac{1}{33}+\frac{0{,}12}{0{,}48}+\frac{0{,}05}{0{,}064}+\frac{0{,}26}{1{,}1}+\frac{1}{20}=1{,}346.$$

Определение температур производим по формуле (1):

$$t_б=180-\frac{180-(-31)}{1{,}346}\left(\frac{1}{33}+\frac{0{,}12}{0{,}48}+\frac{0{,}05}{0{,}064}\right)=14°;$$

$$t_{аг}=14-\frac{211}{1{,}346}\cdot\frac{0{,}26-0{,}055}{1{,}1}=-15°;$$

$$t_{ав}=-15-\frac{211}{1{,}346}\cdot\frac{0{,}015}{1{,}1}=-17°;$$

$$t'_б=-17-\frac{211}{1{,}346}\cdot\frac{0{,}04}{1{,}1}=-23°.$$

Средняя температура бетона

$$t_{б(ср)}=\frac{t_б+t'_б}{2}=-5°.$$

Сечение на отметке +80 м:

$$d_1=0{,}12\ м;\quad d_2=0{,}05\ м\ (\text{воздушный зазор});$$
$$d_3=0{,}19\ м;\quad R_0=0{,}603;\quad t_б=47°;\quad t_{аг}=4°;$$
$$t_{ав}=0°;\quad t'_б=-13°;\quad t_{б(ср)}=+17°.$$

Сечение на отметке +5 м:

$$d_1=0{,}25\ м;\quad d_2=0{,}05\ м\ (\text{плиты полужесткие минераловатные});$$
$$d_3=0{,}5\ м;$$
$$R_0=1{,}835;\quad t_б=28°;\quad t_{аг}=-18°;\quad t_{ав}=-20°;$$
$$t'_б=-25°;\quad t_{б(ср)}=+2°.$$

V. Расчетные характеристики бетона и арматуры

Расчетная призменная прочность бетона по табл. 12:

$$R_{\text{пр}t} = 1 \cdot 70 = 70 \text{ кг/см}^2;$$

$$R_{\text{р}}^{\text{н}} = 21 \text{ кг/см}^2 \text{ (по табл. 13);}$$

$$E_{\text{б}t} = 3{,}15 \cdot 10^5 \text{ кг/см}^2 \text{ (по табл. 14);}$$

$$\beta_{\text{б}} = 1; \quad \omega\nu_t = 0{,}4 \text{ (по табл. 18);}$$

$$\alpha_{\text{бр}} = 10 \cdot 10^{-6}; \quad \alpha_{\text{a}t} = 11 \cdot 10^{-6} \text{ (по табл. 19).}$$

Таблица 21

Класс стали	E_{a} в кг/см²	$n = \frac{E_{\text{a}}}{E_{\text{б}}}$	γ_{a}	$R_{\text{a}t}$ в кг/см²
A-II	$2{,}1 \times 10^6$	6,65	1	2300
A-III	2×10^6	6,35	1	2900

VI. Расчет сечения на отметке + 17,5 м

Расчет по несущей способности

а) Принимаем продольную арматуру 5⌀20 из стали класса A-III: $f_{\text{a}} = 15{,}7 \text{ см}^2$;

$$\mu_1 = \frac{15{,}7}{100 \cdot 26} = 0{,}006;$$

$$\mu = \frac{15{,}7}{100\,(26 - 4)} = 0{,}0071; \quad \mu_1 n = 0{,}038; \quad \mu n = 0{,}045.$$

По формуле (24) определяем

$$\alpha_1 = \frac{1{,}5 \cdot 0{,}038}{0{,}4 \cdot 1} = 0{,}142.$$

б) Средний радиус сечения $r = 5{,}08$ м.
По формуле (22) определяем

$$n_{\text{б}} = \frac{1853}{2 \cdot 5{,}08 \cdot 0{,}26 \cdot 10} = 70 \text{ кг/см}^2.$$

в) $C_{0(\text{прибл})} = \frac{8950 \cdot 1{,}3}{1853 \cdot 5{,}08} = 1{,}23.$

г) Из графика рис. 32 по C_0 и α_1 находим угол $\beta = 76°$ и по графику рис. 33 — значение $\frac{\beta}{\sin\beta} = 1{,}36$.

д) Напряжение в арматуре определяем по формуле (21):

$$\sigma_{\text{ан}} = \frac{70\,(1{,}23 \cdot 1{,}36 - 1)}{3{,}14 \cdot 0{,}006} = 2500 < 2900 \text{ кг/см}^2.$$

е) Кривизну трубы при прогибе ее от расчетной ветровой нагрузки определяем по формуле (28):

$$\frac{1}{\rho} = \frac{2500}{0{,}5 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 5{,}08 \cdot 1{,}24} = 0{,}4 \cdot 10^{-3}\ 1/м.$$

Значение $1+\cos\beta = 1{,}24$ находим по графику рис. 33.

ж) По формуле (26) определяем дополнительный момент вследствие прогиба ствола и крена фундамента:

$$M_{доп} = \frac{1853 \cdot 102{,}5^2 \cdot 0{,}4 \cdot 10^{-3}}{5}\left(\frac{3 \cdot 120}{102{,}5} - 2 + \frac{2{,}5 \cdot 0{,}004}{102{,}5 \cdot 0{,}4 \cdot 10^{-3}}\right) = 2720\ тм.$$

з) Определяем C_0 по формуле (25):

$$C_0 = \frac{8950 + 2720}{1853 \cdot 5{,}08} = 1{,}24 \approx 1{,}23.$$

и) По формуле (30), принимая $\sigma_0 = 0$, определяем напряжение в бетоне:

$$\sigma_{бн} = \frac{70\,(1{,}24 \cdot 1{,}88 + 1)}{3{,}14\,(1 + 0{,}142)} = 64{,}6 < R_{прt} = 70\ кг/см^2.$$

Значение $\frac{\pi - \beta}{\sin\beta} = 1{,}88$ находим по графику рис. 33.

к) Определяем напряжение в арматуре от нормативной ветровой нагрузки:

$$C_0 = \frac{1{,}24}{1{,}4} = 0{,}89; \quad \beta = 85°; \quad \frac{\beta}{\sin\beta} = 1{,}48;$$

$$\sigma^{н}_{а\,н} = \frac{70\,(0{,}89 \cdot 1{,}48 - 1)}{3{,}14 \cdot 0{,}006} = 1200\ кг/см^2.$$

л) Кривизну от температуры определим по формуле (35):

$$\frac{1}{\rho_t} = \frac{10 \cdot 10^{-6} \cdot 14 - 1{,}15 \cdot 11 \cdot 10^{-6}\,(-17)}{h_0} = \frac{355 \cdot 10^{-6}}{h_0}.$$

м) Из графика рис. 36 при $\sigma_{at}\,(1 - 0{,}5\,\xi) = 1{,}5$ $\sigma^{н}_{а\,н} = 1{,}5 \cdot 1200 = 1800\ кг/см^2$ и $\mu n = 0{,}045$ находим $\psi_{at} = 0{,}57$.

н) По формуле (34) определяем значение коэффициента P:

$$P = \frac{1{,}5 \cdot 1200 \cdot 0{,}57}{2 \cdot 10^6 \cdot 355 \cdot 10^{-6}} = 1{,}45 > 1.$$

Следовательно, $\sigma_а = \sigma^{н}_{а\,н}$.

Расчет по раскрытию горизонтальных трещин

а) Среднее напряжение в арматуре определяем по формуле (46). Предварительно определяем величину

$$\frac{0{,}53 R^{н}_{р}}{\sigma^{н}_{а\,н}\,\mu} = \frac{0{,}53 \cdot 21}{1200 \cdot 0{,}0071} = 1{,}3.$$

Ввиду того, что величина $\frac{53k_p^н}{\sigma_{ан}^н \mu}$ оказалась больше 1, принимаем ее равной 1. Тогда $\psi_a = 1 - 0{,}7 \cdot 1 = 0{,}3$.

$\sigma_{ac} = 0{,}3 \cdot 1{,}5 \cdot 1200 = 540$ *кг/см²*.

б) Расстояние между трещинами определяем по формуле (50)

$$l_т = \frac{20 \cdot 0{,}7}{4 \cdot 0{,}006} = 585 \text{ мм}.$$

в) По формуле (45) определяем ширину раскрытия трещин

$$a_т = \frac{540 \cdot 585}{2 \cdot 10^6} = 0{,}16 \text{ мм} < 0{,}2 \text{ мм}.$$

Расчет кольцевой арматуры

Принимаем арматуру 5∅ 12 из стали класса А-III: $f_a = 5{,}65$ *см²*;

$$\mu = \frac{5{,}65}{100 \cdot 21{,}5} = 0{,}0026; \quad \mu n = 0{,}0026 \cdot 6{,}35 = 0{,}0165.$$

По графику рис. 36 по $\sigma_{at}\ (1 - 0{,}5\xi) = 0{,}8\ R_{at} = 2320$ *кг/см²* находим $\psi_{at} = 0{,}14$.

По формуле (39) определяем

$$\alpha = \frac{0{,}0165}{0{,}4 \cdot 1 \cdot 0{,}14} = 0{,}3.$$

По графику рис. 38 при $q = \alpha$ находим $\xi = 0{,}42$.

По формуле (35) определяем температурную кривизну:

$$\frac{1}{\rho_t} = \frac{10 \cdot 10^{-6} \cdot 14 - 1{,}15 \cdot 11 \cdot 10^{-6}\ (-15)}{h_0} = \frac{330 \cdot 10^{-6}}{h_0}.$$

По формуле (40) определяем

$$\sigma_{ac\,t} = 2 \cdot 10^6 \cdot 330 \cdot 10^{-6}\ (1 - 0{,}42) = 380 \text{ кг/см}^2.$$

Проверяем принятое значение ψ_{at}.

По графику рис. 36 по $\sigma_{a\,ct}\ (1 - 0{,}5\ \xi) = 380\ (1 - 0{,}5 \cdot 0{,}42) = 300$ *кг/см²* и $\mu n = 0{,}0165$ находим $\psi_{at} = 0{,}14$.

Напряжение в арматуре

$$\sigma_{at} = \frac{\sigma_{act}}{\psi_{at}} = \frac{380}{0{,}14} = 2720 < 2900 \text{ кг/см}^2.$$

Определяем ширину раскрытия вертикальных трещин по формуле (45). Предварительно по формуле (51) находим расстояние между трещинами

$$l_т = 26 \cdot 6{,}35 \frac{12}{4} 0{,}7 = 345 \text{ мм}.$$

Величину $k_t = 26$ определяем по графику рис. 39.

$$a_т = \frac{380}{2 \cdot 10^6} 345 = 0{,}07 < 0{,}2 \text{ мм}.$$

VII. Расчет сечения на отметке + 80 *м*

Расчет по несущей способности

а) Принимаем продольную арматуру ∅ 12 из стали класса А-II с шагом 175 *мм*: $f_a = 6{,}4$ *см*²;

$$\mu_1 = \frac{6{,}4}{100 \cdot 19} = 0{,}0034; \quad \mu = \frac{6{,}4}{100\,(19-4)} = 0{,}0043;$$

$$\mu_1 n = 0{,}0034 \cdot 6{,}65 = 0{,}022; \quad \mu n = 0{,}028.$$

По формуле (24) определяем

$$\alpha_1 = \frac{1{,}5 \cdot 0{,}022}{0{,}4 \cdot 1} = 0{,}082.$$

б) Средний радиус сечения $r = 3{,}86$ *м*.

$$\text{Коэффициент } n_6 = \frac{556}{2 \cdot 3{,}86 \cdot 0{,}19 \cdot 10} = 38 \text{ кг/см}^2.$$

в) По формуле (26), принимая значение кривизны трубы из расчета сечения на отметке +17,5 *м*, определяем дополнительный момент вследствие прогиба ствола и крена фундамента:

$$M_{\text{доп}} = \frac{556 \cdot 40^2 \cdot 0{,}4 \cdot 10^{-3}}{5}\left(\frac{3 \cdot 120}{40} - 2 + \frac{2{,}5 \cdot 0{,}004}{40 \cdot 0{,}4 \cdot 10^{-3}}\right) = 540 \text{ тм}.$$

г) $C_0 = \dfrac{1310 + 540}{556 \cdot 3{,}86} = 0{,}86.$

д) Из графика рис. 32 по C_0 и α_1 находим $\beta = 82°$ и по графику рис. 33 — значения $\dfrac{\beta}{\sin\beta} = 1{,}44$ и $\dfrac{\pi - \beta}{\sin\beta} = 1{,}75$.

е) Напряжение в арматуре по формуле (21):

$$\sigma_{\text{а н}} = \frac{38\,(0{,}86 \cdot 1{,}44 - 1)}{3{,}14 \cdot 0{,}0034} = 850 < 2300 \text{ кг/см}^2.$$

ж) По формуле (30), принимая $\sigma_0 = 0$, определяем напряжение в бетоне:

$$\sigma_{\text{бн}} = \frac{38\,(0{,}86 \cdot 1{,}75 + 1)}{3{,}14\,(1 + 0{,}082)} = 28 < 70 \text{ кг/см}^2.$$

з) Напряжение в арматуре от нормативной ветровой нагрузки:

$$C_0 = \frac{0{,}86}{1{,}4} = 0{,}61; \quad \beta = 101°; \quad \frac{\beta}{\sin\beta} = 1{,}78;$$

$$\sigma_{\text{ан}}^{\text{н}} = \frac{38\,(0{,}61 \cdot 1{,}78 - 1)}{3{,}14 \cdot 0{,}0034} = 320 \text{ кг/см}^2.$$

и) Температурная кривизна по формуле (35):

$$\frac{1}{\rho_t} = \frac{10 \cdot 10^{-6} \cdot 47 - 0{,}85 \cdot 11 \cdot 10^{-6} \cdot 0}{h_0} = \frac{470 \cdot 10^{-6}}{h_0}.$$

к) Из графика рис. 36 при $\sigma_{at}(1-0{,}5\ \xi) = 1{,}5\ \sigma^{н}_{ан} = 1{,}5 \cdot 320 = 480$ *кг/см²* и $\mu n = 0{,}028$ находим значение коэффициента ψ_{at}, которое оказывается ниже границы раскрытия трещин.

Поэтому значение ψ_{at} определяем из графика рис. 36 при $\sigma_{at}(1-0{,}5\xi) = 0{,}8\ R_{at} = 0{,}8 \cdot 2300 = 1840$ *кг/см²*; $\psi_{at} = 0{,}27$.

л) По формуле (39) определяем

$$\alpha = \frac{0{,}028}{0{,}4 \cdot 1 \cdot 0{,}27} = 0{,}26.$$

По формуле (34) определяем значение коэффициента P:

$$P = \frac{1{,}5 \cdot 320 \cdot 0{,}27}{2{,}1 \cdot 10^{6} \cdot 470 \cdot 10^{-6}} = 0{,}13.$$

По формуле (38) определяем

$$q = \alpha\,(1 - 0{,}13) = 0{,}87\alpha.$$

м) По графику рис. 38 при $q = 0{,}87\,\alpha$ и $\alpha = 0{,}26$ находим $\xi = 0{,}36$.

н) По формуле (40) определяем среднее напряжение в арматуре:

$$\sigma_{a\,cl} = 2\ 1 \cdot 10^{6} \cdot 470 \cdot 10^{-6}\,(1 - 0{,}36) = 630\ кг/см^2.$$

По графику рис. 36 по $\sigma_{a\,cl}\,(1-0{,}5\ \xi) = 630\ (1-0{,}5 \cdot 0{,}36) = 520$ *кг/см²* и $\mu n = 0{,}028$ находим $\psi_{at} = 0{,}285 \approx 0{,}27$.

а) Напряжение в арматуре

$$\sigma_{at} = \frac{630}{0{,}285} = 2200 < 2300\ кг/см^2.$$

Расчет по раскрытию горизонтальных трещин

По графику рис. 39 по $\mu n = 0{,}028$ находим значение коэффициента $k_t = 18$. По формуле (51) определяем расстояние между трещинами:

$$l_{т} = 18 \cdot 6{,}65\,\frac{12}{4}\,0{,}7 = 250\ мм.$$

По формуле (45) определяем ширину раскрытия трещин:

$$a_{т} = \frac{630}{2{,}1 \cdot 10^{6}}\,250 = 0{,}08 < 0{,}1\ мм.$$

Расчет кольцевой арматуры не приводим.

VIII. Расчет сечения на отметке + 5 *м* (см. рис. 47, *в*)

Определение напряжений от ветра и собственного веса производим по графикам для ослабленных сечений с одним проемом в сжатой зоне при $\theta = 25^{\circ}$.

Принимаем продольную арматуру 5∅28 из стали класса А-III:

$$f_{a} = 30{,}79\ см^2;$$

$$\mu_1 = \frac{30{,}79}{100 \cdot 50} = 0{,}00615; \quad \mu = \frac{30{,}79}{100 \cdot 45} = 0{,}0068;$$

$$\mu_1 n = 0{,}00615 \cdot 6{,}35 = 0{,}039; \quad \mu n = 0{,}043.$$

По формуле (24) определяем

$$\alpha_1 = \frac{1{,}5 \cdot 0{,}039}{0{,}4 \cdot 1} = 0{,}146.$$

Средний радиус сечения $r = 5{,}27$ *м*.
По формуле (22) определяем коэффициент:

$$n_б = \frac{2310}{2 \cdot 5{,}27 \cdot 0{,}5 \cdot 10} = 44\ кг/см^2.$$

По формуле (26), принимая значение кривизны ствола из расчета сечения на отметке +17,5 *м*, определяем дополнительный момент:

$$M_{доп} = \frac{2310 \cdot 115^2 \cdot 0{,}4 \cdot 10^{-3}}{5}\left(\frac{3 \cdot 120}{115} - 2 + \frac{2{,}5 \cdot 0{,}004}{115 \cdot 0{,}4 \cdot 10^{-3}}\right) = 3300\ тм;$$

$$C_0 = \frac{11\,285 + 3300}{2310 \cdot 5{,}27} = 1{,}2.$$

Из графика рис. 40 по $C_0 = 1{,}2$ и $\alpha_1 = 0{,}146$ находим

$$A_a = \frac{\mu_1 \sigma_{ан}}{n_б} = 0{,}32 \quad и \quad \frac{\sigma_{бн}}{n_б} = 1{,}4,$$

откуда

$$\sigma_{а\,н} = \frac{0{,}32 \cdot 44}{0{,}00615} = 2300 < 2900\ кг/см^2;$$

$$\sigma_{б\,н} = 1{,}4 \cdot 44 = 61{,}5 < 70\ кг/см^2.$$

Дальнейший расчет сечения не приводим, так как он производится аналогично расчету сечения на отметке +17,5 *м* с той только разницей, что напряжение в продольной арматуре от нормативной ветровой нагрузки определяется по графику рис. 40.

