ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА СССР
(ГОССТРОЙ СССР)

# СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ И ПРАВИЛА

## Часть II, раздел И

## Глава 9

# ЛИНИИ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧИ НАПРЯЖЕНИЕМ ВЫШЕ 1 *кв*

## НОРМЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

## СНиП II-И.9-62

Заменен СНиП II-23-81 пост. N144 от 14.08.81 с 01.01.82 – см: БСТ N11, 1981 г. с.9

Москва — 1963

gost.e-ecolog.ru

ДЕПОЗИТАРИЙ

*Издание официальное*

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА СССР
(ГОССТРОЙ СССР)

# СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ И ПРАВИЛА

Часть II, раздел И

Глава 9

# ЛИНИИ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧИ НАПРЯЖЕНИЕМ ВЫШЕ 1 *кв*

## НОРМЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

## СНиП II-И.9-62

*Утверждены*
*Государственным комитетом по делам строительства СССР*
*4 июня 1963 г.*

ГОСУДАРСТВЕННОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО ЛИТЕРАТУРЫ
ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ, АРХИТЕКТУРЕ
И СТРОИТЕЛЬНЫМ МАТЕРИАЛАМ
Москва—1963

УДК 621. 315 (083.74)

Глава СНиП II-И.9-62 разработана ВГПИ и НИИ Энергосетьпроект и ВГПИ Гипросельэлектро Государственного производственного комитета по энергетике и электрификации СССР, лабораторией металлических конструкций ЦНИИСК и лабораторией механики грунтов НИИОСП АСиА СССР, ГПИ Тяжпромэлектропроект Государственного производственного комитета по специальным и монтажным работам СССР.

Редакторы: инженеры *В. М. ВОЛУЙСКИЙ* (Госстрой СССР) и *Е. М. БУХАРИН* (Энергосетьпроект Государственного производственного комитета по энергетике и электрификации СССР)

| Государственный комитет по делам строительства СССР (Госстрой СССР) | Строительные нормы и правила | СНиП II-И.9-62 |
|---|---|---|
| | Линии электропередачи напряжением выше 1 *кв* Нормы проектирования | — |

## 1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

**1.1.** Настоящие нормы распространяются на проектирование стальных, бетонных, железобетонных и деревянных строительных конструкций опор и фундаментов, а также естественных оснований фундаментов опор воздушных линий электропередачи (ВЛ) напряжением выше 1 *кв*.

Проектирование строительных конструкций, сооружаемых в районах сейсмических и Крайнего Севера, в зонах распространения вечномерзлых и просадочных грунтов и на подрабатываемых территориях, на геологически неустойчивых площадках, подверженных оползням и карстам, должно вестись по соответствующим главам СНиП или другим нормативным документам.

Примечания: 1. Общие вопросы проектирования линий электропередачи (трассирование, габариты, условия пересечения других сооружений и др.), а также проектирование и расчет электрической части ВЛ, проводов, изоляции и грозозащиты регламентируются «Правилами устройства электроустановок» (ПУЭ).

2. Настоящие нормы не распространяются на проектирование контактных сетей электрифицированного транспорта.

**1.2.** Стальные, бетонные, железобетонные и деревянные конструкции опор, фундаментов ВЛ и их основания должны проектироваться в соответствии с указаниями глав СНиП II-А.10-62; II-А.11-62; II-В.3-62; II-В.1-62; II-Б.1-62; II-Б.5-62 и с учетом положений настоящей главы, отражающих специфические особенности проектирования конструкций опор, фундаментов и оснований ВЛ.

**1.3.** Строительные конструкции ВЛ должны проектироваться с учетом:

а) условий эксплуатации конструкций ВЛ;

б) экономии материалов, индустриализации и наименьшей трудоемкости изготовления, максимального использования грузоподъемности транспортных средств, а также наименьшей трудоемкости монтажа конструкций в условиях трассы ВЛ;

в) унификации сборных конструкций заводского изготовления путем применения стандартных и типовых схем опор, элементов и деталей;

г) защиты конструкций против коррозии бетона и металла, против загнивания, от поражения дереворазрушающими насекомыми и от возгорания.

**1.4.** Прочность и устойчивость конструкций, а также требования по образованию и раскрытию трещин должны быть обеспечены как в процессе эксплуатации, так и при транспортировании и монтаже.

**1.5.** На чертежах конструкций должны указываться характеристики материалов (марка бетона, стали, порода древесины и т. п.), конструктивные и другие требования в соответствии с указаниями глав СНиП II-В.1-62; II-В.3-62 и II-В.4-62. На чертежах фундаментов должны также указываться степень уплотнения грунтов засыпки и диаметр лидера (для свайных фундаментов), с учетом которых запроектированы фундаменты.

**1.6.** Проекты массовых опор и фундаментов подлежат проверке испытанием опытных образцов.

**1.7.** Воздушной линией электропередачи (ВЛ) называется устройство для передачи электрической энергии по проводам, расположенным на открытом воздухе и прикрепленным при помощи изоляторов и арматуры к опорам или к кронштейнам и стойкам на ин-


| Внесены Государственным производственным комитетом по энергетике и электрификации СССР | Утверждены Государственным комитетом по делам строительства СССР 4 июня 1963 г. | Срок введения 1 октября 1963 г. |
|---|---|---|

женерных сооружениях (мостах, путепроводах и т. п.).

**1.8.** Опоры ВЛ по характеру их работы разделяются на два основных типа: анкерные опоры, полностью воспринимающие тяжения от проводов и тросов в смежных с опорой пролетах, и промежуточные, которые не воспринимают тяжение проводов и тросов или воспринимают его частично.

Анкерные и промежуточные опоры могут быть прямыми и угловыми.

Провода на промежуточных опорах могут крепиться в глухих зажимах, в зажимах, ограничивающих при одностороннем обрыве проводов величину воспринимаемого опорой тяжения (выпускающие зажимы и зажимы с ограниченной прочностью заделки), и при помощи проволочной вязки на штыревых изоляторах.

В зависимости от количества подвешиваемых на них линий (цепей), опоры ВЛ разделяются на одноцепные, двухцепные и т. д.

Провода (фазы) на опорах могут иметь горизонтальное, вертикальное или смешанное расположение, а фазы в свою очередь могут состоять из одного или нескольких проводов (расщепленная фаза).

Массовые опоры и фундаменты обычной конструкции, применяемые на ВЛ, называются нормальными. Опоры и фундаменты особой конструкции, применяемые в единичных случаях и на специальных переходах, называются специальными.

**1.9.** Для подсчета нагрузок от проводов и тросов на опоры вводятся понятия габаритного, весового и ветрового пролетов.

Габаритным называется пролет $l_г$, длина которого определяется нормированным вертикальным габаритом от проводов до земли при установке опор на идеально ровной местности.

Весовым пролетом $l_{вес}$ называется длина участка ВЛ, вес проводов или тросов на котором численно равен вертикальным нагрузкам, воспринимаемым опорой от проводов или тросов.

Весовой пролет положителен, если нагрузки направлены вниз, и отрицателен, если они направлены вверх.

Ветровым пролетом $l_{ветр}$ называется длина участка ВЛ, давление ветра на провода или тросы с которого воспринимается опорой.

Величины $l_{вес}$ и $l_{ветр}$ с достаточной для практических целей точностью могут определяться по формулам:

$$l_{вес} = \left(\frac{l}{2} + \frac{Th}{P_в l}\right)_1 + \left(\frac{l}{2} + \frac{Th}{P_в l}\right)_2, м; \quad (1)$$

$$l_{ветр} = \frac{l_1 + l_2}{2}, м, \quad (2)$$

где $l$ — длина пролета, примыкающего к опоре, в *м*;

$T$ — тяжение по проводу (тросу) в пролете, примыкающем к опоре, в *кг*;

$h$ — разность между отметками подвеса провода (троса) на рассматриваемой и смежной опорах, имеющая положительное значение, если отметка подвеса провода или троса на рассматриваемой опоре больше, чем на смежной, и отрицательное значение — в противоположном случае, в *м*;

$P_в$ — погонная вертикальная нагрузка на провод или трос с учетом их собственного веса в *кг/м*.

Величины с индексом «1» относятся к пролету, расположенному по одну сторону, а с индексом «2» — по другую сторону рассматриваемой опоры.

**1.10.** Прогибы верхушек металлических и железобетонных анкерных опор вдоль ВЛ без учета поворота фундаментов на линиях напряжением 35 *кв* и выше, а также специальных опор высотой 60 *м* и более, независимо от типа опор и напряжения линии, при воздействии нормативных нагрузок не должны превышать величин, указанных в табл. 1.

Таблица 1

**Допускаемые прогибы верхушек металлических и железобетонных опор вдоль ВЛ**

| Типы опор | Допускаемые прогибы |
|---|---|
| Концевые и угловые опоры анкерного типа высотой до 60 *м* . . . . . | $\frac{1}{120}H$ |
| Прямые опоры анкерного типа высотой до 60 *м* . . . . . | $\frac{1}{100}H$ |
| Переходные опоры всех типов высотой 60 *м* и более . . . . . | $\frac{1}{140}H$ |
| где $H$ — высота опоры. | |

Вертикальные прогибы траверс опор в нормальных режимах работы под воздействием

нормативных нагрузок должны быть не более величин, указанных в табл. 2*.

Таблица 2

**Допускаемые вертикальные прогибы траверс металлических и железобетонных опор**

| Типы опор | Допускаемые вертикальные прогибы траверс опор в нормальных режимах работы | |
|---|---|---|
| | на консоли | в пролете |
| Все типы опор, кроме прямых промежуточных опор нормального типа . . . . . | $\frac{1}{70}a$ | $\frac{1}{200}l$ |
| Прямые промежуточные опоры нормального типа . . . . . | $\frac{1}{50}a$ | $\frac{1}{150}l$ |

где $a$ — длина консоли траверсы;
$l$ — длина участка траверсы между точками ее крепления к стойкам.

## 2. СОЧЕТАНИЯ НАГРУЗОК. НОРМАТИВНЫЕ И РАСЧЕТНЫЕ НАГРУЗКИ

### СОЧЕТАНИЯ НАГРУЗОК

**2.1.** Расчет строительных конструкций и оснований воздушных ВЛ напряжением 1 *кв* и выше производится по методу предельных состояний.

**2.2.** Опоры и фундаменты ВЛ должны рассчитываться на нагрузки от собственного веса и давления ветра на конструкции, на нагрузки, воспринимаемые от проводов, тросов и оборудования ВЛ, а также на нагрузки, определяемые принятым способом монтажа, на вес монтера и монтажных приспособлений.

Нагрузки от собственного веса конструкций, проводов, тросов и оборудования ВЛ, а также от тяжений проводов и тросов при среднегодовой температуре и отсутствии внешних нагрузок относятся к постоянным нагрузкам.

Нагрузки от давления ветра на опоры, провода и тросы, от веса гололеда на проводах и тросах, от дополнительного тяжения проводов и тросов сверх их величин при среднегодовой температуре и отсутствии внешних нагрузок, а также монтажные нагрузки относятся к кратковременным нагрузкам.

Нагрузки, возникающие при обрыве проводов и тросов, а также нагрузки, возникающие при сейсмических воздействиях, относятся к особым временным нагрузкам.

**2.3.** Различные состояния линии электропередачи или ее отдельных участков в процессе монтажа и эксплуатации называются режимами работы линии.

Нормальным режимом работы строительных конструкций ВЛ называется работа при необорванных проводах и тросах.

Аварийным режимом называется работа конструкций при оборванных (полностью или частично) проводах или тросах.

Монтажным режимом называется работа конструкций в условиях монтажа опор, проводов и тросов.

Сочетания нагрузок в нормальных режимах работы ВЛ относятся к основным сочетаниям, в монтажных режимах — к дополнительным сочетаниям, а в аварийных режимах — к особым сочетаниям.

Опоры и фундаменты ВЛ рассчитываются на сочетания нагрузок, действующих в нормальных, аварийных и монтажных режимах работы, — в последнем случае с учетом возможности временного усиления отдельных элементов конструкций.

Сочетания климатических и других факторов в различных режимах работы конструкций ВЛ (наличие ветра, гололеда, значения температуры, количество оборванных проводов или тросов и пр.) определяются в соответствии с указаниями «Правил устройства электроустановок» (ПУЭ).

**2.4.** При расчете опор и фундаментов ВЛ в аварийных режимах работы на расчетные нагрузки от веса гололеда, от давления ветра на опоры, провода и тросы и от тяжения проводов и тросов вводятся следующие коэффициенты сочетаний:

0,8 — при расчете промежуточных опор и их фундаментов;

0,9 — при расчете анкерных опор и их фундаментов.

### НОРМАТИВНЫЕ НАГРУЗКИ

**2.5.** Нормативные нагрузки от собственного веса строительных конструкций и оборудования ВЛ определяются по проектным данным, справочным материалам и каталогам.

**2.6.** Вес монтера с монтажными приспо-

* 1. Определение режимов работы дано в п. 2.3.

2. Прогибы траверс деревянных опор не нормируются.

соблениями (инструмент, монтажная люлька, подмости и пр.) принимается равным:

для ВЛ напряжением выше 330 *кв* — 250 *кг*

для ВЛ напряжением 330 *кв* и ниже:

а) при подвесных изоляторах —

для анкерных опор — 200 *кг*

промежуточных » — 150 »

б) при штыревых изоляторах — 100 »

Места приложения этой нагрузки принимаются в соответствии с указаниями ПУЭ.

Горизонтальные и наклонные элементы решетки опоры с наклоном к горизонту менее 30°, за исключением горизонтальных элементов диафрагм, должны быть рассчитаны на вес монтера, равный 100 *кг*.

2.7. Нормативные вертикальные нагрузки от собственного веса проводов и тросов определяются по формуле

$$G_1^н = P_1^н l, \qquad (3)$$

где $P_1^н$ — нормативный вес 1 *пог. м* провода или троса, определяемый по ГОСТам или техническим условиям, в *кг/м*;

$l_{вес}$ — весовой пролет, определяемый по формуле (1).

При определении нагрузок от веса проводов и тросов для массовых промежуточных опор, не привязанных к конкретным условиям их установки (типовые, унифицированные опоры и пр.), рекомендуется принимать:

$$l_{вес} = 1{,}25\, l_г, \; м, \qquad (4)$$

где $l_г$ — габаритный пролет в *м*.

При определении нагрузок от веса проводов и тросов для расчета конструкций фундаментов массовых промежуточных опор и анкерных болтов на растяжение и оснований на вырывание рекомендуется принимать

$$l_{вес} = 0{,}75\, l_г, \; м. \qquad (5)$$

2.8. Нормативные нагрузки от веса гололеда на проводах и тросах определяются по формуле

$$G_2^н = P_2^н\, l_{вес}, \quad кг, \qquad (6)$$

где $l_{вес}$ — весовой пролет, определяемый в соответствии с указаниями п. 1.9 настоящей главы;

$P_2^н$ — нормативный вес гололедных отложений на 1 *пог. м* провода или троса в *кг/м*, определяемый в соответствии с указаниями ПУЭ.