ПРИМЕР № 2. РАСЧЕТ СТВОЛА ДЫМОВОЙ ТРУБЫ ИЗ ЖАРОСТОЙКОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА (рис. 48)

I. Исходные данные для расчета

1. Высота трубы 100 *м*.
2. Верхний внутренний диаметр 3,5 *м*.
3. Температура отводимых газов 450°.
4. Температура наружного воздуха ±30°.
5. Газоход подземный.
6. Ветровая нагрузка по II географическому району.
7. Материал ствола — жаростойкий бетон марки 250 на портландцементе с тонкомолотой добавкой и заполнителями из шамота; арматура периодического профиля из стали класса А-III.
8. Форму ствола принимаем конической, толщину стенки — постоянной по всей высоте трубы и равной 350 *мм* (из условия ограничения нагрева арматуры и наружной поверхности трубы) с устройством вертикальных компенсационных швов.
9. В настоящем примере ствол трубы рассчитываем только по одному сечению на отметке ±0.

II. Расчетные нагрузки

Объем бетона ствола 640 $м^3$. Объемный вес высушенного железобетона по табл. 15 равен 2 $т/м^3$.

Вертикальная нагрузка от собственного веса $N = 640 \cdot 2 = 1280$ *т*.

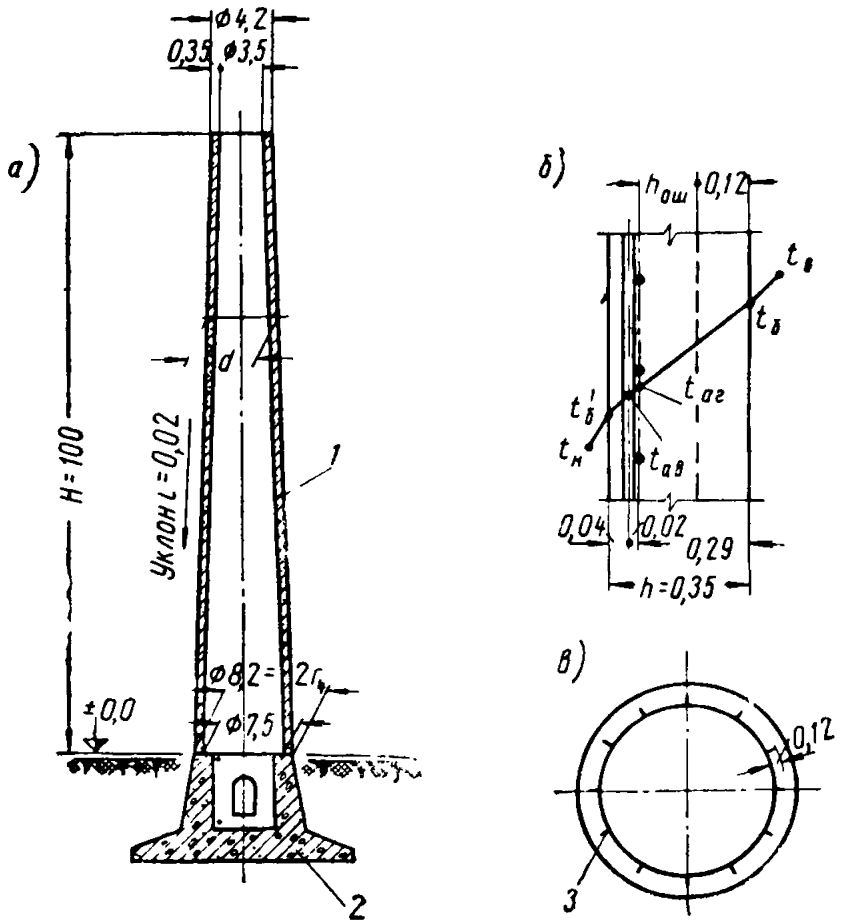


Рис. 48. Дымовая труба из жаростойкого железобетона (к примеру расчета № 2)

а — общий вид; *б* — вертикальный разрез стенки ствола; *в* — горизонтальный разрез ствола; *1* — ствол; *2* — фундамент; *3* — компенсационный шов

Ветровая нагрузка

Принимаем $\xi = 2{,}4$; $q_0 = 0{,}035$ *т/м*²; $n = 1{,}4$; $c = 0{,}6$.

Таблица 22

Отметка границ ветровых зон в *м*	Отметка середины ветровой зоны в *м*	β=1+2,4 *m*		Коэффициент (по табл. 7) *k*	Наружный диаметр ствола в середине ветровой зоны *d* в *м*	$q=nq_0\times c\beta kd=0{,}0294\times\beta kd$ в *т/м*	Равнодействующая давления ветра на зону в *т*
		m	β				
+100;							
+ 80	+90	0,23	1,55	2,44	4,6	0,51	10,2
+ 60	+70	0,265	1,64	2,25	5,4	0,59	11,8
+ 40	+50	0,3	1,72	1,99	6,2	0,625	12,5
+ 20	+30	0,335	1,8	1,63	7	0,605	12,1
± 0	+10	0,35	1,84	1,1	7,8	0,47	9,4

Ветровой момент в рассчитываемом сечении

$$M = 10{,}2 \cdot 90 + 11{,}8 \cdot 70 + 12{,}5 \cdot 50 + 12{,}1 \cdot 30 + 9{,}4 \cdot 10 = 2826 \text{ тм}.$$

III. Расчет температур по толщине стенки ствола (см. рис. 48, *б*)

Значение температуры по толщине стенки ствола определяем по формуле (1). Коэффициенты: $\alpha_в = 50$, $\alpha_н = 20$ (для зимнего периода при скорости ветра >8 *м/сек*) и $\alpha_н = 10$ (для летнего периода при скорости ветра 1—5 *м/сек*).

Задаваясь ориентировочной температурой 220° посередине толщины стенки ствола, принимаем коэффициент теплопроводности бетона $\lambda = 0{,}71$.

Определение температур в летних условиях:

$$R_0 = \frac{1}{50} + \frac{0{,}35}{0{,}71} + \frac{1}{10} = 0{,}613;$$

$$t_{аг} = 450 - \frac{450 - 30}{0{,}613}\left(\frac{1}{50} + \frac{0{,}29}{0{,}71}\right) = 157 < 200°;$$

$$t'_б = 450 - \frac{450 - 30}{0{,}613}\left(\frac{1}{50} + \frac{0{,}35}{0{,}71}\right) = 98 < 100°.$$

Определение температур в зимних условиях:

$$R_0 = \frac{1}{50} + \frac{0{,}35}{0{,}71} + \frac{1}{20} = 0{,}563;$$

$$t_б = 450 - \frac{450 - (-30)}{0{,}563}\,\frac{1}{50} = 433°;$$

$$t_{аг} = 433 - 852\,\frac{0{,}29}{0{,}71} = 84 < 150°;$$

$$t_{ав} = 84 - 852\,\frac{0{,}02}{0{,}71} = 59°;$$

$$t'_б = 59 - 852\,\frac{0{,}04}{0{,}71} = 10°;$$

$$t_{б(ср)} = \frac{t_б + t'_б}{2} = 222°.$$

IV. Расчет горизонтального сечения

Расчет по несущей способности

а) Расчетные характеристики бетона и арматуры:

$\gamma_а \approx 1$ (табл. 18);

$R_{at} = 2900$ *кг/см*^{2} (табл. 16);

$\alpha_{at} \approx 11{,}2 \cdot 10^{-6}$ (табл. 19);

$$n = \frac{E_а}{E_б} = \frac{2 \cdot 10^6}{1{,}65 \cdot 10^5} = 12;$$

$\gamma_б^n = 0{,}63$ (табл. 18);

$R_{пр t} = 0{,}63 \cdot 60 = 38$ *кг/см*^{2} (табл. 12);

$$R_p^и = 18\ кг/см^2 \text{ (табл. 13)};$$

$$\alpha_{бр} = 6 \cdot 10^{-6} \text{ (для } t = 433° \text{ по табл. 19)};$$

$$\omega\nu_t = 0{,}4 \text{ (табл. 18)};$$

$$\beta_б = 0{,}58 \text{ (для } t = 433° \text{ по табл. 18)};$$

$$\beta_б = 0{,}85 \text{ (для } t = 222°).$$

б) Принимаем арматуру 8 ∅ 20 из стали класса А-III:

$$f_а = 25{,}13\ см^2;$$

$$\mu_1 = \frac{25{,}13}{100 \cdot 35} = 0{,}0072; \quad \mu_1 n = 0{,}086;$$

$$\mu = \frac{25{,}13}{100\,(35 - 4)} = 0{,}0081; \quad \mu n = 0{,}097.$$

в) $C_{о(прибл)} = \dfrac{1{,}3 \cdot 2826}{1280 \cdot 3{,}925} = 0{,}73; \quad r = 3{,}925\ м.$

г) Характеристику α_1 определяем по формуле (24):

$$\alpha_1 = \frac{1{,}5 \cdot 0{,}086}{0{,}4 \cdot 0{,}85} = 0{,}38.$$

д) По формуле (22) определяем коэффициент:

$$n_б = \frac{1280}{2 \cdot 3{,}925 \cdot 0{,}35 \cdot 10} = 46{,}6\ кг/см^2.$$

е) По графику рис. 34 по $C_0 = 0{,}73$ и $\alpha_1 = 0{,}38$ находим

$$A_а = \frac{\sigma_{ан}\mu_1}{n_б} = 0{,}12,$$

откуда

$$\sigma_{ан} = \frac{0{,}12 \cdot 46{,}6}{0{,}0072} = 780 < 2900\ кг/см^2,$$

а по графику рис. 35 находим

$$A_с = \frac{\sigma_{бн}}{n_б} = 0{,}46,$$

откуда

$$\sigma_{бн} = 0{,}46 \cdot 46{,}6 = 21{,}4 < 38\ кг/см^2.$$

ж) По графику рис. 32 по $\alpha_1 = 0{,}38$ и $C_0 = 0{,}73$ находим $\beta = 103°$, а по графику рис. 33 — значение $\dfrac{\beta}{\pi - \beta} = 1{,}36.$

з) Кривизну трубы при прогибе ее от расчетной ветровой нагрузки определяем по формуле (27):

$$\frac{1}{\rho} = \frac{1}{0{,}6 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 3{,}925\,(1 + 1{,}36)} \left(780 + \frac{0{,}38}{0{,}0072} 21{,}4\right) = 0{,}172 \cdot 10^{-3}\ 1/м.$$

и) По формуле (26) определяем

$$M_{доп} = \frac{1280 \cdot 100^2 \cdot 0{,}172 \cdot 10^{-3}}{5} \left(1 + \frac{2{,}5 \cdot 0{,}004}{100 \cdot 0{,}172 \cdot 10^{-3}}\right) = 700\ тм.$$

к) Определяем C_0 по формуле (25):

$$C_0 = \frac{2826 + 700}{1280 \cdot 3{,}925} = 0{,}7 \approx 0{,}73.$$

л) Определяем напряжение в арматуре от нормативной ветровой нагрузки:

$$C_0 = \frac{0{,}7}{1{,}4} = 0{,}5.$$

По графику рис. 34 по $C_0 = 0{,}5$ и $\alpha_1 = 0{,}38$ находим

$$A_a = 0{,}045,$$

откуда

$$\sigma_{ah}^{н} = \frac{0{,}045 \cdot 46{,}6}{0{,}0072} = 290 \text{ кг/см}^2.$$

м) Кривизну от температуры определяем по формуле (35):

$$\frac{1}{\rho_t} = \frac{6 \cdot 10^{-6} \cdot 433 - 0{,}85 \cdot 11{,}2 \cdot 10^{-6} \cdot 59}{h_0} = \frac{2040 \cdot 10^{-6}}{h_0}.$$

н) Учитывая, что $\sigma_{ah}^{н}$ мало, значение коэффициента ψ_{at} из графика рис. 36 определяем по $\sigma_{at}(1-0{,}5\,\xi) = 0{,}8\,R_{at} = 0{,}8 \cdot 2900 = 2320$ кг/см²; $\psi_{at} = 0{,}83$.

о) По формуле (39) определяем

$$\alpha = \frac{0{,}097}{0{,}4 \cdot 0{,}58 \cdot 0{,}83} = 0{,}5.$$

п) По формуле (34) определяем

$$P = \frac{1{,}5 \cdot 290 \cdot 0{,}83}{2 \cdot 10^6 \cdot 2120 \cdot 10^{-6}} = 0{,}085.$$

По формуле (38) определяем

$$q = \alpha\,(1 - 0{,}085) = 0{,}915\alpha.$$

р) По графику рис. 38 при $q = 0{,}915\ \alpha$ и $\alpha = 0{,}5$ находим $\xi = 0{,}47$.

с) По формуле (40) определяем среднее напряжение в арматуре:

$$\sigma_{a\,cf} = 2 \cdot 10^6 \cdot 2040 \cdot 10^{-6}\,(1 - 0{,}47) = 2170 \text{ кг/см}^2.$$

По графику рис. 36 при $\sigma_{acf}(1-0{,}5\,\xi) = 2170\,(1-0{,}5 \cdot 0{,}47) = 1660$ кг/см² и $\mu\, n = 0{,}097$ находим $\psi_{at} = 0{,}82 \approx 0{,}83$.

т) Напряжение в арматуре

$$\sigma_{at} = \frac{2170}{0{,}82} = 2650 < 2900 \text{ кг/см}^2.$$

Расчет по раскрытию горизонтальных трещин

По графику рис. 39 при $\mu\, n = 0{,}097$ находим значение коэффициента $k_t = 4{,}5$.

По формуле (51) определяем расстояние между трещинами:

$$l_т = 4{,}5 \cdot 12\ \frac{20}{4}\ 0{,}7 = 190 \text{ мм}.$$

По формуле (45) определяем ширину раскрытия трещин:

$$a_т = \frac{2170}{2 \cdot 10^6}\ 190 = 0{,}21 \text{ мм},$$

что близко к допустимому раскрытию трещин. Принятое количество арматуры оставляем.

V. Расчет вертикального сечения

Высоту компенсационного шва принимаем равной 12 *см*; $h_0=29$ *см*; $h_{0ш}=17$ *см*.

Принимаем арматуру 8 ∅ 16 из стали класса А-III:
$f_a=16{,}08$ *см*²;

$$\mu_ш=\frac{16{,}08}{100\cdot 17}=0{,}0094;\quad \mu_ш n=0{,}113.$$

По формуле (53) определяем

$$\psi_{бш}=\frac{1}{3}\left(1+2\,\frac{17^2}{29^2}\right)=0{,}56.$$

Задаваясь значением $\sigma_{at}\,(1-0{,}5\,\xi)=0{,}8\,R_{at}=2320$ *кг/см*² при $\mu n=\mu_ш n=0{,}113$, по графику рис. 36 находим $\psi_{at}=0{,}87$.

Определяем температуру в сечении по $r_ш$ в зимних условиях.

По табл. 3 определяем коэффициент теплопроводности бетона при температуре посередине высоты шва ~ 350°: $\lambda=0{,}785$, тогда

$$t_б=450-\frac{450-(-30)}{0{,}563}\left(\frac{1}{50}+\frac{0{,}12}{0{,}785}\right)=302°.$$

По табл. 18 определяем $\beta_б=0{,}75$, а по табл. 19— $\alpha_{бр}=7\cdot 10^{-6}$.

По формуле (52) определяем

$$\alpha=\frac{0{,}113\cdot 0{,}56}{0{,}4\cdot 0{,}75\cdot 0{,}87}=0{,}24.$$

По графику рис. 38 по $q=\alpha=0{,}24$ находим $\xi=0{,}38$.

По формуле (35) определяем температурную кривизну:

$$\frac{1}{\rho_t}=\frac{7\cdot 10^{-6}\cdot 302-0{,}85\cdot 11{,}2\cdot 10^{-6}\cdot 84}{h_0}=\frac{1320\cdot 10^{-6}}{h_0}.$$

По формуле (40) определяем

$$\sigma_{act}=2\cdot 10^6\cdot 1320\cdot 10^{-6}\cdot 0{,}62=1640\ кг/см^2.$$

По графику рис. 36 при $\sigma_{act}\,(1-0{,}5\,\xi)=1640\,(1-0{,}5\cdot 0{,}38)=1330$ *кг/см*² и $\mu n=\mu_ш n=0{,}113$ находим значение $\psi_{at}=0{,}81$, которое значительно отличается от принятого выше значения $\psi_{at}=0{,}87$.

Производим перерасчет определения $\sigma_{a\,ct}$ в соответствии с новым значением ψ_{at}:

$$\alpha=\frac{0{,}113\cdot 0{,}56}{0{,}4\cdot 0{,}75\cdot 0{,}81}=0{,}26;\quad \xi=0{,}4;$$

$$\sigma_{act}=2\cdot 10^6\cdot 1320\cdot 0{,}6=1600\ кг/см^2.$$

По графику рис. 36 по $\sigma_{act}\,(1-0{,}5\,\xi)=1600\,(1-0{,}5\cdot 0{,}4)=1280$ *кг/см*² и $\mu n=0{,}113$ находим $\psi_{at}=0{,}81$

Напряжение в арматуре

$$\sigma_{at}=\frac{1600}{0{,}81}=1970\ кг/см^2<2900.$$

Определяем ширину раскрытия трещин по формуле (45).

Предварительно по графику рис. 39 по $\mu n = 0{,}113$ находим коэффициент $k_t = 4$.

Расстояние между трещинами по формуле (51):

$$l_т = 4 \cdot 12 \frac{16}{4} 0{,}7 = 135 \text{ мм};$$

$$a_т = \frac{1600}{2 \cdot 10^6} 135 = 0{,}108 < 0{,}2 \text{ мм}.$$

Уменьшаем принятое количество арматуры до 7 ∅ 12 из стали класса A-III: $f_a = 7{,}91$ см²

$$\mu_ш = \frac{7{,}91}{100 \cdot 17} = 0{,}0047; \quad \mu_ш n = 0{,}056.$$

Задаваясь значением $\sigma_{at}\ (1 - 0{,}5\xi) = 2320$ кг/см² при $\mu n = 0{,}056$, по графику рис. 36 находим значение $\psi_{at} = 0{,}72$;
тогда

$$\alpha = \frac{0{,}056 \cdot 0{,}56}{0{,}4 \cdot 0{,}75 \cdot 0{,}72} = 0{,}145; \quad \xi = 0{,}32;$$

$$\sigma_{act} = 2 \cdot 10^6 \cdot 1320 \cdot 10^{-6} \cdot 0{,}68 = 1800 \text{ кг/см}^2.$$

По графику рис. 36 по $\sigma_{act}\ (1 - 0{,}5\ \xi) = 1800\ (1 - 0{,}5 \cdot 0{,}32) = 1500$ кг/см² и $\mu n = 0{,}056$ находим $\psi_{at} = 0{,}71$.

Напряжение в арматуре

$$\sigma_{at} = \frac{1800}{0{,}71} = 2530 < 2900 \text{ кг/см}^2.$$

По графику рис. 39 по $\mu n = 0{,}056$ находим коэффициент $k_t = 8{,}3$.

$$l_т = 8{,}3 \cdot 12 \frac{12}{4} 0{,}7 = 210 \text{ мм};$$

$$a_т = \frac{1800}{2 \cdot 10^6} 210 = 0{,}19 < 0{,}2 \text{ мм}.$$

Количество горизонтальной арматуры принимаем равным 7 ∅ 12 из стали класса A-III.

ПРИМЕР № 3. РАСЧЕТ КРУГЛОГО ФУНДАМЕНТА ИЗ ЖАРОСТОЙКОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

I. Исходные данные для расчета

а) Вертикальная нагрузка от собственного веса ствола $Q_c = 1280$ т.

б) Момент относительно верха фундамента: от расчетной ветровой нагрузки с учетом прогиба ствола и крена фундамента $M = 3200$ тм; от нормативной ветровой нагрузки $\sim \frac{3200}{1{,}4} = 2280$ тм.

в) Горизонтальная нагрузка: от расчетной ветровой нагрузки на уровне верха фундамента (сумма равнодействующих давления ветра в ветровых зонах) 56 т; от нормативной ветровой нагрузки $\sim \frac{56}{1{,}4} = 40$ т.

г) В основании трубы находится толща глинистых грунтов в пластичном состоянии с расчетным сопротивлением 1,5 кг/см².

Модуль сжимаемости толщи грунта, по данным инженерно-геологических исследований, $E_{сж} = 160$ кг/см².

Планировка грунта вокруг трубы производится подсыпкой. Отметка природного уровня грунта —1,5 *м*. Объемный вес грунта 1,6 *т/м*³.

д) Отметка низа борова —5 *м*. Заложение подошвы фундамента принимаем на отметке —6,5 *м*; $r_1=5$ *м*; $r_{вн}=3{,}6$ *м*; $r_4=4{,}1$ *м* (см. рис 27).

е) Температура отводимых газов 450°.

ж) Материал для фундамента — жаростойкий бетон марки 200 на портландцементе с тонкомолотой добавкой и заполнителями из шамота; арматура — периодического профиля из стали класса А-II.

з) Принимаем температуру нагрева арматуры в средней части плиты и по контуру опирания ствола $t_а \approx 180°$, а среднюю температуру бетона $t_б \approx 250°$.

II. Расчет основания

а) Определяем расчетное сопротивление грунта на глубине заложения подошвы фундамента в соответствии с пп. 60 и 62 НиТУ 127—55:

$$m = 1 + \frac{1{,}6 \cdot 1{,}5}{1{,}5 \cdot 10}(5-2) = 1{,}48;$$

$$R_н = 1{,}5 \cdot 1{,}48 \cdot 1{,}2 = 2{,}7\ кг/см^2.$$

б) Размер фундаментной плиты определяем по формуле (63). Толщину плиты принимаем равной 1,2 *м*.

$$P_0 = 27 - 6{,}5 \cdot 1{,}6 - 1{,}2(2 - 1{,}6) \approx 16\ т/м^2.$$

Задаемся значением $r_x=6$ *м*:

$$r_2 = \sqrt{\frac{1280}{3 \cdot 16}\left(1 + \frac{4 \cdot 2280}{1280 \cdot 6}\right)} = 7{,}7\ м.$$

Задаваясь $r_x=7{,}7$ и вторично подставляя его в формулу (63), получаем значение $r_2=7{,}2$ *м*, которое вновь подставляем в формуле (63) и получаем значение $r_2=7{,}3$ *м*, близкое к предыдущему значению $r_x=7{,}2$ *м*. Дальнейшей подстановки не требуется. Принимаем радиус $r_2=7$ *м*.

в) Подсчет нагрузок от фундамента (подсчет объемов не приводим).

Вес фундамента при объеме бетона, равном 285 *м*³, 285 · 2=570 *т*.

Вес грунта на консолях фундамента при его объеме, равном 510 *м*³, 510 · 1,6=816 *т*.

г) Полная вертикальная нагрузка на грунт

$$N = 1280 + 570 + 816 = 2666\ т.$$

д) Момент относительно подошвы фундамента от нормативной ветровой нагрузки

$$M^{н}_{ф} = 2280 + 40 \cdot 6{,}5 = 2540\ тм.$$

е) Площадь и момент инерции подошвы фундамента:

$$F = 3{,}14 \cdot 7^2 = 154\ м^2;$$

$$J = 0{,}785 \cdot 7^4 = 1885\ м^4.$$

ж) Краевые давления на грунт:

$$P = \frac{N}{F} \pm \frac{M^{н}_{ф} r_2}{J} = \frac{2666}{154} \pm \frac{2540 \cdot 7}{1885} = 17{,}3 \pm 9{,}5\ т/м^2;$$

$$P_{max} = 2{,}7\ кг/см^2 = R_н; \qquad P_{min} = 0{,}8\ кг/см^2.$$

з) Определяем крен фундамента по формуле (62):

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{0{,}75(1 - 0{,}42^2)\,2540}{10 \cdot 160 \cdot 7^3} = 0{,}0029 < 0{,}004.$$

III. Расчет плиты фундамента

а) Момент относительно подошвы фундамента от расчетной ветровой нагрузки: $3200+56\cdot 6{,}5=3564$ *тм*.

б) Расчетная нагрузка на плиту по формуле (66) при $h'_{пл}=1$ *м*;

$$P=\frac{1{,}1\,(1280+570)+1{,}2\cdot 816}{154}+\frac{3564\cdot 6}{1885}-1\cdot 2-5{,}5\cdot 1{,}6\approx 20\ т/м^2.$$

в) Проверяем толщину плиты на скалывание по формулам (67) и (68).
По табл. 18 для температуры бетона 250° находим $\gamma_б=0{,}92$; $R_{pt}=0{,}92\cdot 7{,}2=6{,}6\ кг/см^2$; $h_0=120-7=113\ см=1{,}13\ м$.

С наружной стороны стенки стакана фундамента

$$\frac{20\,(7^2-5^2)}{1{,}8\cdot 5\cdot 1{,}13}=47\ т/м^2=4{,}7\ кг/см^2<R_{pt},$$

с внутренней стороны

$$\frac{20\cdot 3{,}6}{1{,}8\cdot 1{,}13}=36\ т/м^2=3{,}6\ кг/см^2<R_{pt}.$$

г) По формуле (71) определяем изгибающий момент для консоли:

$$M_p=\frac{20}{6\cdot 5}\,(2\cdot 7^3-3\cdot 5\cdot 7^2+5^3)=52\ тм.$$

д) Подбор арматуры нижних сеток плиты.
Расчетную прочность бетона при изгибе $R_{иt}$ находим по табл. 12:

$$R_{иt}=0{,}92\cdot 100=92\ кг/см^2.$$

Расчетное сопротивление арматуры находим по табл. 16:

$$R_{at}=0{,}86\cdot 2700=2300\ кг/см^2.$$

γ_a определяем по табл. 18 для температуры 180°.
Подбор арматуры производим по табл. 1 приложения 1 НиТУ 123—55.

$$r_0=\frac{h_0}{\sqrt{\dfrac{M}{mbR_и}}}=\frac{113}{\sqrt{\dfrac{52\cdot 10^5}{1\cdot 100\cdot 92}}}=4{,}75;$$

$$\alpha=0{,}046;$$

$$\mu_{расч}=\frac{0{,}046\cdot 92}{2300\cdot 1}=0{,}00184.$$

$$\mu_{действ}=\mu_{расч}\,\frac{r_1}{r_2}=0{,}00184\,\frac{5}{7}=0{,}0013.$$

Площадь арматуры нижних сеток на 1 *пог. м*

$$f_a=113\cdot 100\cdot 0{,}0013=14{,}7\ см^2.$$

В соответствии с п. 126 инструкции количество арматуры увеличиваем на 15%, тогда

$$f_a=1{,}15\cdot 14{,}7=16{,}9\ см^2.$$

Принимаем 5 ∅ 22 из стали класса *A*-II; $f_a=19\ см^2$ (сетка с ячейками 200 *мм*).

е) Место теоретического обрыва сеток нижней арматуры плиты по формуле (72)

$$r_0 = 2 \cdot 5 - 7 = 3\ м.$$

ж) Проверяем потребность в верхней арматуре плиты согласно п. 125 инструкции:

$$3r_4 - 2r_2 = 3 \cdot 4{,}1 - 2 \cdot 7 = -1{,}7 < 0.$$

Следовательно, верхней арматуры не требуется.

ПРИМЕР № 4. РАСЧЕТ КОЛЬЦЕВОГО ФУНДАМЕНТА (рис. 49)

I. Исходные данные для расчета

а) Радиусы по верхнему обрезу фундамента:

$$r_4 = 5{,}65\ м;\quad r_{вн} = 4{,}95\ м.$$

б) Вертикальная нагрузка от собственного веса ствола с учетом веса перекрытия в цокольной части трубы и прочих нагрузок 3000 *т*.

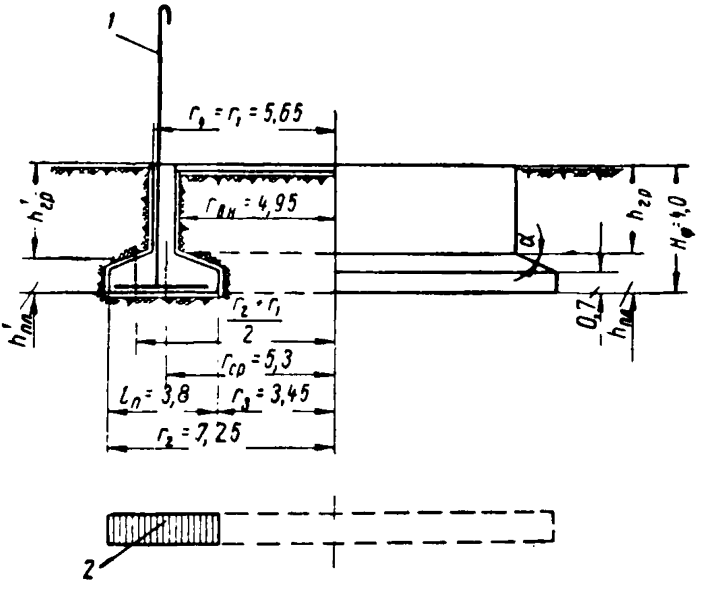


Рис. 49. Кольцевой фундамент под трубу (к примеру расчета № 4)

1 — выпуска арматуры; *2* — расчетная условно равномерная нагрузка на плиту *P*

в) Момент относительно верха фундамента: от расчетной ветровой нагрузки с учетом прогиба ствола и крена фундамента 6000 *тм;* от нормативной ветровой нагрузки

$$\sim \frac{6000}{1{,}4} = 4280\ тм.$$

Горизонтальная нагрузка: от расчетной ветровой нагрузки на уровне верха фундамента (сумма равнодействующих давления ветра в ветровых зонах) 80 *т*; от нормативной ветровой нагрузки

$$\sim \frac{80}{1{,}4} = 57\ т.$$

г) Грунтовая обстановка по данным геологических изысканий: с отметки ±0 до отметки —3,5 залегают верхний растительный слой и толща суглинков в пластичном состоянии с объемным весом 1,8 *т/м*³; ниже отметки — 3,5 залегает толща гравийных грунтов из обломков осадочных пород с расчетным сопротивлением 3 *кг/см*². Заложение подошвы фундамента принимаем на отметке —4 *м*.

д) Фундаментную плиту принимаем кольцевой формы из бетона марки 200. Арматура — периодического профиля из стали класса А-II с расчетным сопротивлением $R_a = 2700$ *кг/см*².

Внутри фундамент заполняется грунтом.

II. Расчет основания

а) Определяем расчетное сопротивление грунта на глубине заложения подошвы фундамента в соответствии с п. 60 «а», «б» и п. 62 НиТУ 127—55, предварительно задавшись шириной фундамента 3,5 *м*:

$$m = 1 + \frac{1{,}8 \cdot 2{,}5}{10 \cdot 3}(4 - 2) = 1{,}3;$$

$$R_н = 3 \cdot 1{,}3 \cdot 1{,}3 \approx 5 \text{ кг/см}^2.$$

б) Ширину кольцевой плиты определяем по формуле (65) инструкции В расчете принимаем:

$$r_{ср} = 5{,}3 \text{ м};$$

$$\gamma_{пл} = 2{,}5 \text{ т/м}^3; \quad h_{пл} \approx 0{,}3 \quad r_4 = 1{,}7 \text{ м};$$

$$P_0 = 50 - 4 \cdot 1{,}8 - 1{,}7\,(2{,}5 - 1{,}8) = 41{,}6 \text{ т/м}^2;$$

$$l_п = \frac{3000}{6 \cdot 5{,}3 \cdot 41{,}6}\left(1 + \frac{2{,}4 \cdot 4280}{3000 \cdot 5{,}3}\right) = 3{,}74 \text{ м}.$$

Принимаем $l_п = 3{,}8$ *м*; $r_2 = 7{,}25$ *м*; $r_3 = 3{,}45$ *м*.

в) Вес железобетонного фундамента

$$237 \cdot 2{,}5 = 592 \text{ т}.$$

Вес грунта на консолях фундамента

$$270 \cdot 1{,}8 = 486 \text{ т}.$$

г) Полная вертикальная нагрузка на грунт

$$N = 3000 + 592 + 486 = 4078 \text{ т}.$$

д) Момент относительно подошвы фундамента от нормативной ветровой нагрузки

$$M_ф^н = 4280 + 57 \cdot 4 = 4508 \text{ тм}.$$

е) Площадь подошвы кольцевого фундамента

$$F = \pi\left(r_2^2 - r_3^2\right) = 128 \text{ м}^2.$$

Момент инерции

$$J = \frac{\pi\left(r_2^4 - r_3^4\right)}{4} = 2060 \text{ м}^4.$$

ж) Краевые давления на грунт

$$P = \frac{N}{F} \pm \frac{M_ф^н r_2}{J} = \frac{4078}{128} \pm \frac{4508 \cdot 7{,}25}{2060} = 31{,}9 \pm 15{,}8 \text{ (т/м}^2);$$

$$P_{max} = 4{,}77 < 5 \text{ кг/см}^2; \quad P_{min} = 1{,}61 \text{ кг/см}^2.$$

III. Расчет плиты фундамента

а) Изгибающий момент от расчетной ветровой нагрузки относительно подошвы фундамента

$$M = 6000 + 80 \cdot 4 = 6320 тм.$$

б) Расчетную нагрузку на плиту определяем по формуле (66):

$$P = \frac{1,1\,(3000 + 592) + 1,2 \cdot 486}{128} + \frac{6320 \cdot 6,45}{2060} - 1,2 \cdot 2,5 - $$

$$- 2,8 \cdot 1,8 = 47,2\ т/м^2.$$

в) Проверяем принятую толщину плиты на скалывание по формуле (67) для наружной консоли:

$$\frac{47,2\,(7,25^2 - 5,65^2)}{1,8 \cdot 5,65 \cdot 1,63 \cdot 10} = 5,9\ кг/см^2 < R_{pt};$$

$R_{pt} = 7,2\ кг/см^2$ (по табл. 12); $\gamma_6 = 1$,
по формуле (69) для внутренней консоли

$$\frac{47,2\,(4,95^2 - 3,45^2)}{1,8 \cdot 4,95 \cdot 1,63 \cdot 10} = 4,1\ кг/см^2 < R_{pt}.$$

г) Изгибающий момент для наружной консоли плиты определяем по формуле (71):

$$M_p = \frac{47,2}{6 \cdot 5,65}\,(2 \cdot 7,25^3 - 3 \cdot 5,65 \cdot 7,25^2 + 5,65^3) = 72,4\ тм.$$

д) Подбираем арматуру нижних сеток плиты по табл. 1 приложения 1 НиТУ 123—55.

Коэффициент

$$r_0 = \frac{163}{\sqrt{\dfrac{72,4 \cdot 10^5}{100 \cdot 100}}} = 6,07;$$

$$\alpha = 0,028;$$

$$\mu_{действ} = \frac{r_1}{r_2}\,\mu_{расч} = \frac{5,65}{7,25} \cdot \frac{0,028 \cdot 100}{1 \cdot 2700} = 0,00078,$$

что значительно меньше минимального процента армирования (0,1%).

Уменьшаем высоту плиты до 1,4 *м* (за счет высоты стакана).

е) Проверяем на скалывание наружную консоль с учетом изгибающего момента в соответствие с п. 122.

Расчетная поперечная сила на 1 *пог. м* окружности радиуса r_1

$$\frac{P\pi\,(r_2^2 - r_1^2)}{2\pi r_1} = \frac{47,2(7,25^2 - 5,65^2)}{2 \cdot 5,65} = 86\ т.$$

Предельную поперечную силу на 1 *пог. м* той же окружности определяем по формуле

$$\frac{1,8\pi r_1 h_0 R_{pt}}{2\pi r_1} + \frac{\dfrac{r_1}{r_2} M_p \operatorname{tg} \alpha}{b h_0},$$

где $b = 1$ *м*;

α — угол наклона верхней поверхности консоли (см. рис. 49).

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{0{,}7}{1{,}6} = 0{,}436;$$

$$0{,}9 \cdot 1{,}33 \cdot 7{,}2 \cdot 10 + \frac{\frac{5{,}65}{7{,}25} 72{,}4 \cdot 0{,}436}{1 \cdot 1{,}33} = 105{,}3 > 86\ т.$$

Проверяем на скалывание внутреннюю консоль плиты:

$$\frac{47{,}2\,(4{,}95^2 - 3{,}45^2)}{18 \cdot 4{,}95 \cdot 1{,}33 \cdot 10} = 5\ кг/см^2 < R_{pt}.$$

Подбираем арматуру нижних сеток:

$$r_0 = \frac{133}{\sqrt{\frac{72{,}4 \cdot 10^5}{100 \cdot 100}}} = 4{,}95;$$

$$\alpha = 0{,}042;$$

$$\mu_{действ} = \frac{r_1}{r_2}\mu_{расч} = \frac{5{,}65 \cdot 0{,}042 \cdot 100}{7{,}25 \cdot 2700} = 0{,}00121;$$

$$f_a = 0{,}00121 \cdot 100 \cdot 133 = 16{,}1\ см^2.$$

Принимаем сетки с ячейками 200 *мм* из арматуры ∅ 20 из стали класса A-II:

$$f_a = 15{,}7\ см^2.$$

Место теоретического обрыва нижних сеток определяем по формуле (72):

$$r_0 = 2 \cdot 5{,}65 - 7{,}25 = 4{,}05 > r_3.$$

Поэтому проверки условия (74) не требуется.

Проверяем потребность в верхней арматуре по формуле (76):

$$\frac{2}{3} \cdot \frac{7{,}25^2 + 7{,}25 \cdot 3{,}45 + 3{,}45^2}{7{,}25 + 3{,}45} = 5{,}6 \approx r_1.$$

Верхнюю арматуру не ставим.

ПРИМЕР № 5. РАСЧЕТ СТВОЛА ЦИЛИНДРИЧЕСКОЙ ТРУБЫ НА РЕЗОНАНС

I. Исходные данные для расчета

а) Схема ствола трубы и его геометрические размеры даны на рис. 50.

б) Расчетные данные нижнего сечения ствола трубы:

площадь сечения по бетону $F_б = 2{,}21\ м^2$;

то же, по футеровке $F_ф = 1{,}51\ м^2$;

момент инерции сечения $J = 0{,}785(r_н^4 - r_{вн}^4) = 0{,}785(2{,}28^4 - 2{,}12^4) = 5{,}34\ м^4$;

модуль упругости бетона $E_б = 2{,}65 \cdot 10^5\ кг/см^2 = 2{,}65 \cdot 10^6\ т/м^2$.