Нормативный вес $P_2^н$ гололедных отложений на проводах и тросах определяется исходя из цилиндрической формы отложений с удельным весом $\gamma = 0{,}9$ *г/см*$^3$ и толщиной стенки *C*, определяемой по данным многолетних наблюдений метеостанций и эксплуатации действующих линий, исходя из повторяемости 1 раз в 15 лет для ВЛ напряжением выше 330 *кв*, 1 раз в 10 лет для ВЛ напряжением выше 35 *кв* до 330 *кв* включительно и 1 раз в 5 лет для ВЛ напряжением 35 *кв* и ниже.

При этом нормативное значение *C* должно приниматься не менее 10 *мм* для ВЛ напряжением выше 330 *кв* и не менее 5 *мм* для ВЛ напряжением 330 *кв* и ниже.

Толщина стенки гололеда округляется до значения, кратного 5 *мм*. При толщине стенки гололеда более 22 *мм* округление производится до значения целого числа миллиметров.

При обеспечении плавки гололеда в сильно гололедных районах без перерыва электроснабжения потребителей допускается уменьшение нормативной величины толщины стенки гололеда *C* на 1,5 *см*; при этом полученное значение величины *C* должно быть не менее 1,5 *см*.

2.9. Нормативные вертикальные нагрузки от тяговых механизмов в монтажных режимах определяются в соответствии с принятыми методами монтажа.

Методы монтажа, исходя из которых эти нагрузки вычислены, должны указываться на монтажных схемах опор.

2.10. Величина нормативного давления ветра на конструкции опор ВЛ определяется по формуле

$$Q^н = C_x\, q^н\, S\, \beta, \; кг, \qquad (7)$$

где *S* — площадь в *м*$^2$ проекции конструкции или ее части по наружному обмеру, принимаемая в соответствии с указаниями главы СНиП II-А.11-62;

$C_x$ — коэффициент лобового сопротивления (аэродинамический коэффициент), определяемый по табл. 11 главы СНиП II-А.11-62;

$q^н = \frac{(v^н)^2}{16}$ — нормативный скоростной напор, определяемый в соответствии с указаниями пп. 2.10; 2.14 и 2.16 настоящей главы, в *кг/м*$^2$;

$\beta$ — коэффициент увеличения скоростного напора, учитывающий дина-

мическое воздействие порывов ветра на опору, определяемый по формуле (8) настоящей главы.

При расчете деревянных опор ВЛ во всех случаях, а также при расчете свободно стоящих железобетонных опор (без оттяжек), если изгибающий момент от ветровой нагрузки на конструкцию опоры (подсчитанной без учета динамического воздействия ветра) составляет не более 20% суммарного момента от воздействия ветровых нагрузок на опору, провода и тросы, коэффициент $\beta$ принимается равным единице.

Величины максимальных[1] нормативных скоростных напоров ветра $q^н$ принимаются с повторяемостью 1 раз в 15 лет для ВЛ напряжением выше 330 *кв*, 1 раз в 10 лет для ВЛ напряжением выше 35 *кв* до 330 *кв* включительно, 1 раз в 5 лет для ВЛ напряжением 35 *кв* и ниже и определяются для различных районов СССР в соответствии с картой и указаниями главы СНиП II-А.11-62 и пп. 2.11—2.14 и 2.16 настоящей главы.

**2.11.** При определении давления ветра на провода, тросы и конструкции опор должно учитываться увеличение скоростного напора ветра по высоте в соответствии с главой СНиП II-А.11-62 и указаниями ПУЭ. При этом максимальные нормативные значения для высот от 0 до 15 *м* от земли принимаются по высоте $h=10$ *м*, и для повторяемости 1 раз в 5 лет определяются по табл. 9 главы СНиП II-А.11-62.

Для получения значения $q^н$ с повторяемостью 1 раз в 10 и 15 лет приведенные в таблице значения должны быть умножены на коэффициенты: 1,14 — при повторяемости 1 раз в 10 лет и 1,23 — при повторяемости 1 раз в 15 лет.

**2.12.** Нормативный скоростной напор при сочетаниях ветра и гололеда принимается равным 0,25 его максимального нормативного значения, определенного в соответствии с п. 2.10 настоящей главы.

При этом в районах с нормативной толщиной стенки гололеда 15 *мм* и более величина нормативного скоростного напора при гололеде на высоте до 15 *м* от земли должна приниматься не менее 14 *кг/м²*.

**Примечание.** В отдельных районах СССР, где отмечены или можно ожидать повышенных скоростей ветра при гололеде или где характерны сочетания значительных скоростей ветра с большими размерами гололедных отложений с объемным весом менее 0,9 *г/см³*, нормативные значения скоростного напора и толщины стенки *С* гололеда должны быть увеличены в соответствии с данными о фактически наблюдаемых размерах гололеда и скорости ветра при гололеде.

**2.13.** Нормативный скоростной напор при сочетаниях ветровых и монтажных нагрузок при отсутствии гололеда принимается равным 6,25 *кг/м²*.

**2.14.** При определении максимальных нормативных значений скоростных напоров следует дополнительно к указаниям главы СНиП II-А.11-62 руководствоваться следующим.

а) Ветровые районы (см. главу СНиП II-А.11-62) при проектировании опор и фундаментов ВЛ должны приниматься не ниже III для ВЛ напряжением выше 330 *кв* и II — для ВЛ напряжением 330—110 *кв*.

б) Для участков ВЛ, сооружаемых в местах, защищенных от поперечных ветров (например, сплошная городская застройка или лесные заповедники со средней высотой зданий или деревьев не менее $^2/_3$ высоты опор), величина нормативного скоростного напора может быть уменьшена на 30%. Снижение скоростного напора, предусматриваемое в п. 2.18, в этом случае не учитывается.

**Примечание.** Указание п.«б» не распространяется на проектирование специальных опор и фундаментов.

в) Для участков ВЛ, сооружаемых в условиях микрорельефа, способствующего резкому увеличению скоростей ветра (высокий берег реки, резко выделяющаяся над окружающей местностью возвышенность, вершины гор, перевалы, пересечения глубоких долин и ущелий и пр., а также в прибрежных полосах больших озер и водохранилищ, в пределах 3—5 *км*), при отсутствии данных наблюдений нормативные величины максимальных скоростных напоров ветра должны увеличиваться на 40% по сравнению с величинами, соответствующими принятому ветровому району.

г) Определение нормативных скоростных напоров ветра, произведенное в соответствии с картой и указаниями главы СНиП II-А.11-62 должно корректироваться с учетом данных эксплуатации линий электропередачи, линий связи и других инженерных сооружений в районе трассы ВЛ, а также результатов полевого обследования трассы. При этом отклонения от рекомендаций главы СНиП II-А.11-62 (за исключением оговоренных в пунктах «а»,

[1] Максимальным скоростным напором ветра называется его величина в нормальных режимах при отсутствии гололеда.

«б» и «в» настоящего параграфа) должны быть надлежаще обоснованы.

**2.15.** Коэффициент увеличения скоростного напора, учитывающий динамическое воздействие порывов ветра на опору, определяется по формуле

$$\beta = 1 + a\xi m, \qquad (8)$$

где $\xi$ — коэффициент динамичности, зависящий от периода собственных колебаний $T$ и от логарифмического декремента опоры.

Для железобетонных и стальных конструкций $\xi$ определяется по графикам на рис. 2 главы СНиП II-А.11-62.

Примечание. Период собственных колебаний опор определяется без учета веса проводов и тросов;

$m$ — коэффициент пульсации скоростного напора, определяемый по табл. 3;

Таблица 3

**Величины коэффициентов пульсации скоростного напора $m$**

| Высота в *м*, для которой определяется коэффициент пульсации скоростного напора . . . . | До 20 | 40 | 60 | 80 | 100—200 | 200—300 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Коэффициент пульсации скоростного напора $m$ | 0,35 | 0,32 | 0,28 | 0,25 | 0,21 | 0,18 |

Промежуточные значения $m$ определяются линейной интерполяцией.

$a$ — коэффициент, равный единице при расчете опор специальных переходов высотой более 40 *м* и 0,7 — в остальных случаях.

**2.16.** Для конструкций опор высоты, по которым определяются поправочные коэффициенты на возрастание скоростного напора, отсчитываются от отметки земли в месте установки опоры.

**2.17.** Нормативная величина давления ветра на провода и тросы, воспринимаемого опорами, определяется по формуле

$$Q^{н} = \alpha C_x q^{н} d \sin\varphi l_{ветр} \cdot 10^{-3}, \; кг, \qquad (9)$$

где $\alpha$ — коэффициент неравномерности величины скоростного напора по пролету, принимаемый согласно табл. 4.

Таблица 4

**Зависимость коэффициента неравномерности $\alpha$ от величины скоростного напора $q$**

| Скоростной напор ветра $q$ в *кг/м²* | Коэффициент неравномерности скоростного напора по пролету $\alpha$ |
|---|---|
| 27 | 1 |
| 40 | 0,85 |
| 55 | 0,75 |
| 76 и более | 0,7 |

Промежуточные значения $\alpha$ определяются линейной интерполяцией;

$C_x$ — коэффициент лобового сопротивления (аэродинамический коэффициент), равный:

1,1 — для проводов и тросов диаметром 20 *мм* и более, свободных от гололеда;

1,2 — для всех проводов и тросов, покрытых гололедом, и для проводов и тросов диаметром менее 20 *мм*, свободных от гололеда;

$d$ — наружный диаметр провода (с учетом, в гололедных режимах, толщины стенки гололеда) в *мм*;

$q^{н}$ — нормативный скоростной напор ветра, определяемый в соответствии с указаниями пп. 2.11—2.14 и п. 2.18;

$\varphi$ — угол между направлением ветра и проводами ВЛ;

$l_{ветр}$ — ветровой пролет в *м*.

При проектировании массовых промежуточных опор и их фундаментов, не привязанных к конкретным условиям их установки (типовых, унифицированных и др.), рекомендуется принимать

$$l_{ветр} = l_г, \qquad (10)$$

где $l_г$ — габаритный пролет в *м*.

**2.18.** При определении давления ветра на провода скоростной напор определяется на высоте 10 *м* (см. п. 2.11) при условии:

а) если высота точки подвеса проводов

к изоляторам при горизонтальном расположении проводов не превышает 25 *м*;

б) если высота подвеса к изоляторам верхнего провода при негоризонтальном расположении проводов на опорах не превышает 30 *м*;

в) если высота точки подвеса тросов не превышает 20 *м*.

При высоте подвеса проводов и тросов выше приведенных величин скоростной напор ветра на провода определяется по высоте расположения центра тяжести проводов при горизонтальном их расположении и по высоте центра тяжести среднего провода при негоризонтальном расположении проводов на опоре, а скоростной напор ветра на тросы определяется по высоте центра тяжести троса. Высота центра тяжести провода или троса определяется по формуле

$$h_c = h - \frac{2}{3} f, \qquad (11)$$

где $f$ — наибольшая стрела провеса провода или троса;

$h$ — высота точки подвеса провода или троса к изоляторам.

Для ВЛ напряжением 20 *кв* и ниже, проходящих по ровной местности, при $h \leqslant 10$ *м*, для определения давления ветра на провода скоростной напор определяется по высоте 10 *м* со снижением на 15%.

Примечание. На специальных переходах через реки, водохранилища, ущелья и пр. высота расположения центра тяжести проводов и тросов $h_c$ отсчитывается от меженного уровня реки, от нормального уровня водохранилища или от низа ущелья. Для перехода, состоящего из одного пролета, высота зоны расположения центра тяжести проводов и тросов определяется по формуле (11). При этом величина $h$ принимается равной среднему арифметическому значению высот подвеса проводов или тросов к изоляторам на опорах перехода, отсчитанных от меженного уровня реки или нормального горизонта водохранилища.

Для перехода, состоящего из нескольких пролетов, скоростной напор ветра при расчете проводов и тросов принимается одинаковым для всех пролетов перехода и определяется для высоты, соответствующей средневзвешенному значению высот центров тяжести проводов и тросов во всех пролетах перехода. При этом высота, определяющая зону, по которой находится скоростной напор, вычисляется по формуле

$$h_c = \frac{h_{c_1} l_1 + h_{c_2} l_2 + \cdots}{l_1 + l_2 + \cdots}, \qquad (12)$$

где $l_1$; $l_2$ и т. д. — длины пролетов, входящих в переход, в *м*;

$h_{c_1}$; $h_{c_2}$ и т. д. — высоты центров тяжести проводов или тросов над меженью реки, нормальным горизонтом водохранилища или низом ущелья в каждом из пролетов.

2.19. Нормативные величины тяжений по проводам и тросам определяются в функции от нормативных нагрузок, действующих на провода и тросы, и температуры в соответствии с указаниями «Правил устройства электроустановок» (ПУЭ).

## РАСЧЕТНЫЕ НАГРУЗКИ И КОЭФФИЦИЕНТЫ ПЕРЕГРУЗКИ

2.20. Величины расчетных нагрузок, действующих на опоры и фундаменты ВЛ, определяются умножением величин нормативных нагрузок на коэффициенты перегрузок, определяемые табл. 5 и п. 2.21 настоящей главы.

Таблица 5

**Коэффициенты перегрузки в нормальных и аварийных режимах**

| Наименование нагрузок, действующих на опоры и фундаменты ВЛ | Коэффициенты перегрузки |
|---|---|
| От собственного веса строительных конструкций, проводов, тросов и оборудования ВЛ | 1,1* |
| От веса гололеда на проводах и тросах | 2,0 |
| От давления ветра на конструкции опор: | |
| а) при отсутствии гололеда на проводах и тросах | 1,2 |
| б) при наличии гололеда на проводах и тросах | 1,0 |
| От давления ветра на провода и тросы: | |
| а) свободные от гололеда | 1,2 |
| б) покрытые гололедом | 1,4 |
| Горизонтальные нагрузки от тяжения проводов и тросов: | |
| а) свободных от гололеда | 1,3 |
| б) покрытых гололедом при нормативной толщине стенки гололеда: | |
| $c \leqslant 10$ *мм* | 1,3 |
| $c > 10$ „ | 1,4** |

* При расчете анкерных болтов коэффициент перегрузки от собственного веса по п. 1 принимается 0,9.

** При расчете промежуточных опор и их фундаментов в аварийных режимах на тяжение оборванных проводов или тросов вместо коэффициента 1,4 вводится коэффициент перегрузки 1,3.

2.21. При расчете опор, фундаментов и оснований в монтажных режимах на все виды нагрузок вводится единый коэффициент перегрузки $n=1{,}1$, за исключением нагрузок от веса монтера и монтажных приспособлений, для которых коэффициент перегрузки принимается равным $n=1{,}3$.

## 3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ОПОР ВОЗДУШНЫХ ЛИНИЙ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧИ

### МАТЕРИАЛЫ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ И СОЕДИНЕНИЙ

3.1. Основным видом прокатной стали в стальных конструкциях опор является углеродистая сталь обыкновенного качества мартеновская марок В Ст.3, В Ст.3 пс и В Ст.3 кп, поставляемая по механическим свойствам и с дополнительными требованиями по химическому составу по подгруппе В ГОСТ 380—60 со следующими характеристиками:

а) для опор, имеющих сварные соединения, устанавливаемых в районах с расчетной наружной температурой выше минус 35° С, должна применяться сталь марки В Ст.3 пс для сварных конструкций по подгруппе В с дополнительными гарантиями загиба в холодном состоянии согласно п. 19 «д» и ограничения отклонений по химическому составу согласно п. 16;

б) для специальных опор линий электропередачи напряжением 110 *кв* и выше, имеющих высоту 50 *м* и более, в районах с расчетной температурой выше минус 35° С должна применяться сталь марки В Ст.3 пс для сварных конструкций по подгруппе В ГОСТ 380—60 с дополнительными гарантиями загиба в холодном состоянии согласно п. 19 «д» и ограничения отклонений по химическому составу согласно п. 16, а также ударной вязкости при нормальной температуре согласно п. 19 «ж»;

в) для всех типов опор, имеющих сварные соединения и устанавливаемых в районах с расчетной наружной температурой воздуха минус 35° С и ниже, должна применяться сталь спокойная марки В Ст.3 для сварных конструкций по подгруппе В с дополнительными гарантиями загиба в холодном состоянии по п. 19 «д» и ограничения отклонений по химическому составу согласно п. 16;

г) для опор, в которых сварные соединения полностью отсутствуют и которые предназначены для эксплуатации в районах с расчетной наружной температурой выше минус 35°С, может применяться сталь марки В Ст.3 кп по ГОСТ 380—60 с дополнительными гарантиями загиба в холодном состоянии согласно п. 19 «д»;

д) для опор, в которых сварные соединения полностью отсутствуют в районах с расчетной наружной температурой ниже минус 35° С, должна применяться сталь марки В Ст.3 пс по ГОСТ 380—60 с дополнительными гарантиями загиба в холодном состоянии согласно п. 19 «д».

Примечание. Расчетной наружной температурой для выбора марки стали является средняя температура наружного воздуха наиболее холодной пятидневки, определяемая для различных районов страны по данным главы СНиП II-А.6-62.

3.2. При экономическом обосновании для конструкций опор могут применяться низколегированные конструкционные стали мартеновской плавки для сварных конструкций в соответствии с требованиями пп. 2.1 и 2.4 главы СНиП II-В.3-62 и главы I-В.12-62.

Для опор ВЛ низколегированные стали должны удовлетворять требованиям ударной вязкости при температуре минус 40° С.

3.3. Материалы для сварки, болтов и заклепок должны применяться в соответствии с требованиями главы СНиП II-В.3-62.

3.4. Применение стали марки Ст.5 для анкерных болтов не допускается.

3.5. Оттяжки из стальных спиральных канатов и из прядей с высокопрочной проволокой должны выполняться:

а) из прядей с высокопрочной стальной проволокой, удовлетворяющей требованиям ГОСТ 7348—55 и 7372—55*;

б) из стальных спиральных канатов по ГОСТ 3062—55 до 3065—55.

Примечание. Для перечисленных выше случаев должна применяться оцинкованная проволока высшей марки для средних условий работы, поставляемая в соответствии с техническими условиями ГОСТ 3241—55.*

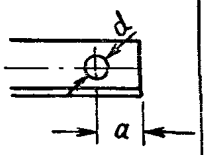
3.6. Материалы для отливок следует применять в соответствии с указаниями главы СНиП II-В.3-62.

### Расчетные характеристики материалов и соединений

3.7. Расчетные сопротивления прокатной стали, отливок, а также сварных, заклепочных и многоболтовых соединений следует при-

Таблица 6

**Расчетные сопротивления в *кг/см²* для одноболтовых соединений на черных болтах**

| Эскиз | Вид напряженного состояния | Величина обреза *a* | Условное обозначение | Расчетное сопротивление $R^б$ | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | срезу болтов из стали марок | | смятию соединяемых элементов конструкций из стали марок | |
| | | | | В Ст. 3, В Ст. 3, пс, В Ст. 3 кп | 14Г2, 15ГС, 15ХСНД | „Ст. 3“ | 14Г2, 15ХСНД, 15ГС при толщине металла менее 20 *мм* |
|  | Срез | *a*=2—1,25*d* | $R^б_{ср}$ | 1500 | 2000 | — | — |
| | Смятие | *a*=2*d* | $R^б_{см}$ | — | — | 3800 | 5060 |
| | | *a*=1,5*d* | $R^б_{см1,5}$ | — | — | 3200 | 4200 |
| | | *a*=1,25*d* | $R^б_{см\ 1,25}$ | — | — | 2600 | 3500 |

где *a* — величина обреза — расстояние от оси отверстия до края элемента вдоль усилия в *см*;
*d* — диаметр отверстия в *см*.

нимать по указаниям пп. 3.1 и 3.2 и таблиц 2—8 главы СНиП II-В.3-62. Расчетные сопротивления одноболтовых соединений[1] на черных болтах должны приниматься по табл. 6 настоящей главы.

В необходимых случаях приведенные в таблицах 2—8 главы СНиП II-В.3-62 расчетные сопротивления понижаются умножением на коэффициенты условий работы конструкций и их элементов по указаниям п. 3.8 и 3,9 настоящей главы.

**3.8.** Расчетные сопротивления материалов и соединений, приведенные в таблицах 2—8 главы СНиП II-В.3-62, понижаются умножением на соответствующие коэффициенты условий работы, принимаемые для пространственных конструкций опор из одиночных прокатных уголков в соответствии с табл. 7 настоящей главы, а для других конструкций — в соответствии с п. 3.2 главы СНиП II-В.3-62.

**3.9.** Расчетные сопротивления сварных соединений, выполняемых на монтаже, должны быть дополнительно понижены путем умножения на коэффициент, равный 0,8.

**3.10.** Расчетное усилие (сопротивление) при растяжении стального каната принимается равным разрывному усилию каната в целом, установленному соответствующим стан-

Таблица 7

**Коэффициенты условий работы элементов *m***

| Наименование элементов конструкций | *m* |
|---|---|
| 1. Растянутые элементы поясов и решетки с проколотыми дырами . . . . . | 0,9 |
| 2. Сжатые раскосы из одиночных прокатных уголков, прикрепляемых к поясам одной полкой при помощи сварки или заклепок, при условии постановки в узле не менее двух заклепок по длине раскоса: | |
| а) елочная и перекрестная решетка с несовмещенными в смежных гранях узлами ( рис. 6 и 7) . . . | 0,8 |
| б) перекрестная решетка с совмещенными в смежных гранях узлами (рис. 4) . . . . . | 0,9 |
| 3. Сжатые раскосы из одиночных прокатных уголков, прикрепляемые к поясу одной полкой на болтах или на одной заклепке (независимо от схемы решетки) . . . . . | 0,75 |
| 4. Сжатые составные элементы решетки таврового сечения из двух равнобоких уголков, прикрепляемых полкой тавра . . . . . | 0,75 |
| 5. Оттяжки из стальных канатов и пучков высокопрочной проволоки: | |
| а) для промежуточных опор в нормальных режимах . . . . | 0,9 |
| б) для анкерных, анкерно-угловых и угловых опор: | |
| в нормальных режимах . . . . . | 0,8 |
| в аварийных режимах . . . . . | 0,9 |

Примечания: 1. Указанные в таблице коэффициенты работы элементов не распространяются на работу соединений этих элементов в узлах.

2. Коэффициенты условий работы по п. 2 и 3 установлены для равнобоких уголков.

3. Для сжатых раскосов (п. 2) при треугольной решетке с распорками (рис. 5), а так же для оттяжек промежуточных опор в аварийных режимах, коэффициент условий работы не учитывается.

[1] В опорах ВЛ, проектируемых с элементами из одиночных уголков, разрешается прикрепление раскосов к поясам одним болтом и в том числе прикрепление к поясу одним болтом двух сходящихся к узлу раскосов. В последнем случае два прикрепляемых одним болтом раскоса должны располагаться по разные стороны полки поясного уголка. Указанные соединения раскосов одним болтом называются одноболтовыми соединениями. Соединения элементов двумя и более болтами называются многоболтовыми соединениями.

дартом или заводским сертификатом, умноженному на коэффициент однородности 0,8, на коэффициент условий работы материала в конструкции 0,8 и, кроме того, на коэффициент условий работы элемента конструкции в соответствии с табл. 7 настоящей главы.

**3.11.** Расчетное сопротивление материала анкерных тяг из круглого проката для крепления оттяжек, в опорах с оттяжками, принимается равным расчетному сопротивлению черных болтов на растяжение.

**3.12.** Величина модулей упругости материалов, коэффициента поперечной деформации (Пуассона), коэффициентов линейного расширения, объемного веса принимается в соответствии с главой СНиП II-В.3-62.

## РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ СТАЛЬНЫХ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ РЕШЕТЧАТЫХ КОНСТРУКЦИЙ ОПОР ВЛ

**3.13.** Расчет элементов стальных конструкций ВЛ должен производиться в соответствии с указаниями главы СНиП II-В.3-62 и данной главы.

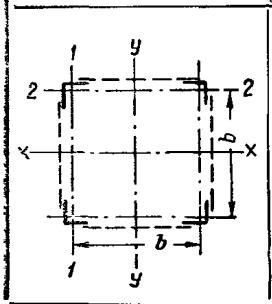
**3.14.** Для составных центрально сжатых стержней опор с поясами из равнобоких уголков, ветви которых соединены планками или решетками, коэффициент продольного изгиба $\varphi$ относительно свободной оси (перпендикулярной плоскости планок или решеток) должен определяться по приведенной гибкости $\lambda_{пр}$, вычисляемой по формулам табл. 8.

Гибкость отдельных ветвей на участке $\lambda_в$ между планками должна быть не более 40.

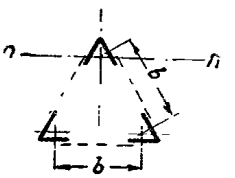
В составных стержнях с решетками гибкость отдельных ветвей на участках между узлами не должна превышать приведенную гибкость $\lambda_{пр}$ стержня в целом.

Таблица 8

**Формулы для вычисления приведенной гибкости**

| Тип сечения стержня | Соединение элементов | Значение приведенной гибкости |
|---|---|---|
|  | Планки | $\sqrt{\lambda^2+2\lambda_в^2(0{,}7+k_3)}$ (13) |
| | Решетка | $\sqrt{\lambda^2+F\left(\frac{k_1}{F_{p_1}}+\frac{k_2}{F_{p_2}}\right)}$ (14) |

*Продолжение табл. 8*

| Тип сечения стержня | Соединение элементов | Значение приведенной гибкости |
|---|---|---|
|  | Планки | $\sqrt{\lambda^2+\lambda_в^2(1+3{,}3k_3)}$ (15) |
| | Решетка | $\sqrt{\lambda^2+F\frac{k_1}{F_p}}$ (16) |

1. Обозначения, принятые для решетчатого составного стержня:

$\lambda$ — наибольшая гибкость всего стержня, определяемая в соответствии с п. 3.15;

$F$ — суммарная площадь сечения поясов;

$F_{p_1}$ и $F_{p^2}$ — площади сечения раскосов решеток, лежащих в плоскостях, соответственно перпендикулярных осям *1—1* и *2—2* (для четырехгранного стержня);

$F_p$ — площадь сечения раскосов, лежащих в одной из плоскостей (для трехгранного равностороннего стержня);

$k_1$ и $k_2$ — коэффициенты, принимаемые в зависимости от величин углов $\alpha_1$ и $\alpha_2$ между раскосом решетки и ветвью (рис. 1) равными:

при $\alpha=30°$ $k=45$; $\alpha=45°$ $k=31$; $\alpha=45\div60°$ $k=27$

2. Обозначения, принятые для составного стержня на планках:

$\lambda$ — наибольшая гибкость всего стержня, определяемая в соответствии с п. 3.15;

$\lambda_в$ — для четырехгранного стержня — минимальная гибкость отдельных ветвей, взятая относительно осей *1—1* и *2—2*, на участках между приваренными планками (в свету) или между центрами крайних заклепок;

$\lambda_в$ — для трехгранного равностороннего стержня — минимальная гибкость ветви, принимаемая относительно оси $n-n$ на участке между приваренными планками (в свету) или между центрами крайних заклепок.

$k_3$ — отношение погонной жесткости пояса на длине панели к погонной жесткости планок

$$k_3=\frac{J_в b}{J_{пл} a}, \qquad (17)$$

где $b$ — расстояние между центрами ветвей;

$a$ — расстояние между центрами планок;

$J_{пл}$ — момент инерции планок относительно оси $x-x$ (рис. 2);

$J_в$ — момент инерции ветви, принимаемый для четырехгранной системы относительно оси, параллельной грани *1—1* или *2—2*, для трехгранной — относительно оси $n-n$.

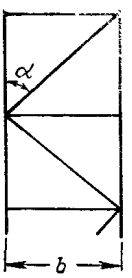


Рис. 1

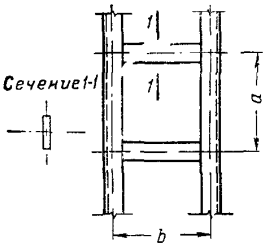



Рис. 2

**3.15.** Гибкость всего стержня $\lambda$ (входящая в формулы табл. 8) зависит от конфигурации составного стержня:

для четырехгранного стержня с параллельными поясами, шарнирно опертого по концам

$$\lambda = \frac{2l}{b}; \qquad (18)$$

для трехгранного равностороннего стержня с параллельными поясами, шарнирно опертого по концам:

$$\lambda = \frac{2{,}5\,l}{b}. \qquad (19)$$

Для свободно стоящей опоры пирамидальной формы и формы обелиска

$$\lambda = \frac{2\mu_1 l}{b_н}. \qquad (20)$$

В формулах 18—20:

$l$ — геометрическая длина составного стержня;

$b$ — ширина наиболее узкой грани стержня с параллельными поясами;

$b_н$ — ширина наиболее узкой грани пирамидальной опоры в основании;

$\mu_1$ — коэффициент, принимается по табл. 9 в зависимости от соотношения ширины грани в верхнем и нижнем сечениях (рис. 3).