в) Вес участка ствола трубы высотой 10 *м* с учетом веса футеровки 84 *т*.

г) Момент от расчетной ветровой нагрузки с учетом дополнительного момента от прогиба ствола и крена фундамента $M = 380\ тм$.

II. Определение периода собственных колебаний трубы по формуле (55)

Коэффициент c, равный 1,79, определяем по табл. 10.

Жесткость нижнего сечения ствола

$$B = E_{бt}J = 2{,}65 \cdot 10^6 \cdot 5{,}34 = 14{,}1 \cdot 10^6\ тм^2.$$

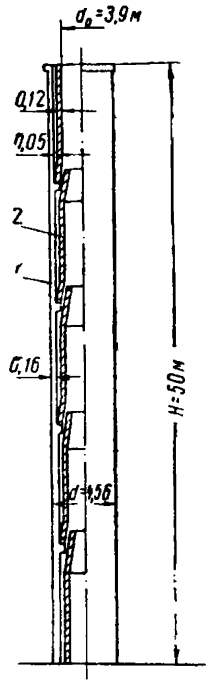


Рис. 50. Схема цилиндрической дымовой трубы (к примеру расчета № 5)

1 — ствол трубы; *2* — футеровка

Тогда период собственных колебаний будет равен

$$T = 1{,}79 \cdot 50^2 \sqrt{\frac{2{,}21 \cdot 2{,}4 + 1{,}51 \cdot 1{,}7}{14{,}1 \cdot 10^6 \cdot 9{,}81}} = 1{,}1\ сек.$$

III. Критическая скорость ветра по формуле (54)

$$v_{кр} = \frac{5 \cdot 4{,}56}{1{,}1} = 20{,}8 > 10\ м/сек.$$

IV. Определение резонансной амплитуды колебаний верхнего конца дымовой трубы по формуле (57)

По формуле (58) определяем амплитуду аэродинамической силы свободного конца консольного цилиндра:

$$F_0 = \frac{20{,}8^2 \cdot 4{,}56}{64} = 30{,}8\ кг/м;$$

$$B_{прив} = B = 14{,}1 \cdot 10^9\ кгм^2;$$

$$y_д = 0{,}35\ \frac{30{,}8 \cdot 50^4}{14{,}1 \cdot 10^9 \cdot 0{,}2} = 0{,}024\ м.$$

V. Определение резонансных амплитуд и инерционных сил отдельных участков ствола высотой по 10 *м*

Круговая частота собственных колебаний трубы

$$\omega = \frac{2\pi}{T} = \frac{6{,}28}{1{,}1} = 5{,}71/сек.$$

Инерционные силы участков определяем по формуле (59):

$$P = \frac{84}{9{,}81} 5{,}7^2 y = 278y.$$

Резонансные амплитуды определяем, принимая изменения их значений по закону параболы:

$$y = ax^2 = \frac{y_д}{H^2} x^2 = \frac{0{,}024}{50^2} x^2.$$

Дальнейшие подсчеты сводим в таблицу.

Таблица 23

№ участка	Расстояние от основания трубы до середины участка x в *м*	Резонансная амплитуда $y = \frac{0{,}024}{50^2} x^2$ в *м*	Инерционная сила участка $P = 278y$ в *т*
5	45	0,0194	5,4
4	35	0,0117	3,3
3	25	0,006	1,65
2	15	0,00216	0,6
1	5	0,00024	0,07

VI. Момент от инерционных сил в нижнем сечении трубы

$$M_{\text{дин}} = 5{,}4 \cdot 45 + 3{,}3 \cdot 35 + 1{,}65 \cdot 25 + 0{,}6 \cdot 15 + 0{,}07 \cdot 5 = 405\ тм.$$

Так как $v_{\text{кр}} > 10\ м/сек$, необходимо учесть статическое воздействие ветра.

Скоростной напор ветра на 1 *пог. м* высоты трубы определяем по формуле (60):

$$q = \frac{20{,}8^2 \cdot 4{,}56}{16} = 123\ кг/м = 0{,}123\ тм.$$

Момент в нижнем сечении трубы от статического воздействия ветра

$$M_{\text{ст}} = \frac{0{,}123 \cdot 50^2}{2} = 154\ тм.$$

Расчетный изгибающий момент при резонансе определяем по формуле (61):

$$M_{\text{р}} = \sqrt{405^2 + 154^2} = 430\ тм > 380\ тм.$$

Поскольку величина расчетного момента при резонансе трубы превосходит величину момента от расчетной ветровой нагрузки с учетом дополнительного момента от прогиба ствола и крена фундамента, необходимо произвести расчет трубы на воздействие моментов при резонансе.

ПРИМЕР № 6. РАСЧЕТ СТВОЛА ДЫМОВОЙ ТРУБЫ ИЗ СБОРНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА С ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ АРМАТУРОЙ

I. Исходные данные для расчета

1. Высота трубы $H=60\ м$.
2. Внутренний диаметр выходного отверстия $d_0=3\ м$.
3. Температура отводимых газов $t_{\text{в}}=110°$.
4. Температура наружного воздуха $t = \pm 30°$.
5. Газоход подземный.
6. Ветровая нагрузка — по I географическому району.
7. Строительный материал — обычный бетон на портландцементе; марка бетона 300.
8. Рабочая арматура — из стали класса A-III периодического профиля, упрочненная вытяжкой с контролем напряжения.
9. Ствол — цилиндрической формы с постоянной толщиной стенки 200 *мм*.

Для расчета рассматриваем одно сечение ствола на отметке ±0.

Расчетные данные

а) Нагрузка от собственного веса ствола $N=290\ т$.
б) Изгибающий момент от расчетной ветровой нагрузки $M_{\text{в}}=418\ тм$.
в) Температура на внутренней поверхности бетона $t_{\text{б}}=94°$.
г) Температура продольной арматуры $t_{\text{ав}}=31°$.
д) Средняя температура стенки $t_{\text{ср}}=47°$.
е) Площадь поперечного сечения ствола $F=2{,}01\ м^2$.

II. Расчет горизонтального сечения

По несущей способности

а) Расчетные характеристики бетона и арматуры:

$$\gamma_a = 0{,}99 \text{ (по табл. 18)};$$

$$\gamma_б^n = 0{,}91 \text{ (по табл. 18)};$$

$$\beta_б = 0{,}86 \text{ (для 94°, по табл. 18)};$$

$$\beta_б = 0{,}95 \text{ (для 47°, по табл. 18)};$$

$$\alpha_{бр} = 10{,}5 \cdot 10^{-6} \text{ 1/град. (табл. 19)};$$

$$\alpha_{at} = 11{,}1 \cdot 10^{-6} \text{ 1/град. (табл. 19)};$$

$$E_a = 2 \cdot 10^6 \text{ кг/см}^2 \text{ (табл. 17)};$$

$$R_a^н = 5500 \text{ кг/см}^2;$$

$$\sigma_0 = 0{,}9 \cdot 5500 = 4950 \text{ кг/см}^2;$$

$$R_{at} = 0{,}99 \cdot 4500 = 4450 \text{ кг/см}^2 \text{ (табл. 16)};$$

$$R_{пр t} = 1{,}4 \cdot 0{,}91 \cdot 70 = 89 \text{ кг/см}^2 \text{ (табл. 12)};$$

$$\omega\nu_t = 0{,}4 \text{ (табл. 18)};$$

$$E_б = 3{,}15 \cdot 10^5 \text{ кг/см}^2 \text{ (табл. 14)};$$

$$n = \frac{E_a}{E_б} = \frac{2 \cdot 10^6}{3{,}15 \cdot 10^5} = 6{,}35.$$

б) Принята арматура — 16∅ 32 (на кольцо):

$$F_н = 128{,}7 \text{ см}^2;$$

$$f_н = \frac{F_н}{2\pi r} = \frac{128{,}7}{6{,}28 \cdot 1{,}6} = 12{,}8 \text{ см}^2/\text{м};$$

$$\mu_1 = \frac{F_н}{F} = \frac{128{,}7}{20\,100} = 0{,}0064;$$

$$\mu = \frac{12{,}8}{13 \cdot 100} = 0{,}0099;$$

$$\mu_1 n = 0{,}0064 \cdot 6{,}35 = 0{,}041;$$

$$\mu n = 0{,}0099 \cdot 6{,}35 = 0{,}063.$$

в) Характеристику сечения α_1 определяем по формуле (24):

$$\alpha_1 = \frac{1{,}5 \cdot 0{,}041}{0{,}4 \cdot 0{,}95} = 0{,}162.$$

г) Потери предварительного напряжения арматуры, подсчитанные согласно инструкции СН 10—57, составляют

$$\sigma_п = 1840 \text{ кг/см}^2.$$

д) Дополнительные потери напряжения арматуры от действия температуры в процессе эксплуатации трубы определяем по табл. 9:

от усадки бетона и раствора в швах между блоками

$$5t_{ср} = 5 \cdot 47 \approx 240 \text{ кг/см}^2;$$

от ползучести бетона

$$0{,}003 t_{ср} \sigma_п = {,}0003 \cdot 47 \cdot 130 \approx 20 \text{ кг/см}^2,$$

где $\sigma_п$ — потери от ползучести бетона при нормальной температуре равные 130 кг/см²;

от релаксации напряжений в арматуре

$$0{,}0005 (t_а - 20) \sigma_0 = 0{,}0005 (31 - 20) 3110 \approx 20 \text{ кг/см}^2;$$

от разности удлинений арматуры и бетона

$$3 t_а = 3 \cdot 31 \approx 90 \text{ кг/см}^2.$$

е) Полная величина всех потерь

$$1840 + 240 + 20 + 20 + 90 = 2210 \text{ кг/см}^2.$$

ж) Напряжение в арматуре за вычетом всех потерь:

1) при расчете на действие расчетной ветровой нагрузки ($m_т = 1{,}1$)

$$\sigma_0 = 1{,}1 \cdot 4950 - 1840 = 3610 \text{ кг/см}^2;$$

2) при расчете на совместное действие нормативной ветровой нагрузки и температуры ($m_т = 1{,}1$)

$$\sigma_0 = 1{,}1 \cdot 4950 - 2210 = 3240 \text{ кг/см}^2.$$

з) По формуле (9) определяем силу обжатия бетона:

1) при расчете на действие расчетной ветровой нагрузки

$$N_0 = 3610 \cdot 128{,}7 = 465\,000 \text{ кг} = 465 \text{ т};$$

2) при расчете на совместное действие нормативной ветровой нагрузки и температуры

$$N_0 = 3240 \cdot 128{,}7 = 417\,000 \text{ кг} = 417 \text{ т}.$$

и) По формуле (22) определяем величину $n_б$:

1) при действии расчетной ветровой нагрузки

$$n_б = \frac{290 + 465}{2 \cdot 1{,}6 \cdot 0{,}2 \cdot 10} = 118 \text{ кг/см}^2;$$

2) при совместном действии нормативной ветровой нагрузки и температуры

$$n_б = \frac{290 + 417}{2 \cdot 1{,}6 \cdot 0{,}2 \cdot 10} = 111 \text{ кг/см}^2.$$

к) Определяем $C_{0(прибл)} = \dfrac{418 \cdot 1{,}3}{(290 + 465)\, 1{,}6} = 0{,}45 < \dfrac{r_я}{r} = 0{,}47,$

где $r_я$ определено по формуле (18).

Поскольку значение дополнительного момента, учитываемого коэффициентом 1,3, может быть заниженным, продолжаем расчет.

л) Из графика рис. 32 по $C_{0(прибл)}$ и α_1 определяем $\beta = 120°$.

По графику рис. 33 определяем $\dfrac{\beta}{\sin \beta} = 2{,}4$.

м) По формуле (21) определяем приращение напряжения в арматуре от расчетной ветровой нагрузки:

$$\sigma_{ан} = \frac{118 (0{,}45 \cdot 2{,}4 - 1)}{3{,}14 \cdot 0{,}0064} = 468 \text{ кг/см}^2.$$

По формуле (23) находим полное напряжение в арматуре:

$$\sigma_{ап} = 1{,}5 \cdot 468 + 3610 = 4312 \text{ кг/см}^2 < 4450 \text{ кг/см}^2.$$

н) По формуле (30) определяем напряжение в бетоне, предварительно найдя по графику рис. 33 значение $\frac{\pi-\beta}{\sin\beta}=1{,}21$:

$$\sigma_{бн}=\frac{118\,(0{,}45\cdot 1{,}21+1)+3{,}14\cdot 0{,}0064\cdot 3610}{3{,}14\,(1+0{,}162)}=69{,}8\ кг/см^2<89.$$

о) По формуле (27) определяем кривизну трубы от расчетной ветровой нагрузки. Значение $\frac{\sin\beta}{\pi-\beta}=0{,}82$ находим по графику рис. 33.

$$\frac{1}{\rho}=\frac{468+\frac{0{,}162}{0{,}0064}69{,}8}{0{,}6\cdot 2\cdot 10^6\cdot 1{,}6\,(1+0{,}82)}=0{,}64\cdot 10^{-3}\ 1/м.$$

п) По формуле (26) найдем дополнительный момент от прогиба ствола и крена фундамента:

$$M_{доп}=\frac{290\cdot 60^2\cdot 0{,}64\cdot 10^{-3}}{5}\left(\frac{3\cdot 60}{60}-2+\frac{2{,}5\cdot 0{,}004}{60\cdot 0{,}64\cdot 10^{-3}}\right)=168\ тм.$$

р) По формуле (25) определяем C_0:

$$C_0=\frac{418+168}{(290+465)\,1{,}6}=0{,}49>0{,}47.$$

Производим перерасчет при C_0=0,49:

$$\beta=114°;\quad \frac{\beta}{\sin\beta}=2{,}2;\quad \frac{\pi-\beta}{\sin\beta}=1{,}27;\quad \frac{\sin\beta}{\pi-\beta}=0{,}8;$$

$$\sigma_{а.л}=\frac{118\,(0{,}49\cdot 2{,}2-1)}{3{,}14\cdot 0{,}0064}=468\ кг/см^2;$$

$$\sigma_{бн}=\frac{118\,(0{,}49\cdot 1{,}27+1)+3{,}14\cdot 0{,}0064\cdot 3610}{3{,}14\,(1+0{,}162)}=72{,}2\ кг/см^2<89;$$

$$\frac{1}{\rho}=\frac{468+\frac{0{,}162}{0{,}0064}72{,}2}{0{,}6\cdot 2\cdot 10^6\cdot 1{,}6\,(1+0{,}8)}=0{,}67\cdot 10^{-3}\ 1/м;$$

$$M_{доп}=\frac{290\cdot 60^2\cdot 0{,}67\cdot 10^{-3}}{5}\left(1+\frac{2{,}5\cdot 0{,}004}{60\cdot 0{,}67\cdot 10^{-3}}\right)=175\ тм;$$

$$C_0=\frac{418+175}{(290+465)\,1{,}6}=0{,}49,$$

что соответствует принятому в расчете значению.

Таким образом, окончательные значения полного напряжения в арматуре $\sigma_{ап}$ и бетоне $\sigma_{бн}$ отвечают соответственно условиям (6) и (7).

Расчет на совместное действие нормативной ветровой нагрузки и температуры

$$M^н=\frac{M_в+M_{доп}}{1{,}4}=\frac{418+175}{1{,}4}=424\ тм;$$

$$C_0=\frac{424}{(290+417)\,1{,}6}=0{,}375<\frac{r_я}{r}=0{,}47.$$

Следовательно, силы $N+N_0$ при действии нормативной ветровой нагрузки находятся в пределах ядра сечения и $\sigma_{ан}=0$. Поскольку условие (33) не удовлетворено, определяем напряжение в арматуре, вызванное температурным перепадом по формуле (41). Из графика рис. 36 по величинам σ_{at} $(1-0{,}5\,\xi)=0{,}8(R_{at}-\sigma_0)=0{,}8(4450-3240)=970$ *кг/см²* и $\mu n=0{,}063$ находим $\psi_{at}=0{,}43$.

По формуле (39) определяем значение характеристики сечения α:

$$\alpha=\frac{0{,}063}{0{,}4\cdot 0{,}86\cdot 0{,}43}=0{,}43.$$

Для определения σ_{at} в первом приближении величину ξ_1, определяемую по формуле (42), вычисляем при $q_1=1$. Тогда из графика рис. 38 $\xi=0{,}47$.

По формуле (35) определяем температурную кривизну:

$$\frac{1}{\rho_t}=\frac{10{,}5\cdot 10^{-6}\cdot 94-0{,}85\cdot 11{,}1\cdot 10^{-6}\cdot 31}{h_0}=\frac{695\cdot 10^{-6}}{h_0}.$$

По формуле (40) определяем среднее напряжение в арматуре

$$\sigma_{act}=2\cdot 10^6\cdot 695\cdot 10^{-6}\,(1-0{,}47)=735\ кг/см^2.$$

Из графика рис. 36 по величине σ_{act} $(1-0{,}5\,\xi)=735\,(1-0{,}5\cdot 0{,}47)=560$ *кг/см²* и $\mu n=0{,}063$ находим $\psi_{at}=0{,}49>0{,}43$.

Производим перерасчет, приняв $\psi_{at}=0{,}49$.

$$\alpha=\frac{0{,}063}{0{,}4\cdot 0{,}86\cdot 0{,}49}=0{,}37;\quad \xi=0{,}45;$$

$$\sigma_{act}=2\cdot 10^6\cdot 695\cdot 10^{-6}\,(1-0{,}45)=765\ кг/см^2;$$

$$\sigma_{act}\,(1-0{,}5\xi)=765\,(1-0{,}5\cdot 0{,}45)=590\ кг/см^2;$$

$$\psi_{at}=0{,}50\approx 0{,}49.$$

По формуле (41) определяем

$$\sigma_{at}=\frac{765}{0{,}5}=1530\ кг/см^2.$$

Уточняем принятое значение величины ξ_1.