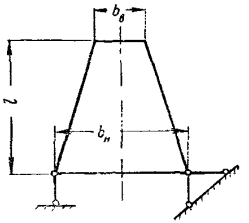



Рис. 3

Таблица 9

**Значение $\mu_1$ для определения расчетной длины опоры пирамидальной формы**

| $b_в/b_н$ | 1 | 0,9 | 0,8 | 0,7 | 0,6 | 0,5 | 0,4 | 0,3 | 0,2 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $\mu_1$ | 2 | 2,08 | 2,15 | 2,2 | 2,3 | 2,42 | 2,56 | 2,73 | 3 |

**3.16.** Соединительные элементы (планки или решетки) четырехгранных центрально сжатых составных стержней должны рассчитываться по указаниям п. 4.7 главы СНиП II-В.3-62.

Соединительные элементы трехгранных центрально сжатых составных стержней должны рассчитываться на условную поперечную силу $Q_{усл}$ (в *кг*), принимаемую постоянной по всей длине стержня.

Значение условной поперечной силы, действующей в одной грани стойки, определяется по табл. 10.

Таблица 10

**Значение условной поперечной силы $Q_{усл}$ для расчета соединительных элементов трехгранных составных стержней**

| Для конструкции из стали марок | Значение условной поперечной силы $Q_{усл}$ для трехгранных стержней в *кг* |
|---|---|
| „Сталь 3" . . . . . | $12F$ |
| 14Г2, 15ГС, 10Г2С, 10Г2СД, 15ХСНД, 10ХСНД . . . . | $24F$ |

где $F$ — площадь брутто всего стержня в *см*².

Примечание. $Q_{усл}$ распределяется на планки или решетку только одной грани составного стержня.

**3.17.** Соединительные планки центрально сжатых составных трехгранных стержней должны рассчитываться как элементы безраскосных ферм на усилия, определяемые по формулам:

а) сила, срезывающая планку в равносторонних трехгранных стержнях

$$T = \frac{Q_п a}{b}; \qquad (21)$$

б) момент, изгибающий планку в ее плоскости в равностороннем трехгранном стержне

$$M = \frac{2}{3} Q_п a, \qquad (22)$$

где $a$ и $b$ — размеры, приведенные на рис. 2;

$Q_п$ — условная поперечная сила, приходящаяся на систему планок, расположенных в одной плоскости, принимаемая по табл. 10.

**3.18.** Соединительные решетки должны рассчитываться как решетки ферм. При расчете перекрестных раскосов крестовой решетки с распорками следует учитывать дополнительные усилия, возникающие в них от обжатия поясов.

**3.19.** Стержни, предназначенные для уменьшения расчетной длины сжатых элементов, должны рассчитываться на усилие, равное условной поперечной силе в основном стержне, определяемой в соответствии с п. 3.16 настоящей главы.

**3.20.** Соединительные элементы (планки или решетки) внецентренно сжатых стержней должны рассчитываться либо на фактическую поперечную силу, либо на условную поперечную силу, вычисленную согласно п. 3.16. При этом в качестве расчетной поперечной силы принимается бо́льшая из двух.

**3.21.** Устойчивость и прочность внецентренно сжатых элементов постоянного сечения проверяются в соответствии с требованиями главы II-В.3-62 СНиП.

Для трехгранных сквозных стержней с решетками или планками с постоянным равносторонним сечением относительный эксцентрицитет определяется по формулам:

а) при плоскости изгиба, перпендикулярной одной из граней:

$$m = \frac{3{,}48\,M}{Nb}; \qquad (23)$$

б) при плоскости изгиба, параллельной одной из граней:

$$m = \frac{3M}{Nb}, \qquad (24)$$

где $m$ — относительный эксцентрицитет;
$b$ — ширина грани стойки.

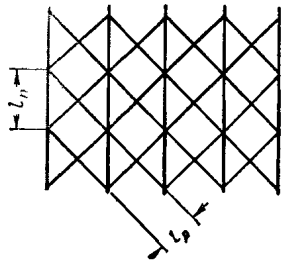


Рис. 4.

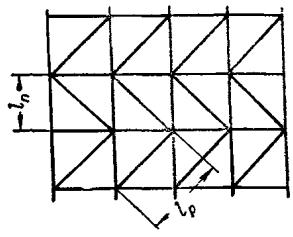


Рис. 5

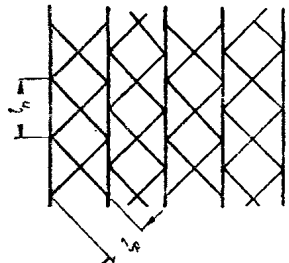


Рис. 6

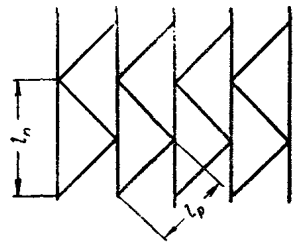


Рис 7

**3.22.** Расчетные длины $l_0$ и радиусы инерции при определении гибкости элементов пространственных решетчатых конструкций из одиночных равнобоких уголков должны приниматься по табл. 11 настоящей главы.

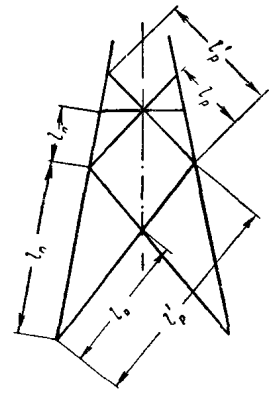


Рис. 8.

Гибкость элемента из одиночного уголка определяется делением расчетной длины элемента $l_0$ на соответствующий радиус инерции.

Таблица 11

**Расчетные длины $l_0$ и радиусы инерции сечений при определении гибкости элементов пространственных решетчатых конструкций из одиночных прокатных равнобоких уголков**

| Вид конструкции | Пояса | | Элементы решетки | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | расчетная длина $l_0$ | радиус инерции $r$ | расчетная длина $l_0$ раскоса | расчетная длина $l_0$ стойки | радиус инерции $r$ |
| Конструкции с совмещенными в смежных гранях узлами (рис. 4, 5, 8), за исключением пересекающихся стержней перекрестной решетки | $l_п$ | $r_{min}$ | $\mu_р l_р$ | $0{,}8\,l_с$ | $r_{min}$ |
| Конструкции с несовмещенными в смежных гранях узлами (рис. 6 и 7), за исключением пересекающихся стержней перекрестной решетки . | $\mu_п l_п$ | $r_x$ | $\mu_р l_р$ | — | $r_{min}$ |
| Пересекающиеся стержни перекрестной решетки (рис. 4, 6 и 8) . . | — | — | $\mu_р l^0_р$ | — | $r_{min}$ |

где $\mu_п$ — коэффициент расчетной длины пояса, определяемой по табл. 12;

$\mu_р$ — коэффициент расчетной длины раскоса, определяемый в зависимости от вида прикрепления раскоса к поясу по табл. 13 и 14.

$l^0_р$ — принимается в зависимости от условий загружения поддерживающего стержня по табл. 15.

Таблица 12

**Значения коэффициента $\mu_п$ при прикреплении раскосов к поясу из равнобокого прокатного уголка сварными швами, а также двумя и более болтами или заклепками, расположенными вдоль раскоса**

| $i_п/i_р$ | 10 | 5 | 2,5 | 1,25 | 1 |
|---|---|---|---|---|---|
| $\mu_п$ | 1,13 | 1,08 | 1,03 | 1 | 0,98 |

где $\frac{i_п}{i_р}=\frac{J_{п.min}l_р}{J_{р.min}l_п}$ — отношение наименьших погонных жесткостей пояса и раскоса;

$J_{п.min}$ и $J_{р.min}$ — наименьшие моменты инерции пояса и раскоса;

$l_п$ и $l_р$ — длина панели пояса и длина раскоса по рис. 6 и 7

Примечание. Если раскосы прикреплены к поясу одним болтом или одной заклепкой, принимается $\mu_п=1{,}14$ независимо от $\frac{i_п}{i_р}$.

Таблица 13

**Значения коэффициента $\mu_р$ при прикреплении раскосов к поясу сварными швами, а также двумя и более болтами или заклепками, расположенными вдоль раскоса**

| $\frac{l_п}{i_р}$ | Значения $\mu_р$ при $\frac{l_р}{r_{min}}$ для непересекающихся раскосов и при $\frac{l^о_р}{r_{min}}$ для пересекающихся раскосов перекрестной решетки | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | ⩽80 | 100 | 120 | 140 | 160 | 180 | 200 |
| ⩽2 | 0,98 | 0,89 | 0,83 | 0,77 | 0,74 | 0,72 | 0,7 |
| ⩾6 | 0,92 | 0,84 | 0,78 | 0,74 | 0,7 | 0,7 | 0,7 |

где $\frac{i_п}{i_р}$ — отношение наименьших погонных жесткостей пояса и раскоса:

$$\frac{i_п}{i_р}=\frac{J_{п.min}\,l_р}{J_{р.min}\,l_п},$$

где $l_р$ — длина непересекающегося раскоса по рис. 5 и 7;

$l^о_р$ — для пересекающихся раскосов перекрестной решетки принимается по табл. 15;

$r_{min}$ — минимальный радиус инерции.

Примечание. Промежуточные значения $\mu_р$ определяются интерполяцией.

Таблица 14

**Значения $\mu_р$ при прикреплении раскосов к поясу одним болтом или одной заклепкой**

| $\mu_р$ | Значение $\mu_р$ при $\frac{l_р}{r_{min}}$ для непересекающихся раскосов и при $\frac{l^о_р}{r_{min}}$ для пересекающихся раскосов перекрестной решетки | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 80 | 100 | 120 | 140 | 160 | 180 | 200 |
| | 1 | 0,94 | 0,88 | 0,83 | 0,8 | 0,78 | 0,77 |

Обозначения, принятые в табл. 14, см. в табл. 13.

Таблица 15

**Значения $l^о_р$ для сжатых раскосов при перекрестной решетке**

| Характеристика узла пересечений стержней решетки | При растяжении в поддерживающем стержне | При неработающем поддерживающем стержне | При сжатии в поддерживающем стержне |
|---|---|---|---|
| В опорах с параллельными поясами (рис. 4 и 6) | | | |
| Оба стержня не прерываются . . . . . | $l_р$ | $1{,}3\,l_р$ | $1{,}6\,l_р$ |
| Поддерживающий стержень прерывается и перекрывается фасонкой (рассматриваемый стержень не прерывается): | | | |
| а) при совмещенных в двух смежных гранях узлах, а также при несовмещенных узлах, при условии, что $\frac{i_п}{i_р}\geqslant 3$ . . . . . | $1{,}3\,l_р$ | $1{,}6\,l_р$ | $2\,l_р$ |
| б) при несовмещенных узлах и условии, что $\frac{i_п}{i_р}=1$ | $1{,}6\,l_р$ | $1{,}8\,l_р$ | $2\,l_р$ |
| В опорах с непараллельными поясами (рис. 8) | | | |
| Оба стержня не прерываются . . . . . | $l_р$ | $1{,}3\,l_р$ | $0{,}8\,l'_р$ |
| Поддерживающий стержень прерывается и перекрывается фасонкой (рассматриваемый стержень не прерывается): | | | |
| а) при совмещенных в двух смежных гранях узлах, а также при несовмещенных узлах, при условии, что $\frac{i_п}{i_р}\geqslant 3$ . . . . . | $1{,}3\,l_р$ | $1{,}6\,l_р$ | $l'_р$ |

*Продолжение табл. 15*

| Характеристика узла пересечений стержней решетки | При растяжении в поддерживающем стержне | При неработающем поддерживающем стержне | При сжатии в поддерживающем стержне |
|---|---|---|---|
| б) при несовмещенных узлах и условии, что $\frac{i_п}{i_р}=1$ | $1{,}6\,l_р$ | $1{,}8\,l_р$ | $l'_р$ |

где $\frac{i_п}{i_р}=\frac{J_{п.min}\,l_р}{J_{р.min}\,l_п}$ — отношение наименьших погонных жесткостей пояса и раскоса;

$J_{п.min}$ и $J_{р.min}$ — наименьшие моменты инерции пояса и раскоса.

Примечания: 1. В случае, если точка пересечения встречных раскосов закреплена от перемещения из плоскости грани (постановка диафрагм и пр.), $l^o_р$ принимается равной расстоянию между соседними узлами.

2. В случае несовмещенных узлов в смежных гранях при прерывающемся поддерживающем стержне значения $l^o_р$ при $1<\frac{i_п}{i_р}<3$ берутся по интерполяции между значениями пунктов „а" и „б".

**3.23.** При центрировании решетки в конструкциях из одиночных уголков на обушек поясного уголка влияние эксцентрицитета в узлах может не учитываться при:

а) расчете конструкций в аварийном режиме работы на совместное действие продольной силы, поперечной силы и крутящего момента;

б) расчете конструкции в нормальном режиме работы (без учета кручения), когда величина усилий в элементах решетки не превышает 15% максимального усилия в поясе от той же нагрузки.

Если усилия в элементах решетки превышают 15% максимального усилия в поясе от той же нагрузки, следует производить центрирование раскосов на центр тяжести пояса или расчетные усилия в элементах опоры (поясах и раскосах) увеличивать путем умножения на коэффициент, значение которого приведено в *табл. 16.*

Таблица 16

**Значения коэффициента $\alpha$**

| Отношение усилия в раскосе к усилию в поясе (в %) | До 15 | 30 | 40 | 50 |
|---|---|---|---|---|
| Коэффициент $\alpha$ . . . . . | 1 | 1,02 | 1,04 | 1,07 |

**3.24.** Расчет сварных соединений производится в соответствии с главой СНиП II-В.3-62.

**3.25.** Расчет заклепочных и болтовых соединений производится в соответствии с главой СНиП II-В.3-62 с учетом положений об одноболтовых соединениях, изложенных в данном разделе.

Примечание. В одноболтовых соединениях, когда два сходящихся в узле раскоса крепятся к поясу через один болт, за расчетную силу, при расчете пояса на смятие под болтом, должна приниматься равнодействующая расчетных продольных сил обоих раскосов.

## КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

**3.26.** Стальные конструкции опор линий электропередачи должны проектироваться в соответствии с конструктивными требованиями главы СНиП II-В.3-62 и настоящего раздела.

**3.27.** Гибкости сжатых стержней из одиночных уголков не должны превышать величин, приведенных в табл. 17.

Таблица 17

**Предельные гибкости сжатых элементов опоры**

| Наименование элементов опоры | Максимально допустимая гибкость |
|---|---|
| Пояса: | |
| при решетке с несовмещенными узлами в смежных гранях („в елку") . . . . . | 120 |
| при решетке с совмещенными узлами в смежных гранях . . | 120 |
| Раскосы и стойки, передающие опорные реакции (например, опорные раскосы широкобазых стоек и траверс) . . . . . | 120 |
| Прочие сжатые стержни решетки сварной опоры: | |
| при использовании несущей способности от 50 до 100% . . | 150 |
| то же, до 50% . . . . . | 180 |
| Прочие сжатые решетки болтовой опоры (при их сборке на пикете): | |
| при использовании несущей способности от 50 до 100% . . | 180 |
| то же, до 50% . . . . . | 200 |
| Нерабочие элементы . . . . . | 200 |

Примечания: 1. Несущая способность раскоса в % исчисляется с учетом продольного изгиба.

2. При использовании в сжатых раскосах свыше 50% их несущей способности предельные гибкости могут браться по интерполяции между 150—180 (для сварных опор) и между 180 и 200 (для болтовых).

3. Гибкость определяется в зависимости от расчетной длины $l_0$ и соответствующего радиуса инерции, принимаемых по табл. 11.

**3.28.** Гибкости растянутых стержней опоры не должны превышать величин, приведенных в табл. 18.

Таблица 18

**Предельные гибкости растянутых элементов опоры**

| Наименование элементов опоры | Максимально допустимая гибкость |
|---|---|
| Пояса: | |
| при решетке с несовмещенными узлами в смежных гранях („в елку") | 250 |
| при решетке с совмещенными узлами в смежных гранях | 250 |
| Раскосы и стойки, передающие опорные реакции (например, опорные раскосы траверсы) | 250 |
| Прочие растянутые стержни решетки | 350 |
| Предварительно напряженные растянутые стержни | Не ограничивается |

Примечания: 1. Расчетная гибкость поясов определяется в зависимости от длины $l_0$ и соответствующего радиуса инерции, принимаемых по табл. 11.

2. При проверке гибкости перекрестных растянутых раскосов из одиночных уголков расчетная гибкость определяется по полной длине раскоса и радиусу инерции $r_x$ (относительно оси, параллельной полке уголка).

3. Расчетная гибкость непересекающихся раскосов определяется в зависимости от $\frac{l_p}{r_{min}}$, где $l_p$ принимается в соответствии с рис. 5 и 7.

**3.29.** Конструирование сварных, болтовых и заклепочных соединений должно производиться в соответствии с требованиями главы СНиП II-В.3-62 и пп. 3.30—3.33 настоящей главы.

При проектировании сварных конструкций необходимо учитывать требования пп. 8.2 и 8.3 главы СНиП II-В.3-62 в части предупреждения хрупкого разрушения сварных стальных конструкций.

**3.30.** В одноболтовых соединениях минимальное расстояние от центра болта до края элемента может приниматься $1{,}25d$, где $d$ — диаметр отверстия для болта.

**3.31.** Образование отверстий в стальных конструкциях опор ЛЭП должно, как правило, производиться сверлением или прокалыванием с последующей рассверловкой.

Образование отверстий прокалыванием на полный диаметр допускается в элементах толщиной не выше 12 *мм* для стали Ст.3 и 10 *мм* — для низколегированных сталей при обязательном соблюдении требований, изложенных в пп. 3.32 и 3.33.

**3.32.** Для элементов, работающих на растяжение, с проколотыми отверстиями расчетное сопротивление понижается умножением на коэффициент условий работы элемента в соответствии с табл. 7.

**3.33.** Образование отверстий методом прокола на полный диаметр должно производиться с соблюдением следующих дополнительных требований к действующим техническим условиям, оговариваемых в проекте:

а) диаметр штемпеля должен приниматься равным номинальному диаметру отверстия;

б) диаметр матрицы должен быть на 1,2 *мм* больше диаметра штемпеля;

в) износ штемпеля и матрицы по диаметру не допускается более ±0,3 *мм*;

г) должна быть обеспечена строгая соосность штемпеля и отверстия в матрице;

д) режущие кромки штемпеля и матрицы должны быть шлифованными;

е) как со стороны штемпеля, так и со стороны матрицы отверстие должно иметь правильную круглую форму;

ж) на внутренней поверхности металла по контуру отверстия не должно быть заметных на глаз надрывов и расслоений металла. Заусенцы по контуру отверстий со стороны матрицы должны быть удалены.

**3.34.** В конструкциях опор линий электропередачи для черных болтов, работающих на срез, разница в диаметре отверстия и номинального диаметра болта должна составлять не более 1,5 *мм* без положительных допусков на диаметр отверстия при диаметре болтов 20 *мм* и выше. При диаметре болтов ниже 20 *мм* разница в диаметрах должна быть не более 1 *мм*.

Указанные требования должны оговариваться в проекте.

Применение болтов, имеющих по длине ненарезанной части участки с различным диаметром в соединениях, где болты работают на срез, не допускается.

## 4. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ОПОР ВОЗДУШНЫХ ЛИНИЙ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧИ

### ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

**4.1.** Для основных элементов железобетонных опор рекомендуется:

а) применять для ВЛ напряжением 35 *кв* и выше преимущественно цилиндрические и

конические трубы, изготавливаемые центробежным или другими способами на заводах, а для основных элементов железобетонных опор ВЛ со штыревыми изоляторами — элементы двутаврового сечения, изготовливаемые вибрированием. Могут применяться также элементы других форм сечений, изготавливаемые индустриальными методами и удовлетворяющие всем остальным требованиям, предъявляемым к конструкциям этого типа;

б) применять для арматуры высокопрочные стали (холоднотянутую высокопрочную проволоку периодического профиля, пучки и пряди из высокопрочной проволоки, а также арматуру из мягких высокопрочных сталей).

Выбор типа арматуры (отдельные проволоки, пучки, пряди, стержни) должен производиться с учетом максимального снижения стоимости конструкций за счет экономии стали и индустриализации производственного процесса;

в) применять сборные железобетонные элементы таких форм сечений, которые имеют наибольшую прочность, жесткость и трещиностойкость при наименьшем расходе материалов (*кольцевые, двутавровые и другие сечения*), просты в изготовлении, при транспортировке, монтаже и в эксплуатации.

Основные элементы железобетонных конструкций опор (стойки, траверсы опор портального типа) должны, как правило, применяться из цельных элементов, без стыков. В тех случаях, когда применение стыков вызывается необходимостью, следует сокращать количество стыков до минимума.

Конструкции стыков рекомендуется выполнять с помощью соединений, обеспечивающих простоту сборки и монтажа конструкций в условиях трассы.

### МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ КОНСТРУКЦИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ОПОР

**4.2.** Для основных элементов конструкций железобетонных опор (стойки, траверсы) должен применяться тяжелый бетон марки по прочности на сжатие 300 и выше. Для остальных сборных элементов должен применяться *тяжелый бетон марки по прочности на сжатие* 200 и выше.

**4.3.** Марка бетона по морозостойкости для всех железобетонных элементов опор ВЛ напряжением 35 *кв* и выше должна приниматься не ниже Мрз100, для опор напряжением ниже 35 *кв* — не ниже Мрз50.

**4.4.** Для основных железобетонных элементов конструкций рекомендуется применять следующую продольную арматуру:

а) горячекатаную периодического профиля классов А-III и А-IV;

б) проволоку стальную круглую углеродистую холоднотянутую (ГОСТ 7348—55) при специальной обработке ее поверхности;

в) проволоку стальную холоднотянутую периодического профиля (ГОСТ 8480—57);

г) семипроволочные стальные пряди, удовлетворяющие требованиям временных технических условий ЧМТУ ЦНИИЧМ 426—61.

При применении указанной арматуры должны соблюдаться требования, предъявляемые к ней в соответствии с главой СНиП II-В.1-62.

Примечание. Применение видов сталей, не предусмотренных настоящим пунктом, допускается только при специальном обосновании.

**4.5.** Применение арматуры в конструкциях в зависимости от расчетных наружных температур воздуха должно производиться с учетом требований пп. 2.17 и 2.18 главы СНиП II-В.1-62.

**4.6.** Допустимость применения сталей, *указанных в п. 4.4, в качестве растянутой арматуры* обычных или предварительно напряженных конструкций должна быть подтверждена расчетом по трещинообразованию или по раскрытию трещин.

Степень трещиностойкости, или допустимая ширина раскрытия трещин, принимается в соответствии с пп. 4.13; 4.14 и 4.15 настоящего раздела. Напрягаемая продольная арматура из высокопрочных проволок (отдельные проволоки, пучки, пряди) может применяться только в железобетонных элементах, которые удовлетворяют требованиям расчета по образованию трещин при воздействии нормативных нагрузок, указанных в п. 4.14 и п. 4.16.

**4.7.** Для элементов сборных конструкций опор, изготавливаемых на заводах с применением автоматического или полуавтоматического дозирования и при систематическом испытании арматуры на растяжение, значения расчетных сопротивлений бетона и арматуры разрешается повышать в соответствии с указаниями пп. 3.3 и 3.6 главы СНиП II-В.1-62.

### ОСНОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

**4.8.** Расчет железобетонных конструкций опор кольцевого сечения должен производиться по указаниям специальной инструкции.

Расчет конструкций других сечений производится по указаниям главы СНиП II-В.1-62 и положений данной главы.

**4.9.** При расчете свободно стоящих опор усилия в их элементах должны определяться по деформированной схеме, т. е. с учетом дополнительных изгибающих моментов, создаваемых расчетными вертикальными нагрузками (собственный вес опоры, вес проводов, тросов, оборудования и гололеда) при отклонении стойки от вертикального положения вследствие ее изгиба и поворота в грунте под действием всех нагрузок.

**4.10.** Угол поворота стоек свободно стоящих опор в грунте должен определяться для каждого рассматриваемого конкретного случая с учетом принятого типа закрепления, действующих нагрузок, физико-механических характеристик грунта и т. д.

При проектировании массовых (типовых, унифицированных) конструкций свободно стоящих опор, закрепленных в грунте путем заглубления нижней части стойки, угол поворота опоры в грунте при действии горизонтальных нормативных нагрузок принимается равным 0,01 *рад*, а его зависимость от нагрузок при их дальнейшем увеличении (изгибающий момент на отметке поверхности грунта) — линейной.

Допускается при проектировании опор для конкретных условий линий электропередачи принимать угол поворота опоры в грунте при действии горизонтальных нагрузок равным 0,02 *рад*, при этом заделка опоры в грунт должна осуществляться с помощью не менее чем одного ригеля.

Конструкция закрепления опоры в грунте должна проектироваться таким образом, чтобы поворот опоры в грунте при действующих нагрузках не превышал указанных величин.

Положение центра поворота стойки в грунте при определении ее отклонения разрешается принимать на глубине, равной $^2/_3$ длины подземной части стойки.

**4.11.** При расчете опор высотой менее 10 *м* дополнительные изгибающие моменты от весовых нагрузок на стрелах прогиба разрешается учитывать постоянным коэффициентом, вводимым на изгибающие моменты от горизонтальных и вертикальных неуравновешенных нагрузок, который принимается равным 1,1.

**4.12.** При определении усилий в элементах опор на оттяжках с заделанными в грунт стойками дополнительно должны учитываться перемещения якорных плит, к которым крепятся оттяжки, и перемещения стоек за счет деформации грунта при действии расчетных нагрузок.

**4.13.** Категории предварительно напряженных железобетонных конструкций, которые должны рассчитываться по образованию трещин, принимаются в соответствии с главой СНиП II-В.1-62 и дополнительным указанием п. 4.14 настоящей главы.

**4.14.** Железобетонные элементы при применении арматуры из любой стали должны рассчитываться по образованию трещин на действие нормативных постоянных нагрузок.

**4.15.** Железобетонные элементы опор, к которым *требование трещиностойкости* в соответствии с пп. 4.13 и 4.14 не предъявляется, должны рассчитываться на раскрытие трещин.

Ширина раскрытия трещин ограничивается величиной 0,2 *мм*.

**4.16.** Расчет элементов конструкций железобетонных опор по образованию и раскрытию трещин в нормальных режимах производится на совместное действие нормативных постоянных нагрузок и сниженных на 10% кратковременных нормативных нагрузок. В монтажных режимах расчет производится по нормативным нагрузкам. При изготовлении, хранении, транспортировке и монтаже конструкций порядок учета нагрузок и воздействий принимается в соответствии с главой СНиП II-В.1-62.

Примечание. Проверка элементов по образованию и раскрытию трещин в аварийных режимах не производится.

### ОБЩИЕ КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

**4.17.** Толщина наружного защитного слоя продольной арматуры железобетонных труб, изготавливаемых центробежным способом, из тяжелого бетона марки не ниже 300 должна быть не менее:

а) для элементов, которые должны рассчитываться по образованию трещин при установке их в грунте (например, для стоек свободностоящих опор, заглубляемых в грунт) — 15 *мм* и для остальных конструкций — 10 *мм*;

б) для элементов, которые рассчитываются по раскрытию трещин, — 15 *мм*.

Толщина внутреннего защитного слоя для продольной арматуры железобетонных труб должна быть не менее 15 *мм*.

Толщина защитного слоя до монтажных колец должна быть не менее 5 *мм*.

Толщина защитного слоя до спиральной арматуры железобетонных труб, изготавливаемых центробежным способом, должна быть не менее:

а) для элементов, которые должны рассчитываться по образованию трещин, — 10 *мм*;

б) для элементов, рассчитываемых по раскрытию трещин,— 15 *мм*.

Толщина защитного слоя для элементов других форм сечения должна приниматься в соответствии с рекомендациями главы СНиП II-В.1-62.

**4.18.** Стойки свободно стоящих железобетонных опор, заглубляемые в грунт, должны защищаться от воздействия влаги путем покрытия гидроизоляцией подземной части стойки и части ее на 0,6 *м* выше поверхности земли. Толщину защитного слоя в этом случае допускается принимать такой же, как и для участка стойки, расположенного над поверхностью земли.

При отсутствии гидроизоляции толщина защитного слоя должна приниматься в соответствии с указаниями главы СНиП II-В.1-62 как для сборных фундаментов. При агрессивных грунтовых водах гидроизоляция обязательна во всех случаях.

**4.19.** Концы продольных стержней ненапрягаемой арматуры в стойках и траверсах опор ВЛ напряжением 35 *кв* и выше должны отстоять от торца не более чем на 10 *мм*. Концы напрягаемой арматуры должны быть защищены слоем раствора не менее 5 *мм* или путем установки торцовых крышек на цементном растворе.

**4.20.** В целях исключения скалывания бетона у концов стоек свободно стоящих и портальных опор и траверс портальных опор должны устанавливаться замкнутые хомуты (для труб — кольца) из стержней диаметром не менее 8 *мм* с шагом не более 50 *мм* в количестве 2—6 шт. в зависимости от предварительного обжатия бетона. При выполнении этого требования разрешается толщину защитного слоя бетона на концах принимать такой же, как и на всей остальной длине.