По формуле (10) находим приведенную площадь сечения:

$$F_п=20\,100-128{,}7+6{,}35\cdot 128{,}7=20\,790\ см^2.$$

По формулам (11), (12) и (19) определяем

$$r_{на}=1{,}63+\frac{(6{,}35-1)\,0{,}01287}{4\cdot 3{,}14\cdot 1{,}63}=1{,}633\ м,$$

$$r_{вна}=1{,}63-\frac{(6{,}35-1)\,0{,}01287}{4\cdot 3{,}14\cdot 1{,}63}=1{,}627\ м.$$

$$W_0=\frac{3{,}14\,(1{,}7^4-1{,}5^4)}{4\cdot 1{,}7}+\frac{3{,}14\,(1{,}633^4-1{,}627^4)}{4\cdot 1{,}633}=1{,}6\ м^3.$$

$$W_б=\left(2-0{,}4\,\frac{1{,}5}{1{,}7}\right)1{,}6=2{,}65\ м^3.$$

По формуле (44)

$$\sigma^н_{б1}=\frac{290+417}{2{,}079}-\frac{424}{2{,}65}=181\ т/м^2=18{,}1\ кг/см^2.$$

По формуле (43)

$$q_1 = 1 + \frac{18{,}1\left(\frac{20}{13} + 0{,}063\right)}{0{,}0099 \cdot 1530} = 2{,}91;$$

$$\alpha q_1 = 0{,}37 \cdot 2{,}91 = 1{,}08.$$

По формуле (42) определяем ξ_1:

$$\xi_1 = -\frac{1{,}08}{2} + \sqrt{\left(\frac{1{,}08}{2}\right)^2 + 1{,}08} = 0{,}63.$$

По формуле (41)

$$\sigma_{at} = \frac{2 \cdot 10^6 \cdot 695 \cdot 10^{-6}\,(1 - 0{,}63)}{0{,}5} = 1030\ кг/см^2 < 1530.$$

Произведем перерасчет с учетом $\sigma_{at} = 1030\ кг/см^2$:

$$q_1 = 1 + \frac{18{,}1\left(\frac{20}{13} + 0{,}063\right)}{0{,}0099 \cdot 1030} = 3{,}85;$$

$$\sigma_{act} = 2 \cdot 10^6 \cdot 695 \cdot 10^{-6}\,(1 - 0{,}63) = 515\ кг/см^2;$$

$$\sigma_{act}\,(1 - 0{,}5\xi) = 515\,(1 - 0{,}5 \cdot 0{,}63) = 350\ кг/см^2.$$

Из графика рис. 36 при $\mu n = 0{,}063$ и $\psi_{at} = 0{,}4$

$$\alpha = \frac{0{,}063}{0{,}4 \cdot 0{,}86 \cdot 0{,}4} = 0{,}46;$$

$$\alpha q_1 = 0{,}46 \cdot 3{,}85 = 1{,}77.$$

$$\xi_1 = -\frac{1{,}77}{2} + \sqrt{\left(\frac{1{,}77}{2}\right)^2 + 1{,}77} = -0{,}885 + 1{,}6 = 0{,}715;$$

$$\sigma_{at} = \frac{2 \cdot 10^6 \cdot 695 \cdot 10^{-6}\,(1 - 0{,}715)}{0{,}4} = 990\ кг/см^2 \approx 1030.$$

Находим суммарное напряжение в арматуре:

$$\sigma_a = \sigma_{at} + \sigma_0 = 990 + 3240 = 4230\ кг/см^2 < 4450.$$

Расчет по раскрытию горизонтальных трещин

Из графика рис. 42 по μ n находим значение коэффициента $k_t = 7{,}3$.

По формуле (41) определяем среднее напряжение в арматуре:

$$\sigma_{act} = 990 \cdot 0{,}4 = 396\ кг/см^2.$$

По формуле (51) определяем расстояние между трещинами:

$$l_т = 7{,}3 \cdot 6{,}35\,\frac{32}{4}\,0{,}7 = 260\ мм.$$

По формуле (45) определяем ширину раскрытия трещин:

$$a_т = \frac{396 \cdot 260}{2 \cdot 10^6} = 0{,}05\ мм < 0{,}2.$$

ПРИЛОЖЕНИЕ 6

СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ДЫМОВЫХ ТРУБ НА ПРОДОЛЬНО-ПОПЕРЕЧНЫЙ ИЗГИБ С ПРИМЕНЕНИЕМ ТЕОРИИ МАТРИЦ (см. прил. 7)

Приведенные ниже рабочие формулы для расчета дымовых труб на продольно-поперечный изгиб основаны на методах и общих формулах, разработанных и выведенных в работах[1]. С целью уменьшения трудоемкости

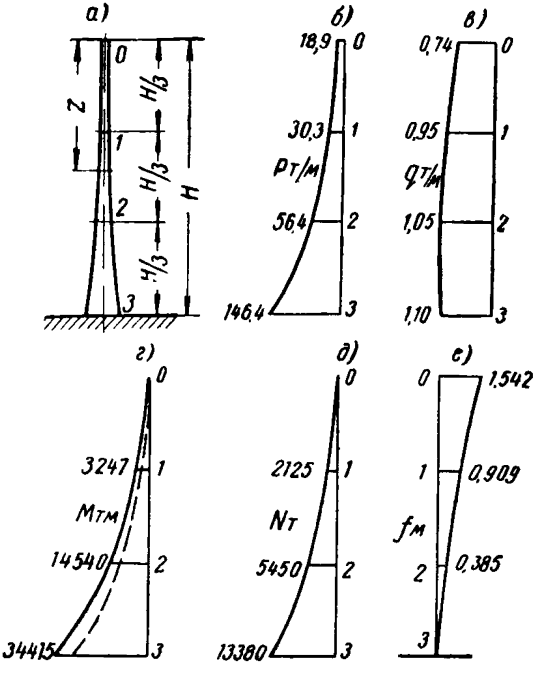


Рис. 51. Эпюры изгибающих моментов нормальных сил и прогибов

расчета все расчетные формулы и матрицы преобразований даны ниже, исходя из разбивки оси сооружения на три равные части (рис. 51), что

[1] А. Ф. Смирнов, Устойчивость и колебания сооружений, Трансжелдориздат, 1958; М. К. Синани, Применение теории матриц к расчетам стержней на продольно-поперечный изгиб. «Строительная механика и расчет сооружений» № 1, 1961.

обеспечивает необходимую точность. Узловые точки нумеруются сверху вниз i=0, 1, 2, 3; координаты z также отсчитываются сверху. При применении теории матриц все исходные параметры задаются в векторной форме, результаты расчета получаются в аналогичной векторной форме.

Обозначения:

q — вектор поперечной (ветровой) нагрузки;

q_i в т/м — интенсивность поперечной нагрузки в сечении i;

p — вектор продольной нагрузки (собственный вес);

p_i в т/м — интенсивность продольной нагрузки в сечении i;

f_q — вектор перемещений (прогибов) от поперечной нагрузки;

f_θ — вектор перемещений от крена фундамента на угол θ;

$f_{q\theta}$ — суммарный вектор перемещений от поперечной нагрузки и крена фундамента;

f — вектор полных перемещений с учетом влияния продольных сил.

Эти векторные величины в развернутом виде записываются следующим образом:

$$q = \begin{bmatrix} q_0 \\ q_1 \\ q_2 \\ q_3 \end{bmatrix}; \quad p = \begin{bmatrix} p_0 \\ p_1 \\ p_2 \\ p_3 \end{bmatrix}; \quad f = \begin{bmatrix} f_0 \\ f_1 \\ f_2 \\ f_3 \end{bmatrix}.$$

I. Основные расчетные формулы

Ниже приведены основные расчетные формулы в окончательном виде для труб, жесткость сечений и продольная распределенная нагрузка которых непрерывно изменяются вдоль оси ствола по любому закону независимо одна от другой.

Вектор изгибающих моментов от поперечной нагрузки определяется по формуле

$$m_q = Kq. \tag{77}$$

Вектор прогибов в общем случае

$$f = LGm. \tag{78}$$

Вектор изгибающих моментов от продольной нагрузки

$$m_p = Af, \tag{79}$$

где

$$A\,[UV - N_D\,]\,. \tag{80}$$

Вектор нормальных сил

$$N = \begin{bmatrix} N_{D0} \\ N_{D1} \\ N_{D2} \\ N_{D3} \end{bmatrix}.$$

Числовые значения элементов матриц K, L, U, общих для всех случаев расчета, и формулы для вычисления элементов матриц G и V приведены в табл. 24, являющейся формой для вычисления вектора изгибающих моментов от поперечной нагрузки (ветра) m_q, диагональной матрицы нормальных сил N_D, матрицы A и произведения LG необходимых для дальнейшего расчета.

Элементы матрицы N_D равняются сумме элементов соответствующих строк произведения UV.

Таблица 24

$K=$	$\frac{H^2}{162}\cdot$	0	0	0	0	$q=$	q_0	$Kq=$		$\cdot\frac{H^2}{162}$	$=m_q$
		4,85	5,7	—1,95	0,4		q_1				
		11,2	26,4	—2,4	0,8		q_2				
		17,55	48,6	12,15	2,7		q_3				
$U=$	$\frac{H}{72}\cdot$	0	0	0	0	p_0/p_3				$\cdot p_3$	$=V$
		9	19	—5	1		p_1/p_3				
		8	32	8	0			p_2/p_3			
		9	27	27	9				1		
$UV=$	$\frac{p_3H}{72}\cdot$									$\cdot\frac{p_3H}{72}$	$=N_D$
$A=$	$\frac{p_3H}{72}\cdot$	0	0	0	0	×					$=G$
					×		B_3/B_1				
					×			B_3/B_2			
					×				1		
$L=$	$\frac{H^2}{162B_3}\cdot$	2,7	12,15	48,6	17,55	×				$\cdot\frac{H^2}{162B_3}$	$=LG$
		0,8	—2,4	26,4	11,2	×					
		0,4	—1,95	5,7	4,85	×					
		0	0	0	0	0	0	0	0		

Примечания. 1. Для удобства вычислений обозначения и коэффициенты, относящиеся к матрицам, расположенным в левой половине таблицы, помещены слева от них; в правой половине таблицы принято обратное расположение.
2. Знаком × обозначены элементы, вычислять которые не нужно, так как в дальнейшем они не потребуются.
3. При заполнении таблицы перемножаются только матрицы. Коэффициенты при них приведены в окончательном виде.

Ввиду того что интенсивность продольной нагрузки для труб составляет обычно от 0,06 до 0,12 от критической, расчет их целесообразно вести методом последовательных приближений, так как в этом случае имеет место очень быстрая сходимость.

Сущность метода последовательных приближений заключается в следующем.

Вычислив по формуле (78) вектор прогибов от поперечной нагрузки, с ним складывают вектор прогибов от крена фундамента. Получают вектор прогибов f_{q0}, в котором не учтено влияние продольных сил.

Пользуясь формулой (79) и приняв $f=f_{q0}$ вычисляют в первом приближении вектор изгибающих моментов от продольной нагрузки m'_p, затем по формуле (78) — вектор прогибов от продольной нагрузки f'_p, также в первом приближении. Первое приближение суммарных перемещений будет равно $f'=f_{q0}+f'_p$.

Далее, приняв $f=f'$ повторяют эту операцию и продолжают до тех пор, пока два последовательных значения не окажутся достаточно близкими. Для обычных труб этот процесс повторяется не более 2—3 раз.

Определение векторов f_q, f_{q0}, f, m_p и суммарных векторов изгибающих моментов m производится в таблице, форма которой приведена в примере (см. табл. 27)

Для практического расчета необходимо знать приведенные ниже правила сложения и умножения матриц.

а) Для того чтобы сложить две матрицы, необходимо сложить все их соответствующие члены, например:

$$A+B=\begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{bmatrix}+\begin{bmatrix} b_{11} & b_{12} & b_{13} \\ b_{21} & b_{22} & b_{23} \\ b_{31} & b_{32} & b_{33} \end{bmatrix}=\begin{bmatrix} a_{11}+b_{11} & a_{12}+b_{12} & a_{13}+b_{13} \\ a_{21}+b_{21} & a_{22}+b_{22} & a_{23}+b_{23} \\ a_{31}+b_{31} & a_{32}+b_{32} & a_{33}+b_{33} \end{bmatrix}.$$

Вычитание производится аналогично.

б) При умножении матрицы B на матрицу A слева каждый член произведения $C=AB$ будет равен

$$C_{ij}=a_{i1}b_{1j}+a_{i2}b_{2j}+\ldots+a_{3j}b_{3j},$$

где i — номера строк, считая сверху;

j — номера столбцов, считая слева.

Перемножение матриц некоммутативно, т. е. в общем случае $AB\neq BA$, поэтому при пользовании приведенными формулами переставлять матрицы местами нельзя.

в) Для того чтобы умножить матрицу на число, необходимо все элементы матрицы умножить на это же число.

ПРИМЕР

Рассчитать на продольно-поперечный изгиб железобетонную дымовую трубу высотой 250 *м*. Расчетная схема сооружения приведена на рис. 51, *а,б,в*, а расчетные параметры — в табл. 25. Крен фундамента $\operatorname{tg}\theta=0{,}004$.

Таблица 25

i	d в *м*	ρ в *м*	B в *т/м²*	$\frac{B_3}{B_i}$	p в *т/м*	$\frac{p_i}{p_3}$	q в *т/м*
0	7,74	~	×	×	18,9	0,127	0,74
1	10,14	15 000	$1\,975\times10^5$	19,1	30,3	0,204	0,95
2	12,84	54 000	$6\,750\times10^5$	5,6	56,4	0,38	1,05
3	20,44	129 000	$37\,800\times10^5$	1	148,4	1	1,1

Таблица 26

$K=$	$\frac{H^2}{162}\cdot$	0	0	0	0	$q=$	0,74	$Kq=$	0	$\cdot\frac{H^2}{162}$	$=m_q$
		4,85	5,7	—1,95	0,4		0,95		7,41		
		11,2	26,4	—2,4	0,8		1,05		31,68		
		17,55	48,6	12,15	2,7		1,1		74,91		
$U=$	$\frac{H}{72}\cdot$	0	0	0	0	0,127				$\cdot p_3$	$=V$
		9	19	—5	1		0,204				
		8	32	8	0			0,38			
		9	27	27	9				1		
$UV=$	$\frac{p_3H}{72}\cdot$	0	0	0	0	0				$\cdot\frac{p_3H}{72}$	$=N_D$
		1,14	3,88	—1,9	1		4,12				
		1,02	6,52	3,04	0			10,58			
		1,14	5,51	10,25	9				25,9		
$A=$	$\frac{p_3H}{72}\cdot$	0	0	0	0	×					$=G$
		1,14	—0,24	—1,9	×		19,1				
		1,02	6,52	—7,54	×			5,6			
		1,14	5,51	10,25	×				1		
$L=$	$\frac{H^2}{162\ B_3}\cdot$	2,7	12,15	48,6	17,55	×	232	273	17,55	$\cdot\frac{H^2}{162B_3}$	$=LG$
		0,8	—2,4	26,4	11,2	×	—45,7	147,2	11,2		
		0,4	—1,95	5,7	4,85	×	—37,3	31,9	4,85		
		0	0	0	0	0	0	0	0		

Таблица 27

$LG\cdot10^{-8}$				m_q		m'_p		m''_p		m'''_p	m'''
×	236	278	17,8	0		0		0		0	0
×	—46,6	150	11,4	2 840		382		405		407	3 247
×	—38	32,5	4,9	12 220		2014		2300		2320	14 540
0	0	0	0	28 900		5181		5512		5515	34 415
0	0	0	0	0,458	1,458	0,074	1,532	0,083	1,541	0,084	1,542
588	—124	—980	×	0,202	0,87	0,034	0,904	0,039	0,909	0,039	0,909
525	3360	—3985	×	0,043	0,376	0,008	0,384	0,009	0,385	0,009	0,385
586	2845	5280	×	0	0	0	0	0	0	0	0
A				f_q	f_{q9}	f'_p	f'	f''_p	f''	f'''_p	f'''

Жесткости сечений 1, 2, 3 определены по формуле

$$B_i = M_i \rho_i.$$

Расчет произведен в табл. 26 и 27.

Эпюры изгибающих моментов, нормальных сил и прогибов даны на рис. 51,*г,д,е*.

II. Определение изгибающих моментов и прогибов в промежуточных сечениях (интерполяция)

Изгибающие моменты (и прогибы) в промежуточных сечениях (между точками $i=0, 1, 2, 3$) могут быть определены аналитически по формуле

$$M_\zeta = \frac{1}{6}[M_0\, M_1\, M_2\, M_3]\begin{bmatrix} 6 & -11 & 6 & -1 \\ 0 & 18 & -15 & 3 \\ 0 & -9 & 12 & -3 \\ 0 & 2 & -3 & 1 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} 1 \\ \zeta \\ \zeta^2 \\ \zeta^3 \end{bmatrix}, \qquad (81)$$

где $\zeta = 3\,\frac{z}{H}$; z отсчитывается от верха трубы. Для определения изгибающих моментов в сечениях, расположенных через интервалы $\frac{1}{4}$, $\frac{1}{6}$, $\frac{1}{9}$, $\frac{1}{12}$ высоты трубы, ниже приведена таблица 28 значений коэффициентов η, при пользовании которой изгибающие моменты определяются по формуле

$$M_\zeta = \frac{1}{6}\eta m = \frac{1}{6}[\eta_0\ \eta_1\ \eta_2\ \eta_3]\begin{bmatrix} M_0 \\ M_1 \\ M_2 \\ M_3 \end{bmatrix}, \qquad (82)$$

а прогибы — соответственно по формуле

$$f_\zeta = \frac{1}{6}\eta f = \frac{1}{6}[\eta_0\ \eta_1\ \eta_2\ \eta_3]\begin{bmatrix} f_0 \\ f_1 \\ f_2 \\ f_3 \end{bmatrix}. \qquad (83)$$

Таблица 28

ζ	η_0	η_1	η_2	η_3	
0	6	0	0	0	3
0,25	3,61	3,61	—1,55	0,33	2,75
0,33	2,99	4,41	—1,77	0,37	2,67
0,5	1,87	5,62	—1,87	0,38	2,5
0,67	1,02	6,24	—1,56	0,29	2,33
0,75	0,7	6,33	—1,26	0,23	2,25
1	0	6	0	0	2
1,25	—0,31	4,96	1,64	—0,24	1,75
1,33	—0,35	4,5	2,19	—0,31	1,67
1,5	—0,375	3,375	3,375	—0,375	1,5
	η_3	η_2	η_1	η_0	ζ

ПРИЛОЖЕНИЕ 7

ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА К ТЕКСТУ ИНСТРУКЦИИ

Общие пояснения

Инструкция по проектированию железобетонных дымовых труб составлена на основе расчета ствола трубы, разработанного проф. В. И. Мурашевым[1], теоретических и экспериментальных работ НИИЖБ по жаростойкому железобетону, а также на основе практики проектирования железобетонных дымовых труб ВНИПИ Теплопроект, ЭКБ НИИ-200 и треста Тепломонтаж.

Кроме специальных исследований по жаростойкому и обычному железобетону (исследования проф. В. И. Мурашева, кандидатов техн. наук Б. А. Альтшулера, В. С. Зырянова, А. Ф. Куренкова, А. Ф. Милованова, В. М. Милонова, Я. М. Немировского и др.), в основу инструкции положены общие методы расчета трещиноустойчивости, жесткости и прочности обычных железобетонных конструкций, а также основные принципы конструирования, общие для обычного и жаростойкого железобетона.

Указания по расчету предварительно напряженных труб разработаны в соответствии с главой нового СНиПа и «Инструкцией по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций» (СН 10—57)[2].

При составлении указаний по расчету предварительно напряженных труб учтены замечания канд. техн. наук Б. А. Калатурова, инженеров И. И. Шахова и В. В. Фигаровского.

Расчет фундамента под трубу заимствован из «Инструкции по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий», разработанной проф. А. А. Гвоздевым и канд. техн. наук С. М. Крыловым.