Для стоек опор ВЛ напряжением ниже 35 *кв* с предварительно напряженной продольной арматурой периодического профиля защитный слой и дополнительную поперечную арматуру рекомендуется принимать в соответствии с главой СНиП II-В.1-62.

**4.21.** Расстояния в свету между стержнями и прядями в цилиндрических и конических трубах, изготавливаемых методом центрифугирования, должны назначаться с учетом удобства укладки и уплотнения бетонной смеси.

**4.22.** При выборе пространственного размещения и схемы обрывов стержней необходимо стремиться к равномерному их распределению по периметру на всей длине стойки.

При этом среднее расстояние между стержнями в свету должно быть не менее 30 *мм*. Ненапряженные стержни продольной арматуры должны обрываться в соответствии с эпюрой усилий по три стержня в одном сечении, расположенных через 120 дуговых градусов по периметру.

Взаимные смещения обрываемых стержней в двух ближайших сечениях должны приниматься по возможности близкими к 60°.

**4.23.** Применение поперечной арматуры (спирали для центрифугированных труб) с шагом менее 30 *мм* не рекомендуется.

**4.24.** При назначении расстояний между стержнями в элементах с сечениями, отличными от кольцевого, следует руководствоваться главой СНиП II-В.1-62.

## 5. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ДЕРЕВЯННЫХ ОПОР ВОЗДУШНЫХ ЛИНИЙ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧИ

### ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

**5.1.** Нормы настоящего раздела распространяются на ВЛ напряжением выше 1 *кв* до 220 *кв* включительно.

**5.2.** Основными областями применения деревянных опор являются районы, богатые лесом или расположенные вблизи мачтопропиточных заводов.

### МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ КОНСТРУКЦИЙ И ИХ СОЕДИНЕНИЙ

**5.3.** Элементы несущих конструкций деревянных опор изготовляются из бревен, полукруглого и пиленого леса хвойных пород — сосны и лиственницы. Для опор ВЛ напряжением 35 *кв* и ниже допускается применение ели и пихты для всех элементов опоры, кроме траверс и пасынков.

**5.4.** Ответственные деревянные детали соединений элементов деревянных конструкций — шпонки, нагели — должны изготавливаться из древесины твердых лиственных пород.

**5.5.** Древесина должна быть качественно пропитана в соответствии с указаниями

ГОСТ 5430—50. Лиственница применяется непропитанной, зимней рубки.

**5.6.** Качество древесины в готовых элементах или отдельных участков элементов несущих конструкций постоянного назначения должно удовлетворять дополнительным требованиям главы СНиП I-В.13-62 в отношении допустимых пороков.

**5.7.** Влажность древесины для изготовления деревянных конструкций должна быть не более 25%. Влажность древесины для изготовления шпонок, нагелей, вкладышей не должна превышать 15%.

**5.8.** Величина сбега бревен (изменение диаметра по длине бревна) принимается 0,8 *см* на 1 *м* длины бревна.

**5.9.** Объемный вес пропитанной антисептиком древесины сосны и непропитанной лиственницы принимается 800 *кг/м*$^3$.

**5.10.** Бандажи должны выполняться из мягкой стальной оцинкованной проволоки диаметром 4 *мм*. Допускается применение для бандажей неоцинкованной проволоки диаметром 5—6 *мм* при условии покрытия ее асфальтовым лаком.

**5.11.** Стальные детали деревянных опор должны проектироваться в соответствии с разд. 3 данной главы.

## РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРИАЛОВ

**5.12.** Расчетные сопротивления пропитанной заводским способом древесины сосны в *кг/см*$^2$ для опор ВЛ принимаются по табл. 19 настоящей главы.

Расчетные сопротивления неконсервированной древесины определяются путем умножения расчетных сопротивлений, приведенных в табл. 19, на коэффициенты условий работы конструкций, в условиях повышенной влажности, по табл. 6 главы СНиП II-В.4-62.

**5.13.** Расчетные сопротивления древесины элементов при расчете на постоянные нагрузки определяются путем умножения расчетных сопротивлений, приведенных в графе «без гололеда» табл. 19, на коэффициент условий работы 0,8.

Примечание. Расчет элементов и соединений на воздействие только постоянной нагрузки при сниженных умножением на коэффициент 0,8 значениях расчетных сопротивлений древесины (и соединений) производят в тех случаях, когда усилия в элементах (и соединениях) деревянных конструкций, возникающие от расчетной постоянно действующей нагрузки, превышают 0,8 усилий от расчетной полной нагрузки. К постоянно действующим нагрузкам при этом следует относить нагрузки, указанные в п. 2.2 настоящей главы.

Таблица 19

**Расчетные сопротивления $R$ древесины сосны в *кг/см*$^2$**

| Вид напряженного состояния и характеристика элементов | Обозначение | Расчетное сопротивление | | |
|---|---|---|---|---|
| | | при нормальном режиме | | при аварийном режиме |
| | | без гололеда | с гололедом | |
| 1. Изгиб: | | | | |
| а) элементы с высотой сечения до 50 *см*, за исключением упомянутых в пп. „б" и „в" . . | $R_и$ | 130 | 160 | 210 |
| б) элементы сплошного прямоугольного сечения с размерами сторон 14 *см* и более при высоте сечения до 50 *см* . . . . . | $R_и$ | 150 | 180 | 240 |
| в) бревна, не имеющие врезок в расчетном сечении . | $R_и$ | 160 | 190 | 250 |
| 2. Растяжение вдоль волокон: | | | | |
| а) элементы, не имеющие ослабления в расчетном сечении . . . . . | $R_р$ | 100 | 120 | 160 |
| б) элементы, имеющие ослабление в расчетном сечении | $R_р$ | 80 | 95 | 125 |
| 3. Сжатие и смятие вдоль волокон . . . . . | $R_с$; $R_{см}$ | 130 | 155 | 205 |
| 4. Сжатие и смятие по всей поверхности поперек волокон . . . | $R_{с90}$; $R_{см\,90}$ | 18 | 21 | 32 |
| 5. Смятие местное поперек волокон: | | | | |
| а) в опорных плоскостях конструкций | $R_{см90}$ | 24 | 27 | 41 |
| б) в лобовых врубках и шпонках . . | $R_{см90}$ | 30 | 85 | 54 |
| в) под шайбами при углах смятия от 90 до 60° . . . . . | $R_{см90}$ | 40 | 45 | 70 |
| 6. Скалывание вдоль волокон при изгибе и в соединениях (для максимального напряжения) . . . . . | $R_{ск}$ | 24 | 24 | 32 |

*Продолжение табл. 19*

| Вид напряженного состояния и характеристика элементов | Обозначение | Расчетное сопротивление при нормальном режиме: без гололеда | Расчетное сопротивление при нормальном режиме: с гололедом | Расчетное сопротивление при аварийном режиме |
|---|---|---|---|---|
| 7. Скалывание поперек волокон (для максимального напряжения) . . . . . | $R_{ск90}$ | 12 | 12 | 16 |

Примечания: 1. Расчетное сопротивление древесины смятию местному поперек волокон на части длины при длине незагруженных участков не менее длины площадки смятия и толщины элемента (за исключением случаев, оговоренных в п. 5, «а»—«в» табл. 19) определяют по формуле

$$R_{см\,90} = R_{с\,90}\left(1+\frac{8}{l_{см}+1{,}2}\right) кг/см^2, \qquad (25)$$

где $R_{с90}$ — расчетное сопротивление древесины сжатию и смятию по всей поверхности поперек волокон (п. 4 табл. 19);

$l_{см}$ — длина площадки смятия вдоль волокон древесины в *см*.

2. Расчетное сопротивление древесины смятию под углом $\alpha$ к направлению волокон определяют по формуле (26) или рис. 1 главы СНиП II-В.4-62

$$R_{см\alpha} = \frac{R_{см}}{1+\left(\frac{R_{см}}{R_{см\,90}}-1\right)\sin^3\alpha}. \qquad (26)$$

3. Расчетное сопротивление древесины скалыванию под углом $\alpha$ к направлению волокон определяют по формуле

$$R_{ск\,\alpha} = \frac{R_{ск}}{1+\left(\frac{R_{ск}}{R_{ск\,90}}-1\right)\sin^3\alpha}. \qquad (27)$$

4. Расчетное среднее по площадке скалывания сопротивление древесины в соединениях $R_{ск}^{ср}$ определяют по указаниям п. 5.3 главы СНиП II-В.4-62.

Разрешается принимать расчетное среднее сопротивление скалыванию древесины:

а) сосны и ели в лобовых врубках и элементах составных балок на шпонках, при учете длины скалывания не более двух толщин брутто элемента и 10 глубин врезки, — $R_{ск}^{ср}=12$ *кг/см²*;

б) дуба: в продольных шпонках с отношением длины к высоте, равным 2,5 — $R_{ск}^{ср}=20$ *кг/см²*; в поперечных шпонках с тем же соотношением размеров — $R_{ск}^{ср}=10$ *кг/см²*.

5. Расчетное сопротивление изгибу бревен, имеющих врезки в расчетном сечении, принимается как для элементов прямоугольного описанного сечения соответствующих размеров в месте ослабления.

**5.14.** Модуль упругости древесины вдоль волокон независимо от породы древесины принимается при определении деформаций конструкций $E=100\,000$ *кг/см²*.

В случае применения непропитанной древесины модуль упругости понижается до $E=85\,000$ *кг/см²*.

## ОСНОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

**5.15.** Расчет деревянных конструкций опор линий электропередачи производится по первому предельному состоянию — по несущей способности (прочности и устойчивости).

Примечание. Конструкции деревянных опор ВЛ по деформациям не проверяются.

**5.16.** Одностоечные и плоские опоры проверяются на суммарный изгибающий момент от горизонтальных и вертикальных сил с учетом отклонения опоры под действием горизонтальных сил.

## ОБЩИЕ КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

**5.17.** Гибкость сжатых элементов не должна превышать:

для основных расчетных элементов — 150.

для второстепенных расчетных элементов — 175,

для второстепенных нерасчетных элементов — 200.

**5.18.** Площадь ослабления рабочего сечения элемента (при несимметричных ослаблениях) не должна превышать 30% площади неослабленного сечения.

**5.19.** Для основных расчетных элементов опор (стойки, стулья и траверсы) диаметр бревен в верхнем отрубе должен быть не менее: 18 *см* — для ВЛ 110—220 *кв*, 16 *см* — для ВЛ 35 *кв* и ниже, для вспомогательных нерасчетных элементов опор — не менее 14 *см*, если напряжение в древесине не превосходит 50% расчетного сопротивления.

**5.20.** В рабочих чертежах деревянных опор должны быть указаны расчетные диаметры в опасном сечении каждой детали.

## РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ОПОР

**5.21.** Деревянные элементы опор рассчитываются согласно главе СНиП II-В.4-62 во всех случаях, кроме оговоренных в настоящем разделе; при этом расчетное сопротивление

древесины принимается в соответствии с табл. 19 настоящего раздела.

**5.22.** Расчетная длина элементов $l_0$ определяется в соответствии с пп. 4.5 и 4.18 главы СНиП II-В.4-62.

**5.23.** При определении гибкости элемента радиус инерции сечения подсчитывается по расчетному диаметру $d_0$, принимаемому:

а) для бревен, у которых $d_2 \leqslant 1{,}3d_1$:

$$d_0 = 0{,}5\ (d_1 + d_2);$$

б) для бревен, у которых $d_2 > 1{,}3d_1$:

$d_0 = 0{,}2\ (2{,}8d_1 + 2{,}2d_2)$ — для столбов с шарнирным закреплением концов;

$d_0 = 0{,}33\ (d_1 + 2d_2)$ — для свободно стоящих столбов, заделанных комлем;

$d_0 = 0{,}25\ (3d_1 + d_2)$ — для свободно стоящих столбов, заделанных вершиной.

Здесь $d_1$ и $d_2$ — диаметр бревна в отрубе и в комле.

**5.24.** Распределение усилий от обрыва провода между стойками плоских промежуточных П-образных опор при расчете в аварийном режиме работы принимается следующим: усилие, приходящееся на ближайшую от оборванного провода стойку, принимается для опор без ветровых связей равным расчетному тяжению по проводу, а для опор с ветровыми связями — 75% от расчетного тяжения.

**5.25.** При расчете стоек промежуточных опор без тросов в аварийном режиме работы должен быть учтен дополнительный изгибающий момент от воздействия весовых нагрузок.

**5.26.** Прогиб стойки в месте прикрепления траверсы определяется по формуле

$$f = KT, \qquad (28)$$

где $K$ — коэффициент гибкости опоры;

$T$ — тяжение по оборванному проводу, приложенное к стойке.

**5.27.** Коэффициент гибкости $K$ ноги плоской опоры, состоящей из стойки и пасынка, скрепленных проволочными бандажами, определяется прогибом ноги и скольжением в бандаже:

$$K = K_1 + K_2, \qquad (29)$$

где $K_1 = \dfrac{h_1^3}{3EJ}$ — упругий прогиб ноги опоры от силы 1 *кг*;

$K_2 = 0{,}0015h_2^2$ — неупругий поворот стойки за счет податливости бандажного соединения.

Здесь $h_1$ — расстояние от поверхности земли до места прикрепления траверсы;

$h_2$ — расстояние от середины бандажного соединения до места прикрепления траверсы в *м*.

При установке опоры на два пасынка

$$K_2 = 0{,}00075h_2^2.$$

## РАСЧЕТ СОЕДИНЕНИЙ ЭЛЕМЕНТОВ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

**5.28.** Соединения деревянных элементов опор между собой выполняются, как правило, на болтах.

Расчетная несущая способность $T$ на один срез болта в соединениях элементов из сосны, при направлении усилий, передаваемых болтом вдоль волокон элементов, определяется по формулам:

а) для симметричных соединений

$$T = 0{,}50cdR_{см};\quad T = 0{,}8adR_{см};$$

б) для несимметричных соединений

$$T = 0{,}35\,cdR_{см};\quad T = 0{,}8adR_{см}; \qquad (30)$$

где $c$ — толщина средних элементов, а также более толстых или равных по толщине элементов односрезных соединений;

$a$ — толщина крайних элементов, а также более тонких элементов односрезных соединений;

$d$ — диаметр болта.

Величины $a$, $c$ и $d$ принимаются в *см*; $T$ — в *кг*;

$R_{см}$ — расчетное сопротивление смятию под болтом принимается по табл. 19 настоящего раздела с введением коэффициента 0,7, ограничивающего деформации соединения.

Расчетную несущую способность болта в рассматриваемом шве из условия смятия принимают равной меньшему из двух значений, полученных для прилегающих к этому шву элементов.