Вопросы проектирования противокоррозионной защиты труб, так же как и специфические требования к трубам, предназначенным для отвода газов, содержащих агрессивные примеси, в инструкции не излагаются, поскольку они содержатся в специальной «Инструкции по проектированию и устройству противокоррозионной защиты вытяжных труб предприятий с агрессивными средами» (СН 163—61).

Конструкцию железобетонной дымовой трубы в общем случае рассчитывают по двум предельным состояниям: 1) по несущей способности и 2) по раскрытию трещин.

Расчет по несущей способности горизонтальных сечений трубы производится при действии только собственного веса, силы обжатия и расчетной ветровой нагрузки, так как опыты, проведенные в лаборатории жароупорных конструкций НИИЖБ кандидатами техн. наук А. Ф. Миловановым и В. С. Зыряновым, показали, что температурный перепад не оказывает влияния на несущую способность сечения.

Вертикальные сечения трубы работают только на воздействие температурного перепада.

Ввиду того что трещины в растянутой зоне бетона возникают при малых значениях температурного перепада, железобетонные дымовые трубы,

[1] В. И. Мурашев. Новый метод расчета железобетонных дымовых труб. «Строительная промышленность» № 6, 1951.

[2] Б. А. Альтшулер. О расчете предварительно напряженных железобетонных дымовых труб, «Промышленное строительство» № 5, 1962.

как правило, работают с трещинами в растянутой зоне бетона, т. е. во второй стадии напряженного состояния. Пределом этой стадии при увеличении усилий (напряжений) является образование пластического шарнира, после чего повышение температуры не вызывает возрастания температурных усилий, а лишь увеличивает деформации.

Таким образом, предельное состояние по несущей способности при воздействии только температурного перепада по существу сводится к предельному состоянию по раскрытию трещин. Отсюда вытекает, что расчет напряженного состояния сечения, как и деформаций, следует производить по стадии II — в пределе по стадии IIа. Это принципиальное положение в отношении расчета железобетонных конструкций на температурное воздействие вытекает также и из того, что температурные усилия, а следовательно, и напряжения в сечениях конструкции прямо зависят от жесткости, т. е. от деформативности элементов, которую рассчитывают по стадии II.

Исходя из изложенных принципиальных положений, несущую способность и деформации сечений железобетонной трубы при температурном воздействии (вертикальные сечения) рассчитывают по одной стадии напряженного состояния — по стадии II.

Расчет по раскрытию горизонтальных трещин производится при совместном воздействии температурных усилий, определяемых в стадии II, и растягивающих усилий, возникающих в результате суммарного воздействия собственного веса, силы обжатия и нормативной ветровой нагрузки.

Дополнительные пояснения по некоторым пунктам инструкции

К п. 74. Приведенные в главе II Б.1 § 4 СНиП 1954 г. данные о скоростных напорах и районировании территории СССР по ветровой нагрузке базировались на нормативных материалах тридцатых годов, обладающих рядом недостатков[1].

Устанавливавшиеся скорости ветра для ряда районов Союза давали неправильное представление о ветровом режиме, поскольку измерительные приборы абсолютного большинства континентальных метеостанций не позволяли фиксировать скорости ветра более 20 *м/сек* и последние определялись визуально.

В силу отмеченных обстоятельств представление о ветровом режиме для целого ряда районов Союза было весьма неглубоким и в ряде случаев ветровые нагрузки принимались заниженными (например, для районов Донбасса, Урала, Казахстана и др.).

Известен ряд аварий конструкций, для которых ветровая нагрузка является основной нагрузкой, вследствие неправильности установления ее расчетных значений.

Выполненные в последние годы в Главной геофизической обсерватории им. А. И. Воейкова исследования позволили оценить вероятные значения скоростей ветра для различных районов СССР и обоснованно на этой базе подойти к решению вопроса о назначении расчетных нагрузок.

В качестве расчетной скорости ветра для проектирования сооружений может быть принята такая скорость, которая наблюдается в рассматриваемом районе строительства достаточно редко и вместе с тем не отличается существенно от наибольших скоростей, которые могут иметь место в период службы сооружения.

На основе полученных данных об изменчивости ветра были определены (по интегральной кривой распределения) скорости ветра, превышаемые 1 раз в 1 год, 5, 10, 15 и 20 лет. Эти данные, определенные для 3000 пунктов Союза, послужили основой для разработки карты районирования территории СССР по ветровой нагрузке, включающей семь районов (см. рис. 46, приложение 4).

---

[1] Из краткой пояснительной записки к разделу нового СНиПа «Ветровые нагрузки» и к карте районирования территории СССР по ветровой нагрузке, разработанной ЦНИИСК АСиА СССР.

За нормативный скоростной напор принят напор, определенный по скорости ветра, превышаемой 1 раз в 5 лет, для условий открытого, незащищенного места. Значения нормативного скоростного напора q_0 приведены в табл. 6.

Расчетная ветровая нагрузка q определяется как произведение нормативной ветровой нагрузки $q_н$ на коэффициент перегрузки n, устанавливаемый в соответствии с табл. 29.

Таблица 29

Коэффициенты перегрузки для ветровых нагрузок

Коэффициент перегрузки n	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
Период времени (число лет), в течение которого расчетная ветровая нагрузка однократно превышается	8	13	20	30	50

Как известно, надежность сооружений обеспечивается главным образом правильным учетом внешних воздействий и свойств материалов, из которых изготовляется то или иное сооружение. Основной характеристикой свойств материалов при расчете по методу предельных состояний является расчетное сопротивление, а нагрузок — расчетная нагрузка.

Величина расчетного сопротивления материалов характеризуется тем минимальным сопротивлением, которое определяет (при правильном учете внешних воздействий) безопасную работу сооружений. Значения расчетных сопротивлений значительно ниже средних значений предела текучести для мягких сталей, предела прочности для высокоуглеродистых сталей и бетонов. Однако это не означает, что в конструкциях практически исключается возможность наличия материалов, сопротивление которых равно расчетному и даже ниже этого значения при некачественном изготовлении конструкции и отсутствии должного контроля за производством работ. Методика нормирования расчетных сопротивлений и отбраковки материалов такова, что допускает известную вероятность (порядка 0,001) попадания в конструкции материалов с сопротивлением, близким к расчетному.

Указанные особенности нормирования значений расчетных сопротивлений материалов при расчете по предельным состояниям определяют необходимость осторожного подхода к оценке расчетных значений нагрузок, особенно для таких сооружений, расчетная схема которых близка к действительной схеме работы, и число нагрузок, учитываемых расчетом, ограничено.

В этих условиях расчетные значения ветровых нагрузок должны соответствовать наибольшим воздействиям, которые могут иметь место во время эксплуатации сооружения в течение всего срока его службы.

Проведенные в лаборатории жароупорных конструкций специальные исследования работы элементов труб из жаростойкого железобетона на кратковременные воздействия внешней нагрузки и температуры показали хорошую сходимость опытных и теоретических значений деформаций арматуры и бетона и несущей способности цилиндров при различных значениях эксцентрицитетов[1].

Имея в виду большой срок службы железобетонных дымовых труб, а также ответственность труб, от надежной работы которых зависит судьба

[1] В. С. Зырянов, Экспериментальные исследования работы ствола дымовой трубы из жароупорного железобетона. «Промышленное строительство» № 7, 1960.

цеха, а иногда и завода, значение коэффициента перегрузки n принято равным 1,4.

К п. 77. Согласно новому СНиПу собственный вес конструкции должен приниматься с коэффициентом перегрузки, равным 1,1. Расчеты показывают, что введение коэффициента перегрузки приводит к уменьшению напряжения в арматуре $\sigma_{ан}$ и к незначительному увеличению напряжения в бетоне $\sigma_{бн}$. По-видимому, более правильным было бы учесть возможное уменьшение собственного веса. При учете коэффициента недогрузки, равного 0,9, напряжения в арматуре $\sigma_{ан}$ возрастают от 2% при больших эксцентрицитетах

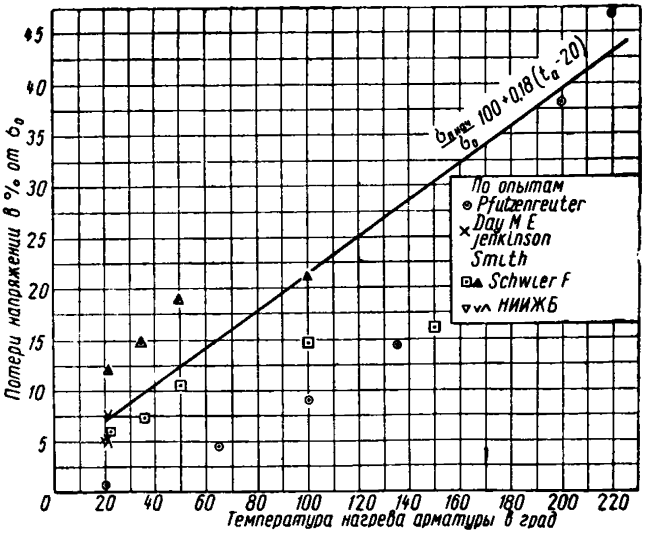


Рис. 52. Потери предварительного напряжения, вызванные релаксацией напряжений в высокопрочной проволоке

и сильном армировании и до 35% при малых эксцентрицитетах и слабом армировании. Что касается напряжения в бетоне $\sigma_{бн}$, то оно изменяется всего на 4% в зависимости от величин α_1 и C_0.

Из приведенных данных видно, что введение коэффициентов перегрузки или недогрузки почти не сказывается на напряжениях в бетоне и имеет значение только для напряжений в арматуре.

Поэтому в целях упрощения расчета вместо введения коэффициента недогрузки при расчете труб с ненапрягаемой арматурой вводим коэффициент условий работы, равный 0,85, к нормативному сопротивлению арматуры. Такое значение коэффициента удовлетворительно оценивает возможное изменение собственного веса трубы для наиболее распространенных случаев значений эксцентрицитетов.

При эксплуатации дымовых труб возможно колебание температуры отводимых газов. Повышение температуры приводит к увеличению усилий в арматуре.

Для удобства расчета вместо введения коэффициента перегрева бетона при расчете горизонтальной и вертикальной арматуры на температурное воздействие вводится коэффициент условий работы, равный 0,85, к нормативному сопротивлению арматуры.

Таким образом, при расчете арматуры ствола трубы с ненапрягаемой арматурой принимается расчетное сопротивление арматуры, отличное от

расчетного сопротивления, предусмотренного СНиПом, на величину коэффициента условий работы, равного 0,85 (см. табл. 16).

Расчетные сопротивления бетона при осевом сжатии (призменные прочности), встречающиеся при расчете горизонтальных сечений ствола трубы, приняты с коэффициентом условий работы бетона в трубах, равным 0,7. Кроме того, введен коэффициент 0,85, предусмотренный СНиПом для элементов, бетонируемых в вертикальном положении (см. табл. 12).

При расчете прочности горизонтальных сечений сборных труб, в которых обеспечивается должный контроль качества укладываемого бетона, введение коэффициента, равного 0,7, не требуется. Поэтому примечанием к табл. 12 требуется расчетные значения $R_{пр}$ умножать на коэффициент, равный 1,4.

К п. 81. При воздействии температуры значительно увеличивается релаксация напряжений в арматурных сталях, используемых для предварительно напряженных конструкций. Так, по данным Pfützenreuter'a, исследовавшего релаксацию напряжений при температурах от 20 до 220°, следует, что потери от релаксации напряжений при температуре 200° составляют 38% от σ_0.

На рис. 52 наряду с данными Pfützenreuter'a нанесены опытные точки, полученные различными исследователями, отвечающие потерям напряжений в высокопрочных сталях за 100 час.

В связи с отсутствием данных о релаксации напряжений в отечественных арматурных сталях при воздействии температуры в инструкции предлагается определять потери, вызванные релаксацией напряжений в высокопрочных сталях, по формуле, отвечающей линии, нанесенной на рис. 52. Наклон этой линии отвечает наклонам линий, проведенным через точки, полученные в опытах Pfützenreuter'a в интервале температур от 65 до 135° и Schwier'a в интервале температур от 20 до 50° (по данным двух серий опытов).

Минимальные значения потерь предварительного напряжения в проволочной арматуре, приведенные в табл. 9 для расчета на прочность, приняты по опытам канд. техн. наук Б. А. Калатурова и инж. С. И. Докудовского[1]. По этим же опытам принято наибольшее значение потери предварительного напряжения в обычном бетоне от температурной усадки, равное $10\,t_{ср}$.

К пп. 88 и 92. Горизонтальное сечение ствола трубы при воздействии собственного веса, силы обжатия и ветровой нагрузки испытывает внецентренное сжатие. Рассмотрим напряжения, возникающие с наветренной и подветренной сторон трубы, предварительно приняв для упрощения расчета $r_a = r = \frac{r_{вн}+r_н}{2}$ (см. рис. 22, *а*), идущее в запас прочности сечения. Тогда площадь сжатой зоны бетона $F_{б.с} = 2rh\beta$; площадь всей растянутой арматуры $F_a = \mu_1 \cdot 2rh(\pi - \beta)$; площадь всей сжатой арматуры $F_a' = \mu_1 \cdot 2rh\,\beta$.

Расстояние от центра кольца до центров тяжести площадей

$$y_a = r\frac{\sin\beta}{\pi-\beta};$$

$$y_б = y_a' = r\frac{\sin\beta}{\beta}.$$

Напряжение в арматуре на уровне центра тяжести площади всей растянутой арматуры определяется по формуле

$$\sigma_{ан} = \frac{M_a}{W_a}, \qquad (84)$$

[1] Б. А. Калатуров, С. И. Докудовский, Исследования предварительно напряженных железобетонных автоклавов. Исследования предварительно напряженных железобетонных конструкций промышленных зданий. Труды НИИЖБ, вып. 24, 1962.

где M_a — момент всех сил относительно центра тяжести площади сжатой зоны;

$$M_a = (N+N_0)\, r \left(C_0 - \frac{\sin\beta}{\beta}\right), \tag{85}$$

где $C_0 = \dfrac{M}{N+N_0}$.

При расчете труб с ненапрягаемой арматурой $N_0 = 0$;

W_a — момент сопротивления сечения по растянутой зоне, равный статическому моменту площади растянутой арматуры относительно центра тяжести сжатой зоны;.

$$W_a = F_a (y_a + y_б) = 2r^2 h\mu_1 (\pi-\beta)\left(\frac{\sin\beta}{\pi-\beta} + \frac{\sin\beta}{\beta}\right) = 2\pi r^2 h\mu_1 \frac{\sin\beta}{\beta}. \tag{86}$$

Подставляя в формулу (84) значения M_a и W_a после преобразований получаем формулу (21).

Для предварительно напряженных труб $\sigma_{ан}$ — есть приращение напряжения в растянутой арматуре, вызванное действием ветровой нагрузки, после достижения бетоном нулевого напряжения.

Полное напряжение в арматуре на уровне центра тяжести растянутой зоны равно

$$\sigma_{ап} = \sigma_{ан} + \sigma_0.$$

При расчете по первому предельному состоянию труб с ненапрягаемой продольной арматурой принимается, что расчетного сопротивления в арматуре могут достигнуть стержни растянутой зоны, расположенные вплоть до уровня центра тяжести этой зоны. Поэтому напряжение в арматуре, определенное по формуле (2) для центра тяжести растянутой зоны, не должно превосходить расчетного сопротивления арматуры.

В предварительно напряженных трубах такая предпосылка расчета недопустима, так как достижение расчетного сопротивления значительной зоной растянутой арматуры может привести к остаточным деформациям в арматуре и потере эффекта предварительного напряжения.

Крайние стержни растянутой зоны будут испытывать напряжения, превышающие напряжения, определенные по формуле (21). Как показывают подсчеты и опыты, проведенные в лаборатории жароупорных конструкций[1], напряжения в крайних стержнях равны напряжениям в центре тяжести растянутой арматуры, умноженным на коэффициент $\dfrac{1}{1-\lambda_a} \approx 1{,}5$.

При расчете предварительно напряженных труб должно удовлетворяться условие, по которому только в крайнем стержне может быть достигнуто напряжение, равное расчетному сопротивлению.

Это условие может быть записано в следующем виде:

$$\sigma_{ап} = 1{,}5\,\sigma_{ан} + \sigma_0 \leqslant R_{at},$$

где $\sigma_{ан}$ — определяется по формуле (21).

Напряжение в бетоне определяется по формуле

$$\sigma_{бн} = \frac{M_c}{W_c}, \tag{87}$$

где M_c — момент всех сил относительно центра тяжести растянутой зоны;

$$M_c = (N+N_0)\left(C_0 + \frac{\sin\beta}{\pi-\beta}\right); \tag{88}$$

[1] См. сноску на стр. 112.

W_c — момент сопротивления сечения по сжатой зоне, равный статическому моменту площадей, приведенных к бетону, относительно центра тяжести площади растянутой арматуры;

$$W_c = (F_б + F'_{аб})(y_а + y_б) \tag{89}$$

где

$$F'_{аб} = F'_а \frac{\sigma'_а}{\sigma_{бн}} = 2rh\,\mu_1\beta\left(n'_t - \frac{\sigma_0}{\sigma_{бн}}\right) = 2rh\beta\left(\alpha_1 - \mu_1\frac{\sigma_0}{\sigma_{бн}}\right).$$

Подставляя в выражение для W_c значения соответствующих величин, получаем

$$W_c = 2\pi r^2 h\,(1+\alpha_1)\frac{\sin\beta}{\pi-\beta} - 2\pi r^2 h\mu_1\frac{\sigma_0}{\sigma_{бн}}\cdot\frac{\sin\beta}{\pi-\beta}.$$

После подстановки в формулу (87) значений M_c и W_c и преобразований получаем формулу (30).

При $\sigma_0 = 0$ получается формула для определения $\sigma_{бн}$ в трубе с ненапрягаемой арматурой.

Значение угла β определяем из равенства нулю суммы проекций внутренних и внешних сил на нормаль к сечению:

$$F_б\,\sigma_{бн} + F'_{аб}\,\sigma_{бн} - F_а(\sigma_{ан} + \sigma_0) - N = 0. \tag{90}$$

После подстановки значений величин, входящих в формулу (90), получаем

$$2rh\,\beta\left(1+\alpha_1-\mu_1\frac{\sigma_0}{\sigma_{бн}}\right)\sigma_{б.н} - 2rh\,\mu_1(\pi-\beta)(\sigma_{ан}+\sigma_0) - N = 0 \tag{91}$$

или

$$2rh\,\beta(1+\alpha_1)\,\sigma_{бн} - 2rh\,\mu_1(\pi-\beta)\,\sigma_{ан} - (N+N_0) = 0. \tag{92}$$

Разделим все члены уравнения (92) на $\mu_1\,\sigma_{ан}$ и обозначим $\frac{N+N_0}{2rh} = n_б$;

$$\frac{n_б}{\mu_1\,\sigma_{ан}} = \frac{\beta(1+\alpha_1)}{\mu_1\frac{\sigma_{ан}}{\sigma_{бн}}} - \pi + \beta. \tag{93}$$

Из рассмотрения деформаций сечения следует

$$\frac{\sigma_{ан}}{\sigma_{бн}} = n'_t\frac{1+\cos\beta}{1-\cos\beta}. \tag{94}$$

После подстановки значения $\frac{\sigma_{ан}}{\sigma_{бн}}$, уравнение (93) и значения $\mu_1\sigma_{ан}$ из формулы (21) получаем окончательное уравнение, связывающее искомый угол β с известными величинами α_1 и C_0:

$$\frac{1+\alpha_1}{\alpha_1} = \frac{1+\cos\beta}{\beta(1-\cos\beta)}\left[\frac{\pi\sin\beta}{C_0\beta - \sin\beta} + \pi - \beta\right]. \tag{95}$$

Уравнение (95) является общим для предварительно напряженных труб и труб с ненапрягаемой арматурой.