**5.29.** Расчетная несущая способность болта при направлении передаваемого болтом усилия под углом к волокнам элементов определяется согласно п. 5.28 настоящего раздела с умножением на коэффициент $k_\alpha$, значения которого приведены в табл. 15 главы СНиП II-В.4-62, причем угол принимается равным большему из углов смятия болтом

элементов, прилегающих к рассматриваемому шву.

**5.30.** Расчетная несущая способность в соединениях элементов из лиственницы определяется согласно пп. 5.28 и 5.29 с умножением на коэффициент $K=1{,}2$.

**5.31.** Болтовые соединения со стальными накладками рассчитываются согласно пп. 5.28—5.30. Стальные накладки проверяются на растяжение по ослабленному сечению и на смятие стенок сверленых отверстий.

**5.32.** Расстояния между осями болтов в пакетах из досок или брусков должны быть не менее указанных на рис. 9.

В пакетах из бревен болты ставятся в один ряд по оси бревна. Расстояние между осями болтов следует принимать не менее $10d$.

В брусьях допускается расстановка болтов в два ряда.

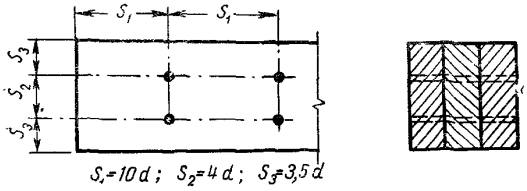



Рис. 9

**5.33.** Подсчет числа витков проволоки в бандажном соединении промежуточных опор производится по формуле

$$n=\frac{P}{2\alpha SR}, \qquad (31)$$

где $P$ — расчетное горизонтальное усилие, действующее на наиболее нагруженный бандаж;

$\alpha=0{,}6$ — коэффициент неравномерности работы витков бандажа;

$S$ — площадь поперечного сечения проволоки;

$R$ — расчетное сопротивление растяжению проволоки.

**5.34.** Расчет соединений на врубках, деревянных призматических шпонках и пластинчатых нагелях выполняется в соответствии с главой СНиП II-В.4-62, а также с учетом указаний настоящего раздела.

### ОБЩИЕ КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

**5.35.** Стойки опор могут выполняться составными либо из длинномерного леса.

**5.36.** Соединение отдельных элементов опоры между собой следует производить без врубок при помощи болтов и специальных металлических частей. В отдельных случаях допускаются зарубы и затесы, выполняемые на заводе.

**5.37.** Диаметр стальных болтов должен быть не менее 16 *мм*. Наибольший диаметр рекомендуется принимать не более 24 *мм*.

**5.38.** Отверстия под болты должны просверливаться. Прожигание отверстий не допускается.

**5.39.** Толщина стали для изготовления металлических деталей должна быть не менее 5 *мм*.

**5.40.** Диаметр круглой стали для тяжей необходимо принимать не менее 12 *мм*.

**5.41.** Сварку металлических деталей следует выполнять в соответствии с требованиями главы СНиП II-В.3-62.

## 6. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ ОПОР ВОЗДУШНЫХ ЛИНИЙ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧИ

### ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

**6.1.** Основания опор линий электропередачи следует проектировать с учетом данных инженерно-геологических, гидрогеологических и мерзлотных изысканий и исследований грунтов.

Объем и методика изысканий и исследований грунтов определяются специальной инструкцией.

**6.2.** Номенклатура грунтов должна приниматься в соответствии с главой СНиП II-Б.1-62.

**6.3.** Проектирование оснований в руслах и заливаемых поймах рек, а также в водохранилищах должно производиться с учетом режима этих рек и водохранилищ, а также с учетом скоростного напора воды и давления льда на фундамент.

**6.4.** При устройстве фундаментов опор ВЛ в насыщенных водой пылеватых песках, текуче-пластичных и текучих глинах и суглинках, текучих супесях, а также заторфованных, илистых и других неустойчивых грунтах вопрос о назначении грунта обратной засыпки котлованов для обеспечения необходимой устойчивости фундамента опоры при вырывании и опрокидывании должен решаться в за-

висимости от результатов исследования грунтов и местных условий.

**6.5.** В проектах фундаментов под опоры ВЛ должны помещаться указания производителям работ о необходимости сравнения характера грунтов, выявляющегося в процессе устройства фундаментов с проектными данными.

В случае расхождения производитель работ обязан согласовать вопрос о типе фундамента с проектной организацией.

**6.6.** При проектировании оснований нормальных опор, а также фундаментов нормального типа (см. п. 1.8.) для назначения характеристик грунтов, входящих в расчеты оснований, допускается использование значений углов внутреннего трения $\varphi$, удельного сцепления $c$ и модулей деформации $E$ по табл. 13 главы СНиП II-Б.1-62 для всех песчаных и глинистых грунтов, физические характеристики которых укладываются в показатели данной таблицы.

Для специальных опор и фундаментов характеристики $\varphi$, $c$ и $E$ должны быть приняты на основе полевых и лабораторных исследований грунтов.

Проектирование заделок стоек железобетонных и деревянных опор в грунт должно производиться по специальным указаниям.

## РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ

**6.7.** Расчет оснований должен производиться по деформациям и устойчивости (несущей способности) в соответствии с основными указаниями по расчету оснований главы СНиП II-А.10-62 и данной главы. Расчет оснований опор ВЛ по деформациям должен производиться во всех режимах работы линий электропередачи.

**6.8.** Расчет оснований по деформациям производится на нормативные нагрузки, вычисленные без учета динамического воздействия порывов ветра на конструкцию опоры.

**6.9.** Определение осадок фундаментов от действия сжимающих нагрузок производится в соответствии с указаниями главы СНиП II-Б.1-62. При этом среднее фактическое давление по подошве фундамента не должно превосходить нормативного давления $R^н$, определяемого в соответствии с указаниями той же главы.

Примечания: 1. Значения $c^н$; $\varphi^н$; $E$, входящие в формулы для определения нормативного давления и осадок, принимаются с учетом указаний п.6.6.

2. Для нормальных опор ВЛ расчет оснований на сжимающую нагрузку по деформациям может производиться по нормативным давлениям основания $R^н$ (без определения осадок), приведенным в специальной инструкции.

**6.10.** Предельные величины деформаций оснований отдельных блоков фундаментов от действия сжимающих нормативных нагрузок не должны превышать:

для нормальных промежуточных опор — $0{,}003\,b$

для нормальных анкерных и угловых опор — $0{,}0025\,b$

для специальных переходных опор:

а) средняя осадка основания фундаментов опоры — 20 *см*

б) разность осадок отдельных блоков фундаментов — $0{,}002\,b$

где $b$ — расстояние между блоками фундаментов в направлении действия горизонтальной нагрузки (база стойки опоры).

В опорах с оттяжками за $b$ принимается расстояние между сжатым фундаментом и анкером, работающим на вырывание

Примечание. За среднюю осадку фундаментов принимается осадка, определяемая в соответствии с п.5.6 главы СНиП II-Б.1-62.

**6.11.** Предельная величина крена отдельного фундамента под действием нормативных нагрузок при эксцентричном его загружении не должна превосходить:

для прямых промежуточных опор — 0,003

» анкерных и угловых опор — 0,0025

» специальных опор — 0,002

**6.12.** Расчет на сжатие оснований фундаментов под стойки опор с оттяжками при шарнирном креплении стоек к фундаментам следует производить с учетом эксцентрицитета нормальной силы, вызванного поворотом стойки в процессе общей деформации опоры под действием нагрузок. Ввиду возможной нелинейности нарастания прогибов в таких опорах эксцентрицитет рекомендуется определять при действии расчетных нагрузок.

**6.13.** Проверка оснований по несущей способности на сжимающую нагрузку производится в случаях, предусмотренных главой СНиП II-Б.1-62.

**6.14.** Требование расчета оснований по деформациям при действии вырывающих нагрузок считается удовлетворенным, если соблюдается условие

$$N_{вн} \leqslant R^н F_0 + 0{,}9\,G_ф, \qquad (32)$$

где $N_{вн}$ — вырывающее усилие от нормативных нагрузок, передаваемое на фундамент;

$R^н$ — нормативное давление на грунт засыпки фундамента, принимаемое по табл. 20;

$F_0$ — площадь верхней поверхности плиты фундамента, передающая давление на грунт при вырывании;

$G_ф$ — вес фундамента.

Таблица 20

**Нормативное давление грунтов обратной засыпки в *кг/см²* при расчете на вырывание в нормальном режиме для опор с размером базы 2,5 *м***

| Наименование опор | $\frac{H}{a}$ | Глины, суглинки и супеси при консистенции $B \leqslant 0{,}5$ | | Средней крупности и мелкие пески при степени влажности $<0{,}8$ | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | степень уплотнения грунта засыпки с доведением объемного веса до | | | |
| | | $\gamma = 1{,}55$ *т/м³* | $\gamma = 1{,}7$ *т/м³* | $\gamma = 1{,}5$ *т/м³* | $\gamma = 1{,}7$ *т/м³* |
| Промежуточные прямые (кроме специальных переходных) | 1 | 0,4 | 0,5 | 0,4 | 0,5 |
| | 1,5 | 0,5 | 0,6 | 0,5 | 0,6 |
| | 2 | 0,6 | 0,7 | 0,6 | 0,7 |
| Анкерные, анкерно-угловые, промежуточные угловые (кроме специальных переходных) | 1 | 0,3 | 0,4 | 0,3 | 0,45 |
| | 1,5 и более | 0,4 | 0,5 | 0,4 | 0,5 |
| Специальные переходные | 1 | — | 0,35 | — | 0,35 |
| | 1,5 и более | — | 0,45 | — | 0,45 |

где $H$ — глубина заложения фундамента;

$a$ — размер стороны квадратной или диаметр круглой опорной плиты фундамента. Для прямоугольных плит при соотношении сторон не более 2 размер $a$ определяется по формуле $a = \sqrt{F}$, где $F$ — площадь плиты.

*Примечания:* 1. Нормативное давление для глин и суглинков мягкопластичной консистенции и пылеватых маловлажных песков может быть получено умножением табличных данных на коэффициент, равный 0,7.

2. Нормативные давления, приведенные в таблице, даны для размера базы опоры, равного 2,5 *м*. При размере базы опоры 5 *м* и выше нормативные давления могут быть повышены на 20%. Пди размере базы 1,5 *м* табличные значения должны быть понижены на 20%.

Нормативные давления для промежуточных размеров базы могут быть взяты по интерполяции.

3. В аварийных режимах работы линии табличные значения нормативных давлений могут быть повышены на 15%.

При определении веса фундамента объемный вес его части, расположенной ниже уровня поверхностной или грунтовой воды, снижается на 1 *т/м³*.

**6.15.** Расчет оснований по устойчивости производится на расчетные нагрузки.

**6.16.** Расчет основания одиночного фундамента по устойчивости на действие вырывающих нагрузок производится по формуле

$$N_{вр} \leqslant (\gamma v + Sc_0 + 0{,}9\, G_ф)\, m, \qquad (33)$$

где $N_{вр}$ — расчетное вырывающее усилие, передаваемое опорой на фундамент. В аварийных режимах расчетное усилие $N_{вр}$ определяется с учетом коэффициента сочетаний;

$m$ — коэффициент условий работы, принимаемый по табл. 21;

Таблица 21

**Коэффициенты условий работы $m$**

| Наименование фундаментов | $m$ |
|---|---|
| Фундаменты под прямые промежуточные опоры . . . . . | 1 |
| Фундаменты под прямые анкерные опоры без разности тяжений проводов в смежных пролетах . . . . . | 0,85 |
| Фундаменты под опоры: анкерно-угловые, угловые, концевые и анкерные с разностью тяжения проводов . . . . . | 0,75 |
| Фундаменты под специальные переходные опоры через большие реки, ущелья и т. п. . . . . | 0,6 |

$\gamma v$ — вес грунта в объеме обелиска, образуемого при выпирании грунта, за вычетом веса части фундамента, расположенной в грунте.

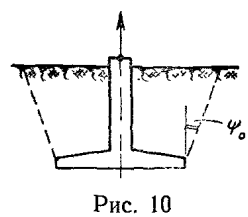


Рис. 10

Объем обелиска выпирания $v$ определяется плоскостями, проходящими через обрезы фундамента и наклоненными к вертикали под углом $\psi_0$ (рис. 10), принимаемого по табл. 22;

$S$ — боковая поверхность обелиска выпирания;

$\gamma$ — расчетный объемный вес грунта засып-

Таблица 22

**Расчетные значения $\gamma$; $\psi_0$ и $c_0$ грунтов засыпки**

| Наименование грунтов | Степень уплотнения с доведением объемного веса грунта до | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | $\gamma = 1{,}55$ т/м³ | | | $\gamma = 1{,}7$ т/м³ | | |
| | $\gamma$ в т/м³ | $\psi_0$ | $c_0$ | $\gamma$ в т/м³ | $\psi_0$ | $c_0$ |
| Пески, кроме пылеватых влажных и насыщенных водой . . . . . | 1,55 | $0{,}5\,\varphi^{р}$ | $0{,}5\,c^{р}$ | 1,7 | $0{,}8\,\varphi^{р}$ | $0{,}8\,c^{р}$ |
| Глины, суглинки, супеси твердой, тугопластичной и пластичной консистенции при расположении их выше уровня грунтовых вод . . . . . | 1,55 | $0{,}4\,\varphi^{р}$ | $0{,}4\,c^{р}$ | 1,7 | $0{,}6\,\varphi^{р}$ | $0{,}6\,c^{р}$ |

где $c_0$ — расчетное удельное сцепление грунта засыпки;
$c^{р}$ — расчетное удельное сцепление ненарушенного грунта, принимаемое в соответствии с табл. 13 главы СНиП II-Б. 1-62 по графе расчетных значений;
$\gamma$ — объемный вес грунта засыпки;
$\varphi^{р}$ — расчетный угол внутреннего трения грунта ненарушенной структуры допускается принимать в соответствии с табл. 13 главы СНиП II-Б. 1-62 по графам расчетных значений;
$\psi_0$ — угол, определяющий объем обелиска выпирания грунта (рис. 10).

ки; для грунтов, расположенных выше уровня грунтовых вод, принимается в зависимости от степени уплотнения по табл. 22. Объемный вес грунтов, расположенных ниже уровня грунтовых вод, снижается для глин и суглинков на 0,8 т/м³, для песков и супесей — на 1 т/м³;

$c_0$ — расчетное удельное сцепление грунта засыпки принимается по табл. 22;

$G_{ф}$ — вес фундамента. При расположении подошвы фундамента ниже уровня воды объемный вес вычисляется с учетом указаний п. 6.14.

Примечание. При расчете основания по устойчивости должно учитываться снижение объема обелиска выпирания при малых базах опор, когда поверхности обелисков рядом расположенных вырываемых фундаментов пересекаются ниже поверхности земли.