На рис. 32 приведен график значений угла β.

До настоящего времени не проводились исследования работы предварительно напряженных труб, поэтому приведенные в инструкции формулы для расчета предварительно напряженных труб после проведения соответствующих опытов должны быть уточнены.

К п. 90. Прогиб железобетонной дымовой трубы приводит к увеличению изгибающего момента за счет эксцентричного приложения собственного веса верхней прогнувшейся части трубы. Для труб большой высоты эти дополнительные изгибающие моменты могут достигать существенной величины и должны быть учтены.

Прогибы трубы определяются исходя из общего уравнения для кривизны предварительно напряженных и внецентренно сжатых с большими эксцентрицитетами элементов, предложенного проф. А. А. Гвоздевым:

$$\frac{1}{\rho}=\frac{M+N_0 e_x-Ne_1}{h_0 z_0}\left[\frac{\psi_a}{E_a F_a}+\frac{\psi_б}{(\gamma'+\xi)\,bh_0 E_б \nu}\right]-\frac{N_0+N}{h_0}\cdot\frac{\psi_a}{E_a F_a}. \qquad (96)$$

В формулу (96) входят величины относительной высоты сжатой зоны ξ и плеча внутренней пары сил z_0, определяемые для сечения элемента с трещиной.

В связи с отсутствием данных о высоте сжатой зоны в элементах кольцевого сечения с распределенной по высоте арматурой, тем более подвергающихся температурному воздействию, делаем допущение о равенстве высоты сжатой зоны в трещине и средней высоты сжатой зоны, определяемой по средним деформациям, принимая линейное распределение деформаций по высоте сечения.

При сделанном допущении формула (96) в обозначениях, принятых в инструкции, может быть переписана в следующем виде:

$$\frac{1}{\rho}=\frac{1}{h_0}\left(\frac{M_c\psi_a}{W_a E_a'}+\frac{M_c\psi_б}{W_c E_б \nu}\right)-\frac{(N_0+N)\psi_a}{h_0 E_a' F_a},$$

где

$$\frac{M_c}{W_c}=\sigma_{бн};\qquad E_б\nu=\frac{E_a'}{n_t'};\quad n_t'=\frac{\alpha_1}{\mu_1};$$

$$h_0=r+y_a=r+r\frac{\sin\beta}{\pi-\beta}=r\left(1+\frac{\sin\beta}{\pi-\beta}\right);$$

$$F_a=2rh\mu_1(\pi-\beta);$$

$$\frac{M_c}{W_a}=\frac{(N+N_0)\,r\left(C_0+\dfrac{\sin\beta}{\pi-\beta}\right)}{2\pi r^2 h\mu_1\dfrac{\sin\beta}{\beta}}=\frac{n_б\left(C_0\dfrac{\beta}{\sin\beta}+\dfrac{\beta}{\pi-\beta}\right)}{\pi\mu_1},$$

где

$$C_0=\frac{M}{(N+N_0)\,r};\quad n_б=\frac{N+N_0}{2rh}.$$

В предельном состоянии, для которого определяется кривизна, можно принять $\psi_б=1$ и $\psi_a=1$, а $E_a'=0{,}6\,E_a$.

После подстановки значений отдельных членов в уравнение для $\frac{1}{\rho}$ замечаем, что

$$\frac{M_c}{W_a}-\frac{N+N_0}{F_a}=\frac{n_б\left(C_0\dfrac{\beta}{\sin\beta}+\dfrac{\beta}{\pi-\beta}\right)}{\pi\mu_1}-\frac{n_б}{\mu_1(\pi-\beta)}=$$

$$=\frac{n_б}{\pi\mu_1}\left(C_0\frac{\beta}{\sin\beta}+\frac{\beta}{\pi-\beta}-\frac{\pi}{\pi-\beta}\right)=\frac{n_б}{\pi\mu_1}\left(C_0\frac{\beta}{\sin\beta}-1\right)=\sigma_{ан}.$$

Тогда получаем окончательную формулу (27) для кривизны, принятую в инструкции.

Для определения кривизны труб с ненапрягаемой арматурой при наличии больших эксцентрицитетов ($\beta < 90°$) может быть также использована более простая формула, предложенная проф. В. И. Мурашевым[1]:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_a}{B_a}, \tag{97}$$

где

$$B_a = E'_{ac}\, W_a\, (h_0 - x);$$

$$h_0 - x = r\,(1 + \cos\beta).$$

Вставляя значение B_a в уравнение (97) и имея в виду, что $\frac{M_a}{W_a} = \sigma_{ан}$, получаем, принимая $\psi_a = 1$:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\sigma_{а\,н}}{0{,}6E_a r\,(1+\cos\beta)}. \tag{98}$$

Сравнение результатов определения кривизны по формуле (27) и по формуле (98) показывает, что значения кривизны по формуле (98) оказываются меньшими, чем по формуле (27), при $\beta < 80°$ на 20% и при $80° < \beta < 90°$ до 30%. Поскольку опытные значения кривизны внецентренно сжатых элементов больше теоретических значений, определенных даже по формуле (27), значения, получаемые по формуле (98), увеличены на 20% [см. формулу (28)].

Принимая эпюру кривизны за фиктивную нагрузку, прогиб трубы подсчитывается как момент от фиктивной нагрузки в консоли, заделанной у верхнего конца трубы.

Анализ результатов расчетов кривизны, определенных по формуле (28), показывает, что с достаточным приближением, идущим в запас прочности, можно принять эпюру кривизны прямоугольной, причем в качестве расчетной ординаты можно принять кривизну нижнего сечения трубы. В этом случае прогиб цилиндрической трубы f определится формулой

$$f = \frac{x^2}{2\rho}, \tag{99}$$

где x — расстояние от основания трубы до расчетного сечения (рис. 53).

Изгибающий момент от собственного веса на расстоянии z от верха трубы будет равен

$$M'_{доп} = \int_{H-z}^{H} P\,(f - f_x)\,dx, \tag{100}$$

где $f - f_x$ — приращение прогиба;

P — вес 1 *пог. м* трубы на участке z.

При $x = H - z$

$$f_x = \frac{(H-z)^2}{2\rho}.$$

Подставив значение f_x в формулу (100) и произведя интегрирование и преобразования, получим

$$M'_{доп} = \frac{Pz}{6\rho}\,(3Hz - 2z^2). \tag{101}$$

---

[1] В. И. Мурашев, Новый метод расчета железобетонных дымовых труб. «Строительная промышленность» № 6, 1951.

Входящее в формулу (101) произведение Pz — есть не что иное, как вес участка трубы с футеровкой над расчетным сечением, т. е. нормальная сила в расчетном сечении. Обозначив $Pz = N$, получим

$$M'_{\text{доп}} = \frac{Nz^2}{6\rho}\left(\frac{3H}{z} - 2\right), \tag{102}$$

где z — расстояние от верха трубы до расчетного сечения.

Увеличение изгибающего момента на величину $M'_{\text{доп}}$ вызовет возрастание прогиба трубы и соответствующее увеличение момента на величину $\Delta M'_{\text{доп}}$.

Для определения $\Delta M'_{\text{доп}}$ необходимо определить прогиб трубы от действия $M'_{\text{доп}}$, для чего в соответствии с принятой методикой найдем кривизну трубы $\left(\frac{1}{\rho_1}\right)$ от действия $M'_{\text{доп}}$:

$$\frac{1}{\rho_1} = \frac{M'_{\text{доп}}}{B_a}.$$

Умножим числитель и знаменатель на $\frac{1}{\rho}$, кривизну, вызванную $M_в + M'_{\text{доп}}$:

$$\frac{1}{\rho_1} = \frac{M'_{\text{доп}}}{\rho} \cdot \frac{\rho}{B_a}.$$

Имея в виду, что $B_a \frac{1}{\rho} = M_в + M'_{\text{доп}}$, получим

$$\frac{1}{\rho_1} = \frac{M'_{\text{доп}}}{(M_в + M'_{\text{доп}})\rho}.$$

Для упрощения примем по аналогии с выводом формулы для $M'_{\text{доп}}$, что величина кривизны $\frac{1}{\rho_1}$ постоянна по высоте трубы и определяется кривизной нижнего сечения.

Для нижнего сечения трубы можно написать:

$$M'_{\text{доп}} = kM_в,$$

тогда

$$\frac{1}{\rho_1} = \frac{kM_в}{(M_в + kM_в)\rho} = \frac{k}{\rho(1+k)}. \tag{103}$$

По аналогии с выводом формулы для $M'_{\text{доп}}$

$$f_1 = \frac{x^2}{2\rho_1} = \frac{(H-z)^2}{2\rho_1};$$

$$\Delta M'_{\text{доп}} = \frac{Nz^2}{6\rho_1}\left(\frac{3H}{z} - 2\right). \tag{104}$$

Подставив значение $\frac{1}{\rho_1}$ [формула (103)] в выражение для $\Delta M'_{доп}$ [формула (104)], получим

$$\Delta M'_{доп} = \frac{Nz^2 k}{6\rho (1+k)} \left(\frac{3H}{z} - 2\right) = M'_{доп} \frac{k}{1+k}.$$

Окончательно будем иметь

$$M_{доп} = M'_{доп} + \Delta M'_{доп} = M'_{доп} \left(1 + \frac{k}{1+k}\right)$$

или

$$M_{доп} = \frac{Nz^2}{6\rho} \left(\frac{3H}{z} - 2\right) \left(\frac{1+2k}{1+k}\right), \qquad (105)$$

где

$$k = \frac{M'_{доп}}{M_в}.$$

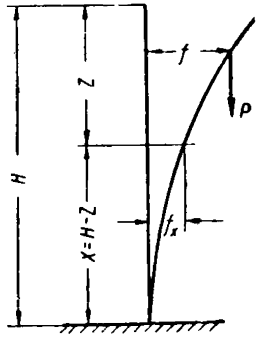


Рис. 53. Расчетная схема прогиба трубы от действия ветровой нагрузки

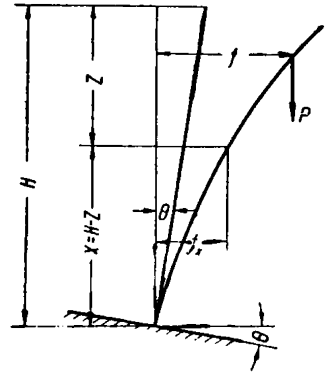


Рис. 54. Расчетная схема прогиба трубы от действия ветровой нагрузки с учетом крена фундамента

Как показывает анализ расчета ряда труб, отношение дополнительного момента $M'_{доп}$ к ветровому моменту $M_в$ в нижнем расчетном сечении трубы может быть принято равным 0,3.

Принимая $k = 0{,}3$, получим значение величины отношения $\frac{1+2k}{1+k} \approx 1{,}2$.

Подставляя это значение в формулу (105), получим окончательную формулу для дополнительного момента, вызванного прогибом трубы:

$$M_{доп} = \frac{Nz^2}{5\rho} \left(\frac{3H}{z} - 2\right). \qquad (106)$$

Дополнительные моменты в трубе могут возникнуть не только вследствие прогиба трубы от действия ветровой нагрузки, но также и от крена фундамента (рис. 54). Согласно новому СНиПу крен фундамента определяется величиной $\operatorname{tg}\theta$, которая не должна превышать значения 0,004.

При учете крена фундамента суммарный прогиб трубы будет равен

$$f = \frac{x^2}{2\rho} + x \operatorname{tg} \theta. \qquad (107)$$

Изгибающий момент от собственного веса на расстоянии z от верха трубы равен

$$M'_{\text{доп}} = \int_{H-z}^{H} P\,(f - f_x)\,dx, \qquad (108)$$

где

$$f_x = \frac{(H-z)^2}{2\rho} + (H-z) \operatorname{tg} \theta.$$

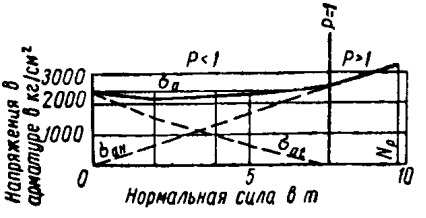


Рис. 55. Развитие напряжений в арматуре при совместном действии температурного момента и нормальной растягивающей силы

Подставив значение f_x в формулу (108), произведя интегрирование и приняв $Pz = N$, получаем

$$M'_{\text{доп}} = \frac{Nz^2}{6\rho}\left(\frac{3H}{z} - 2 + \frac{3\rho \operatorname{tg} \theta}{z}\right). \qquad (109)$$

С учетом дополнительного прогиба трубы, вызванного действием $M'_{\text{доп}}$, получим выражение для определения значения суммарного дополнительного момента $M_{\text{доп}}$, принятое в инструкции [формула (26)].

К п. 94. Напряженное состояние выделенной полосы с наветренной стороны сечения труб с ненапрягаемой арматурой и предварительно напряженных труб при $C_0 > \frac{r_я}{r}$ в зависимости от величин $\sigma^{н}_{ан}$ и σ_{at} может быть либо однозначное (одно растяжение), либо двузначное: сжатая зона с внутренней стороны стенки, растянутая зона — с наружной. На рис. 55 представлен характерный график значений напряжений в арматуре σ_a в зависимости от растягивающей силы N по данным испытаний балок с ненапрягаемой арматурой на совместное действие температурного перепада и продольной растягивающей силы[1].

Как видно из рис. 55, увеличение нормальной силы приводит к уменьшению напряжений, вызванных температурным перепадом σ_{at}, причем сумма значений напряжений в арматуре от температурного воздействия и нормальной силы не очень значительно (не более чем на 20—25%) отличается от значения напряжения от действия температурного перепада до приложения нормальной силы. В этой стадии работы балки имеет место двузначная эпюра напряжений, и суммарное напряжение в арматуре σ_a равно

$$\sigma_a = \sigma^{н}_{ан} + \sigma_{at} = \frac{E_a}{\psi_{at}} \cdot \frac{h_0}{\rho_t}(1 - \xi).$$

[1] А. Ф. Милованов, В. С. Зырянов, Работа жароупорных железобетонных элементов на растяжение и сжатие при неравномерном нагреве. «Бетон и железобетон» № 7, 1960.

При достижении напряжением σ_{at} нуля сечение становится однозначно растянутым. Этому моменту перехода двузначной эпюры напряжений к однозначной будет соответствовать уменьшение высоты сжатой зоны до нуля.

Из рассмотрения равенства нулю суммы проекций всех сил в сечении с трещиной на нормаль к сечению получено выражение для определения относительной высоты сжатой зоны ξ [формула (37)].

Как видно из формулы (37), сечение становится однозначно растянутым, т. е. относительная высота сжатой зоны становится равной нулю при $q = 0$ или, что то же самое, при $P = 1$, поэтому значение величины P может служить критерием расчетного состояния сечения.

При $P \geqslant 1$ сечение однозначно растянуто (правая часть графика, рис. 55). В этом случае напряжение в арматуре от действия температурного перепада σ_{at} равно нулю, и напряжение в арматуре, принимаемое в дальнейшем для расчета раскрытия трещин, равно $\sigma_a = 1{,}5\sigma^{н}_{ан}$.

При $P<1$ имеет место двузначная эпюра напряжений (левая часть графика, рис. 55). В этом случае суммарное напряжение в арматуре $\sigma_a = \sigma_{at} + \sigma_0$, где σ_{at} определяется по формуле (36).

Напряжение σ_a должно удовлетворять условию (6).

Значение коэффициента ψ_{at}, входящего в формулу (34), зависит от напряжения в арматуре, неизвестного при определении значения P. Поэтому в качестве первого приближения предполагаем, что это напряжение равно $1{,}5\sigma^{н}_{ан}$, и значение ψ_{at} определяем для этого напряжения. Такое предположение дает минимальное значение произведения $1{,}5\ \sigma^{н}_{ан}\ \psi_{at}$. Если в результате первого приближения окажется, что $P > 1$, значит сечение действительно однозначно растянуто и $\sigma_a = 1{,}5\sigma^{н}_{ан}$. Если же в результате расчета окажется, что $P<1$, значит наше предположение не соответствует действительности и тогда после определения напряжения σ_{at} по формуле (36), при определении которого принималось вычисленное выше значение P, необходимо найти новое значение величины ψ_{at} и повторно определить значения P, q, ξ, σ_{at}.

В формулу (35) для определения температурной кривизны входит коэффициент суммарной линейной деформации бетона, значение которого требует пояснения. Дело в том, что при нагревании бетона наблюдаются два вида температурных деформаций: температурное расширение — обратимая деформация и усадка — необратимая деформация. При первом нагревании они дают суммарную деформацию, которая меньше чисто температурного расширения на величину усадки.

Следовательно, суммарная температурная деформация бетона на единице длины при первом нагревании до температуры t_i равна

$$\Delta_{pi} = \Delta_{ti} - \Delta_{yi} = (\alpha_{бti} - \alpha_{бyi})\, t_i = \alpha_{б\ pi}\, t_i,$$

где $\alpha_{бti}$ и $\alpha_{бyi}$ — средние коэффициенты соответственно расширения и усадки бетона при нагревании до температуры t_i.

Исследования работы конструкций при остывании и повторном нагревании, проведенные в лаборатории жароупорных конструкций НИИЖБ в 1951—1954 гг., показали, что деформации арматуры при повторном нагревании конструкции незначительно отличаются от деформаций при первичном нагревании до той же температуры и могут быть приняты с достаточной для практики точностью равными друг другу[1].

Из равенства этих деформаций следует, что расчет для первого нагревания удовлетворяет вместе с тем и условиям повторного нагревания. Поэтому можно ограничиться расчетом на первичное нагревание, приняв для расчета коэффициент суммарной линейной деформации:

$$\alpha_{б\ р} = \alpha_{бt} - \alpha_{бy},$$

значения которого приведены в табл. 19.

---

[1] Б. А. Альтшулер, Работа железобетонной круглой плиты при остывании и повторном нагреве. Труды НИИЖБ, вып. 6, 1959.

К п. 95. Напряженное состояние выделенной полосы с наветренной стороны сечения предварительно напряженных труб при $C_0 < \frac{r_я}{r}$ в зависимости от величин $\sigma^н_{ан}$ и σ_{at} может быть либо однозначное (одно сжатие), либо двузначное: сжатая зона с внутренней стороны стенки, растянутая зона — с наружной. С точки зрения получения наибольших возможных растягивающих напряжений в арматуре представляет интерес только случай двузначной эпюры.

Напряжение в арматуре, возникающее от действия температурного перепада, в этом случае может быть определено по приближенной формуле (41).

Для определения высоты сжатой зоны рассмотрим условие равенства нулю суммы проекций всех сил на нормаль к сечению:

$$f_a \sigma_{at} - bx \sigma_б + N_c = 0, \tag{110}$$

где

$$N_c = \sigma^н_{б1} (bh + nf_a);$$

$\sigma^н_{б1}$ — напряжение в бетоне с наветренной стороны сечения, определяемое по формуле (44).

Из рассмотрения средних деформаций крайних волокон сжатой и растянутой зон, принимая линейное распределение деформаций по высоте сечения, можно написать

$$\sigma_б = \frac{\sigma_{at}}{n'_t} \cdot \frac{x_1}{h_0 - x_1}. \tag{111}$$

После подстановки значения $\sigma_б$ в уравнение (110) и преобразований получаем

$$\frac{\xi_1^2}{1-\xi_1} = \mu n'_t + n'_t \frac{N_c}{\sigma_{at} bh_0} = \mu n'_t \left(1 + \frac{N_c}{\mu \sigma_{at} bh_0}\right), \tag{112}$$

где $\xi_1 = \frac{x_1}{h_0}$.

После подстановки значения N_c в уравнение (112) и имея в виду, что $\alpha = \mu n'_t$, получаем окончательное выражение, из которого может быть получено ξ_1:

$$\frac{\xi_1^2}{1 - \xi_1} = \alpha q_1, \tag{113}$$

где

$$q_1 = 1 + \frac{\sigma^н_{б1} \left(\frac{h}{h_0} + \mu n\right)}{\mu \sigma_{at}}.$$

Решая уравнение (113) относительно ξ_1, получаем окончательную формулу (42).

К п. 98. Раскрытие горизонтальных трещин от внешней нагрузки проверяется в том случае, если стенка трубы с наветренной стороны однозначно растянута. Поэтому в инструкции приведены формулы для ψ_a, полученные путем преобразований формул для центрального растяжения, принятых в новом СНиПе.

Так, для центрально растянутых элементов, выполняемых без предварительного напряжения, при кратковременном действии нагрузки рекомендуется формула

$$\psi_a = 1 - 0{,}7\frac{N_{бт}}{N}.$$

Подставляя в эту формулу значения $N_{бт} = 0{,}8FR^н_р$ и $N = 1{,}5\sigma^н_{ан}F_a = 1{,}5\,\sigma^н_{а\,н}\mu F$, получаем формулу (48).

Для центрально растянутых предварительно напряженных элементов 3-й категории трещиностойкости при кратковременном действии нагрузки в новом СНиПе рекомендуется формула

$$\psi_a = 1 - 0{,}7\frac{N_т - N_0}{N - N_0},$$

где

$$N_т = R^н_р F + (300+\sigma_0)F_н = R^н_р F + (300+\sigma_0)\mu F;$$

$$N_0 = \sigma_0 F_н = \sigma_0 \mu F;$$

$$N - N_0 = 1{,}5\,\mu F\,\sigma^н_{ан}.$$

Подставляя в формулу для ψ_a значения $N_т$, N_0 и N, получаем формулу (49), приведенную в инструкции.

К п. 102. Для определения значений коэффициента ψ_{at} принята формула (114):

$$\psi_{at} = 1 - \theta_a\frac{M_{бт}}{M_t}, \qquad (114)$$

где θ_a — коэффициент, принимаемый: при арматуре периодического профиля равным 0,8, а при гладкой арматуре равным 0,7;

$M_{бт}$ — момент, воспринимаемый бетонным сечением, относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения, непосредственно перед появлением трещин;

$$M_t = \frac{1}{\rho_t}B_a.$$

Непосредственное определение значений коэффициента ψ_{at} по формуле представляет известную трудность, поскольку входящий в эту формулу момент M_t сам зависит от ψ_{at}.

Кроме того, не известен изгибающий момент сразу после появления трещин, необходимый для определения начальных значений коэффициента ψ_{at}:

$$M_t = \frac{1}{\rho_t}B_a = \sigma_{ат}\ W_a.$$

В статически определимых конструкциях величина $\sigma_{ат}$ определяется из условия равенства моментов внутренних сил до и после появления трещин, т. е. из условия

$$W_т R^н_р = W_a \sigma_{ат}, \qquad (115)$$

откуда

$$\sigma_{ат} = \frac{W_т R^н_р}{W_a}.$$

В статически неопределимых конструкциях в случаях, когда возникающие усилия зависят от жесткости, этим условием воспользоваться нельзя, так как вследствие образования трещин жесткости до и после появления трещин не будут равны между собой, следовательно, не будет иметь место и равенство моментов.

Для определения величины напряжения непосредственно после появления трещин рассматриваем условие равновесия до и после появления трещин.

Для состояния до появления трещин это условие может быть записано равенством

$$\frac{1}{\rho_t} B_т = W_т R^н_р, \tag{116}$$

а непосредственно после появления трещин — равенством

$$\frac{1}{\rho_t} B_а = W_а \sigma_{ат}.$$

Поскольку величина температурного момента прямо пропорциональна величине жесткости элемента, их отношение, представляющее собой кривизну элемента, остается величиной постоянной, и изменение ее может произойти только с изменением температуры. Поэтому, если пренебречь ввиду малости изменением температуры при переходе от состояния до появления трещин к состоянию непосредственно после появления трещин, получим

$$\frac{W_т}{B_т} R^н_р = \frac{W_а}{B_а} \sigma_{ат},$$

откуда

$$\sigma_{ат} = \frac{W_т}{W_а} R^н_р \frac{B_а}{B_т}. \tag{117}$$

Таким образом, получаем аналитическое выражение для определения величины $\sigma_{а\,т}$.

На рис. 36 и 37 приведены графики значений ψ_{at} для изгибаемых элементов прямоугольного сечения, вычисленные по формуле (114) при $\theta_а$, равных 0,8 и 0,7 для $n'_р R^н_р = 250$ *кг/см*^{2}.

Начальные значения коэффициента ψ_{at}, отвечающие моменту появления трещин, определены для значений $\sigma_{ат}$, вычисленных по формуле (117).

Как видно из графиков рис. 36 и 37, значения коэффициента ψ_{at} определяются постоянной характеристикой μn и параметром σ_{act} $(1—0{,}5\,\xi)$, зависящим от жесткости.

Для случая, когда напряжение $\sigma_а$ известно, на графиках нанесены линии, соответствующие величинам $\sigma_а$ $(1—0{,}5\xi)$, исходя из того, что

$$\psi_{at} = \frac{\sigma_{act}}{\sigma_{at}}.$$

Уточнение значений ψ_{at} и $\sigma_{а\,т}$ дает возможность уточнить выражение для определения ширины раскрытия трещин, которое определяется по формуле (45):

$$a_т = \frac{\sigma_{act}}{E_а} l_т,$$

где

$$l_т = k_t nur;$$

$$k_t = \frac{W_т}{n W_а} \cdot \frac{B_а}{B_т} - 2. \tag{118}$$

Значения коэффициента k_t приведены на рис. 39.

К пп. 118 и 119. В целях снижения трудоемкости расчетов по определению размеров круглой и кольцевой подошв фундаментов, получаемых обычно методом подбора, инж. Егоровым С. М. (Теплопроект) предложены формулы (63) и (65), а инж. Сидоровым В. В. — формула (64).

К приложению 6.

Приложение 6 разработано кафедрой сопротивления материалов и строительной механики Всесоюзного заочного политехнического института (инж. М. К. Синани) на основании работ А. Ф. Смирнова «Устойчивость и колебания сооружений» (Трансдориздат, 1958) и М. К. Синани «Применение теории матриц к расчетам стержней на продольно-поперечный изгиб».

В приложении даны обобщенные обозначения матриц преобразования, применяемые в указанных работах. В развернутом виде:

$$K = L_m B_P;$$

$$L = L_m^* B_W; \ldots$$

$$U = H\Omega.$$

В тексте приложения даны необходимые правила сложения и умножения матриц. Более подробные сведения по теории матриц изложены в вышеуказанных работах.

Покажем на примерах, как получены величины в табл. 26:

а) вторая строчка произведения Kq

$$4{,}85 \cdot 0{,}74 + 5{,}7 \cdot 0{,}95 - 1{,}95 \cdot 1{,}05 + 0{,}4 \cdot 1{,}1 = 7{,}41;$$

б) вторая строчка произведения UV

$$9 \cdot 0{,}127 = 1{,}14; \quad 19 \cdot 0{,}204 = 3{,}88; \quad -5 \cdot 0{,}38 = -1{,}9; \quad 1 \cdot 1 = 1;$$

в) первая цифра нижней половины табл. 27

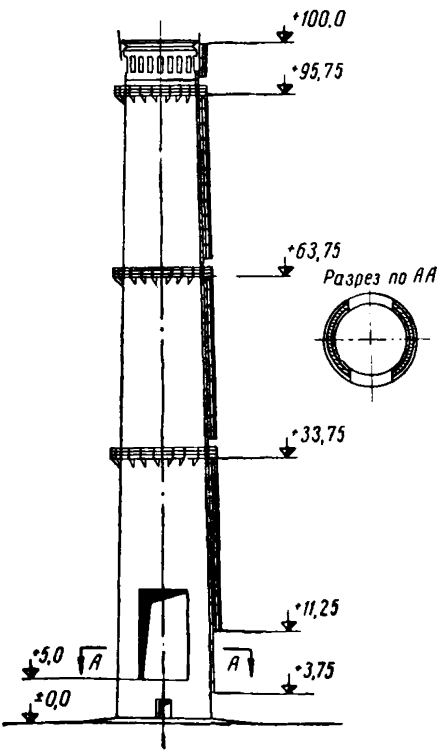
$$[\times \cdot 0 + 236 \cdot 2840 + 278 \cdot 12\,220 + 17{,}8 \cdot 28\,900]\, 10^{-8} = 0{,}458.$$

Изложенный метод дает точные и, как правило, для труб с прямолинейной образующей более низкие значения дополнительных изгибающих моментов по сравнению с формулой (26), что имеет существенное значение для высоких труб. Метод особенно удобен при использовании цифровых вычислительных машин.

ФОРМА ПАСПОРТА ТРУБЫ

1-я страница паспорта

<table>
<tr><td rowspan="2">Проектная организация</td><td rowspan="3">Паспорт типового проекта ствола дымовой железобетонной трубы.
$H = \ldots$; $d_0 = \ldots$
(для ... географического района)</td><td>№ типового проекта</td></tr>
<tr><td>Инвент. № ЦИТП</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Проект согласован</td><td>Шифр по архиву</td></tr>
<tr><td colspan="2">Проектное задание утверждено</td></tr>
<tr><td>Область применения</td><td colspan="2">Проект введен в действие</td></tr>
</table>



Общий вид ствола дымовой трубы

Описание сооружения

Основные строительные показатели

Показатель армирования ствола в $кг/м^3$

Характеристика строительных конструкций		Инженерное оборудование сооружения	
Расход основных строительных материалов		**Сметная стоимость в тыс. руб.**	
Ствола			
Фундамента			

Дополнительные данные:

Состав проекта: проект № . . . . . скомплектован из . . . . . альбомов
1. Ствол, пр. № . . . 2. Фундамент, пр. № . . . 3. Фундамент, пр. № . . .
4. Смета № . . . . . 5. Смета № . . . . . 6. Смета № . . . .

Гл. инж. института			Гл. инж. проекта		

Проект распространяет: Институт . . . . . .

ПРИЛОЖЕНИЕ 9

РАСЧЕТНЫЕ ПЛОЩАДИ ПОПЕРЕЧНЫХ СЕЧЕНИЙ И ТЕОРЕТИЧЕСКИЙ ВЕС АРМАТУРЫ

Стержни круглые (гладкие) и горячекатаные периодического профиля

Таблица 30

Диаметр арматуры в *мм*	Расчетные площади поперечного сечения в *см²* при числе стержней									Теоретический вес в *кг/пог. м*	Арматура горячекатаная периодического профиля из стали класса			Холоднотянутая проволока
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A-II	A-III	A-IV	
2,5	0,049	0,098	0,147	0,196	0,245	0,294	0,343	0,392	0,441	0,039	—	—	—	×
3	0,071	0,141	0,212	0,283	0,353	0,424	0,495	0,565	0,636	0,055	—	—	—	×
4	0,126	0,251	0,377	0,502	0,628	0,754	0,879	1,005	1,13	0,099	—	—	—	×
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,38	1,57	1,77	0,154	—	—	—	×
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,7	1,98	2,26	2,55	0,222	—	×	—	×
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	0,302	—	×	—	×
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,52	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395	—	×	—	×
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	0,499	—	×	—	—
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	0,617	×	×	×	—
11	0,95	1,9	2,85	3,8	4,75	5,7	6,65	7,6	8,55	0,75	—	—	—	—
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,78	7,91	9,04	10,17	0,888	×	×	×	—
13	1,327	2,65	3,98	5,31	6,64	7,96	9,29	10,62	11,95	1,04	—	—	—	—
14	1,539	3,08	4,61	6,15	7,69	9,23	10,77	12,3	13,87	1,208	×	×	×	—
15	1,767	3,53	5,3	7,07	8,84	10,5	12,37	14,14	15,12	1,39	—	—	—	—
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09	1,578	×	×	×	—

Продолжение табл. 30

Диаметр арматуры в *мм*	Расчетные площади поперечного сечения в *см*² при числе стержней									Теоретический вес в *кг/пог. м*	Арматура горячекатаная периодического профиля из стали класса			Холодно тянутая проволока
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A-II	A-III	A-IV	
17	2,27	4,54	6,81	9,08	11,35	13,05	15,89	18,16	20,43	1,78	—	—	—	—
18	2,545	5,09	7,63	10,17	12,72	15,26	17,8	20,36	22,9	1,998	×	×	×	—
19	2,835	5,67	8,51	11,34	14,18	17,01	19,85	22,68	25,52	2,23	—	—	—	—
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,7	18,84	22	25,13	28,27	2,466	×	×	×	—
21	3,464	6,93	10,39	13,85	17,32	20,78	24,25	27,71	31,17	2,72	—	—	—	—
22	3,801	7,6	11,4	15,2	19	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984	×	×	×	—
23	4,155	8,31	12,46	16,62	20,77	24,98	29,08	33,24	37,39	3,26	—	—	—	—
24	4,524	9,04	13,56	18,08	22,62	27,14	31,67	36,19	40,71	3,551	—	—	—	—
25	4,909	9,82	14,73	19,64	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,85	×	×	×	—
26	5,309	10,62	15,93	21,24	26,55	31,86	37,17	42,47	47,78	4,17	—	—	—	—
27	5,726	11,44	17,16	22,91	28,65	34,35	40,08	45,8	51,53	4,495	—	—	—	—
28	6,153	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1	49,26	55,42	4,83	×	×	×	—
30	7,069	14,13	21,21	28,27	35,34	42,41	49,48	56,55	63,62	5,549	—	—	—	—
32	8,043	16,09	24,18	32,17	40,21	48,26	56,3	64,34	72,38	6,31	×	×	×	—
34	9,079	18,16	27,24	36,32	45,4	54,48	63,55	72,63	81,71	7,13	—	—	—	—
35	9,62	19,24	28,86	38,48	48,1	57,42	67,34	76,96	86,58	7,5	—	—	—	—
36	10,179	20,36	30,54	40,72	50,89	61,07	71,25	81,43	91,61	7,99	×	×	—	—

Примечания. 1. Знаком × отмечена выпускаемая горячекатаная арматура периодического профиля из стали классов A-II, A-III и A-IV и холоднотянутая проволока.

2. Диаметр арматуры периодического профиля указан номинальный — без учета выступов и ребер.

СОДЕРЖАНИЕ

	Стр.
Предисловие	3
Принятые условные обозначения	4
I. Область применения	7
II. Указания по проектированию железобетонных дымовых труб	8
Требования к проекту трубы	—
Общие указания	9
Ствол трубы	12
Фундамент под трубу	21
Футеровка и теплоизоляция	23
Гарнитура трубы	25
III. Расчет ствола трубы	31
Расчет температур	—
Определение ветровой нагрузки	32
Статический расчет ствола	35
Общие указания	—
Дополнительные указания по расчету предварительно напряженных труб	37
Расчет горизонтальных сечений	42
Расчет вертикальных сечений	52
Расчет трубы на резонанс	54
IV. Расчет фундамента под трубу	57
Расчет основания	—
Расчет фундамента	59
Приложения	
1. Расчетные характеристики бетона и арматуры	64
2. Графики для определения напряжений в арматуре и бетоне и для расчета раскрытия трещин (рис. 32—39)	68
3. Графики для определения напряжений в арматуре $\sigma_{ан}$ и бетоне $\sigma_б$ в кольцевых внецентренно сжатых сечениях, ослабленных одним и двумя проемами в сжатой зоне (рис. 40—45)	72
4. Карта районирования СССР по ветровой нагрузке (рис. 46)	75
5. Примеры расчета	75
6. Статический расчет дымовых труб на продольно-поперечный изгиб с применением теории матриц	103
7. Пояснительная записка к тексту инструкции	110
Общие пояснения	—
Дополнительные пояснения по некоторым пунктам инструкции	111
8. Форма паспорта трубы	127
9. Расчетные площади поперечных сечений и теоретический вес арматуры	129
	131

АСиА НИИЖБ

„Инструкция по проектированию железобетонных дымовых труб"

* * *

Госстройиздат
Москва,
Третьяковский проезд, д. 1

* * *

Редактор издательства *Г. Д. Климова*
Технический редактор *Г. Д. Наумова*

Сдано в набор 6.IV-1962 г. Подписано к печати 30.VI-1962 г. Бумага $60\times90^{1}/_{16}$=4,31 бум. л.—8,25+1 вкл.—0,375 печ. л. (8,3 уч.-изд. л.). Тираж 10 000 экз. Изд. № XII-6834. Зак. № 1017. Цена 42 коп.

Типография № 1 Государственного издательства литературы по строительству, архитектуре и строительным материалам, г. Владимир

ОПЕЧАТКИ

Страница	Строка	Напечатано	Следует читать
57 и 58	6-я и 16-я строки снизу	$т/м$;	$тм$;
82	14-я сверху	=21	= 2,1
95	6-я сверху	18	1,8
96	19-я сверху	5,71/сек.	5, 7 1/сек.
99	1-я сверху	= ,0003	= 0,003
103	Рис. 51, *б*)	146,4	148,4
106	Табл. 25, головка, 4-я графа слева	B в $т/м^2$	B в $тм^2$
112	6-я сверху	$q_н$	$q^н$
115	22-я сверху	по формуле (2)	по формуле (21)
117	1-я снизу	—1) =	—1 = $\sigma_{ан}$
123	8-я снизу	$\sigma^н_{б1}$	$\sigma^н_{б1}$

ПОПРАВКА

На стр. 105, в таблице, 2-я вертикальная линия слева должна находиться после второго столбца и отделять коэффициенты, относящиеся к матрицам, расположенным в левой половине таблицы.

Зак. 1017

gost.e-ecolog.ru