**6.17.** Расчет массивных фундаментов на устойчивость при опрокидавании производится по формуле

$$M_{р} \leqslant 0{,}80\, M_{уд}\, m, \qquad (34)$$

где $M_{р}$ — расчетный опрокидывающий момент, передаваемый опорой на фундамент. В аварийных режимах определяется с учетом коэффициентов сочетаний;

$M_{уд}$ — удерживающий момент, определяемый в соответствии с существующими методами расчета относительно края подошвы фундамента от нагрузок: веса проводов, опоры, фундамента, грунта на обрезах фундамента, а также сопротивления грунта повороту и сдвигу.

При определении удерживающего момента вес проводов, опоры и фундамента принимается с коэффициентом 0,9.

При определении веса фундамента объемный вес его части, расположенный ниже уровня воды, снижается на 1 т/м³.

Объемный вес грунта, расположенного ниже уровня грунтовых вод, снижается для глинистых грунтов на 0,8 т/м³, для песчаных грунтов — на 1 т/м³;

$m$ — коэффициент условий работы следует принимать по табл. 21.

**6.18.** Расчет прижатых сборных раздельных железобетонных фундаментов под стойки опор на горизонтальную нагрузку следует производить с учетом увеличения приложенной к нему горизонтальной силы на 20% за счет большей податливости выдергиваемого фундамента. Выдергиваемый фундамент при этом должен рассчитываться на полную горизонтальную силу, передаваемую на него опорой. Расчет на горизонтальную нагрузку производится с учетом работы грунта по боковой поверхности фундамента. В случае необходимости должны выполняться специальные мероприятия, например установка дополнительных ригелей.

Фундаменты, устанавливаемые в пучинистых грунтах, должны проверяться на одновременное действие сил пучения и постоянных, а также длительно действующих временных нагрузок. На одновременное действие кратковременных нагрузок (ветровых и от обрыва проводов) и сил пучения фундаменты не проверяются.

**6.19.** При действии горизонтальных сил фундаменты должны проверяться на сдвиг в соответствии со специальной инструкцией.

### СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ И ИХ ЗАКРЕПЛЕНИЕ В ГРУНТЕ

**6.20.** Нормы настоящего раздела распространяются на проектирование свайных фундаментов нормальных опор ВЛ из висячих свай, погружаемых вдавливанием в пробуренную скважину (лидер) с числом свай под один пояс опоры не более 3.

Примечание. Нормы не распространяются на проектирование свайных фундаментов:

а) в просадочных грунтах;

б) из полых железобетонных свай, погружаемых в грунт с открытым нижним концом;

в) из свай с утолщением в нижнем конце;

г) из забивных свай.

**6.21.** Проектирование специальных свайных фундаментов, свайных фундаментов под специальные переходные опоры, а также свайных фундаментов с количеством свай в сжатом или вырываемом кусте более 3 должно производиться в соответствии с требованиями главы СНиП II-Б.5-62 или других нормативных документов.

**6.22.** Расчет закрепления свай в грунте по первому предельному состоянию производится по формуле

$$N_р < P, \qquad (35)$$

где $N_р$ — расчетное усилие, передаваемое опорой на сваю. В аварийных режимах расчетное усилие определяется с учетом коэффициентов сочетаний;

$P$ — расчетное сопротивление сваи.

**6.23.** Расчетное сопротивление сваи в грунте $P$ для нормальных опор ЛЭП определяется по формулам:

а) на вертикальную сжимающую нагрузку

$$P_с = k m m_к (0{,}5 R^н F + u \Sigma f_i^н l_i) - 1{,}1 G_ф; \qquad (36)$$

б) на вертикальную вырывающую нагрузку

$$P_в = k m m_к u \Sigma f_i^н l_i + 0{,}9 G_ф, \qquad (37)$$

где $P_с$ и $P_в$ — расчетное сопротивление сваи в грунте на сжимающую и вырывающую вертикальные нагрузки в $т$;

$k$ — коэффициент однородности грунта, равный 0,85;

$R^н$ — нормативное сопротивление грунта в плоскости острия сваи, принимаемое по табл. 1 главы СНиП II-Б.5-62 в $т/м^2$. Для рыхлых и пылеватых песков, насыщенных водой, расчетное сопротивление $R^н$ определяется по данным испытаний свай статической нагрузкой в соответствии с требованиями главы СНиП II-Б.5-62;

$G_ф$ — вес сваи и части ростверка, приходящейся на одну сваю, в $т$;

$F$ — площадь сечения сваи в $м^2$;

$u$ — периметр сваи в $м$;

$f_i^н$ — нормативное сопротивление $i$-го слоя грунта по боковой поверхности сваи в $т/м^2$, принимаемое независимо от материала свай в соответствии с табл. 23;

$l_i$ — толщина $i$-го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, в $м$;

0,5 — коэффициент, учитывающий влияние лидера (скважины).

Определение $l_i$ должно производиться с учетом уменьшения нижнего слоя на высоту острия сваи;

$m$ — коэффициент условий работы, принимаемый по табл. 21;

$m_к$ — коэффициент условий работы сваи в кусте, состоящем из двух или трех свай, принимаемый равным:

при глубине погружения свай в грунт более 4 $м$ $m_к = 0{,}9$ при двух сваях в кусте и $m_к = 0{,}8$ при трех сваях в кусте.

Примечания: 1. Коэффициент $m_к$ вводится при расчете куста, состоящего из двух или трех свай с расстояниями между осями свай менее $6d$, где $d$ — диаметр круглого или сторона квадратного поперечного сечения сваи. Расстояние между осями свай в кусте должно быть не менее $4d$.

2. Определение веса свай при расчете на вырывающую нагрузку должно производиться с учетом снижения объемного веса ее части, находящейся ниже уровня грунтовой воды, на 1 $т/м^3$.

Таблица 23

**Нормативные сопротивления по боковой поверхности свай $f^н$ в $т/м^2$ при погружении методом вдавливания в предварительно пробуренные лидеры (скважины)**

| Наименование грунтов | Нормативное сопротивление $f^н$ в $т/м^2$ в зависимости от диаметра лидера при средней глубине $H_i$ расположения слоя грунта в $м$ | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $H_i = 1$ м | | $H_i = 2$ м | | $H_i = 3$ м | | $H_i = 4$ м | | $H_i = 5$ м | | $H_i = 6$ м | |
| | $d_л = d_c - 150$ мм | $d_л = d_c - 100$ мм | $d_л = d_c - 150$ мм | $d_л = d_c - 100$ мм | $d_л = d_c - 150$ мм | $d_л = d_c - 100$ мм | $d_л = d_c - 150$ мм | $d_л = d_c - 100$ мм | $d_л = d_c - 150$ мм | $d_л = d_c - 100$ мм | $d_л = d_c - 150$ мм | $d_л = d_c - 100$ мм |
| **Пески и супеси** | | | | | | | | | | | | |
| Пески крупные и средней крупности | 3,2 | 2,6 | 3,8 | 3,1 | 4,3 | 3,6 | 5,0 | 4,1 | 5,4 | 4,5 | 5,5 | 4,6 |
| Пески мелкие | 2,1 | 1,7 | 2,7 | 2,2 | 3,1 | 2,6 | 3,4 | 2,8 | 3,6 | 3,0 | 4,5 | 3,8 |
| Супеси сухие и сухие пылеватые пески | 1,3 | 1,2 | 1,8 | 1,5 | 2,2 | 1,9 | 2,4 | 2,0 | 2,6 | 2,2 | 4,0 | 3,6 |
| **Суглинки и глины** | | | | | | | | | | | | |
| При консистенции $B$, равной: | | | | | | | | | | | | |
| $\leqslant 0{,}2$ | 4,0 | 3,5 | 4,6 | 3,9 | 5,5 | 4,7 | 6,1 | 5,2 | 6,4 | 5,4 | 6,6 | 5,5 |
| 0,3 | 3,1 | 2,6 | 4,1 | 3,4 | 4,8 | 4,1 | 5,2 | 4,4 | 5,5 | 4,6 | 5,7 | 4,7 |
| 0,4 | 2,1 | 1,9 | 2,9 | 2,4 | 3,6 | 3,0 | 3,9 | 3,3 | 4,2 | 3,5 | 4,4 | 3,6 |
| 0,5 | 1,8 | 1,5 | 2,5 | 2,1 | 3,0 | 2,5 | 3,3 | 2,9 | 3,6 | 3,2 | 3,8 | 3,3 |
| 0,6 | 1,3 | 1,1 | 1,8 | 1,6 | 2,1 | 1,8 | 2,4 | 2,0 | 3,0 | 2,3 | 3,2 | 2,6 |
| $0{,}6 < B \leqslant 0{,}75$ | 0,65 | 0,6 | 1,0 | 0,65 | 1,3 | 1,0 | 1,3 | 1,0 | 1,3 | 1,0 | 1,3 | 1,0 |
| $0{,}75 < B \leqslant 1$ | 0,5 | 0,45 | 0,5 | 0,38 | 1,0 | 0,75 | 1,0 | 0,75 | 1,0 | 0,75 | 1,0 | 0,75 |

де $d_л$ — диаметр лидера (скважины) в *мм*;
$d_c$ — диаметр круглой или сторона квадратной сваи в *мм*.

Примечания: 1. Для песков рыхлых и пылеватых, насыщенных водой, а также супесей, насыщенных водой, расчетное сопротивление свай должно определяться по данным испытания свай статической нагрузкой на сжатие и выдергивание в соответствии с требованиями главы СНиП II-Б. 5-62.

2. В случаях, когда сваи погружаются в песчаные грунты вибромолотом или вибропогружателем, значения $f_i^н$ принимаются по таблице для случая $d_c = 150$ *мм*, при этом диаметр лидера должен быть также не более $(d_c - 150)$ *мм*.

**6.24.** В случае применения куста из двух свай под каждый пояс опоры должна быть учтена возможность неравномерного распределения внешних нагрузок между ними, в связи с чем нагрузка на каждую сваю принимается равной 0,6 полной нагрузки.

**6.25** Расчетная глубина погружения свай в грунт (кроме фундаментов для деревянных опор) должна быть не менее 4 *м*.

Для фундаментов деревянных опор допускается применение свай с расчетной глубиной погружения 3 *м*.

**6.26.** При погружении свай в грунт методом вдавливания с пробуренным в грунте направляющим лидером глубина лидера должна быть на 0,7 *м* менее глубины погружения сваи.

**6.27.** Свайные фундаменты, устанавливаемые в пучинистых грунтах, рассчитываются с учетом указаний п. 6.18.

## 7. ПРОЕКТИРОВАНИЕ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ФУНДАМЕНТОВ ПОД ОПОРЫ ВОЗДУШНЫХ ЛИНИЙ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧИ

**7.1.** Конструкции бетонных и железобетонных фундаментов следует изготовлять из тяжелого бетона с маркой по прочности на сжатие:

для сборных железобетонных фундаментов и свай — не менее 200;

для монолитных бетонных и железобетонных фундаментов — не менее 150.

Марка бетона по морозостойкости (Мрз) должна быть для изделий линий электропередачи напряжением 35 *кв* и выше — не менее 100, для изделий линий электропередачи ниже 35 *кв* — не менее 50.

**7.2.** Толщина защитного слоя бетона в железобетонных фундаментах и сваях должна быть не менее 30 *мм*.

**7.3.** При устройстве фундаментов в грунтах с агрессивными грунтовыми водами должны быть предусмотрены мероприятия, предохраняющие материал фундамента от разрушения

**7.4.** Тонкостенные элементы железобетонных фундаментов с толщиной элементов 6 *см* и менее должны быть защищены обмазочной гидроизоляцией во всех случаях.

**7.5.** Конструкции стальных фундаментов должны защищаться от коррозии путем горячей оцинковки.

**7.6.** Расчет элементов конструкций фундаментов по прочности, деформативности и трещинообразованию должен производиться в соответствии с требованиями главы СНиП II-В.1-62.

**7.7.** Ширина раскрытия трещин при расчете конструкций фундаментов со стержневой арматурой не должна превышать 0,2 *мм*.

**7.8.** Расчет фундаментов, работающих на сжатие, под стойки опор с оттяжками с шарнирным креплением стоек к фундаментам, следует производить с учетом эксцентриситета нормальной силы, определяемого в соответствии с рекомендациями п. 6.12.

**7.9.** Расчет конструкций свай следует производить с учетом распределения нагрузок между сваями при работе их в кусте в соответствии с указаниями главы СНиП II-Б.1-62 и п. 6.24 настоящей главы.

**7.10.** Прочность конструкций сборных железобетонных фундаментов и свай, определенная расчетом по первому предельному состоянию, должна быть достаточной для восприятия расчетных усилий, возникающих при транспортировке.

Прочность конструкций при транспортировке определяется от собственного веса с коэффициентом динамичности 1,25 (коэффициент перегрузки к собственному весу при этом не учитывается).

Расчетная схема при этом принимается: для свай в соответствии с главой СНиП II-Б.5-62, для грибовидных и других сборных фундаментов задается проектом в зависимости от принятых способов транспортировки.

**7.11.** Расчет сжатых сборных железобетонных фундаментов на горизонтальную нагрузку следует производить с учетом требований п. 6.18.

**7.12.** Расчет фундаментов в руслах рек и их поймах должен производиться с учетом скоростного напора воды и давления льда.

**7.13.** Конструкции фундаментов, устанавливаемые в пучинистых грунтах, должны рассчитываться с учетом растягивающих усилий от сил пучения и указаний п. 6.18.

СОДЕРЖАНИЕ


| | Стр. |
|---|---|
| 1. Общие положения . . . . . | 3 |
| 2. Сочетания нагрузок. Нормативные и расчетные нагрузки . . . . . | 5 |
| 3. Проектирование стальных конструкций опор воздушных линий электропередачи . . . . . | 10 |
| 4. Проектирование железобетонных конструкций опор воздушных линий электропередачи . . . . . | 17 |
| 5. Проектирование деревянных опор воздушных линий электропередачи . | 20 |
| 6. Проектирование оснований опор воздушных линий электропередачи . . | 24 |
| 7. Проектирование бетонных и железобетонных конструкций фундаментов под опоры воздушных линий электропередачи . . . . . | 29 |

* * *

*Госстройиздат*
*Москва, Третьяковский проезд, д. 1*

* * *

Редактор издательства *Г. Д. Климова*
Технический редактор *Л. А. Комаровская*

---

Сдано в набор 13/VII 1963 г. Подписано к печати 17/IX-1963 г.
Бумага 84×108/16 д.л=1,0 бум. л. — 3,28 усл. печ. л. (уч.-изд.л.).
Тираж 43.000 экз. Изд. № XII-8006 Зак. № 1694. Цена 16 коп.

---

Типография № 1 Государственного издательства литературы
по строительству, архитектуре и строительным материалам,
г. Владимир

БСТ N 12, 1971 г. с. 30.

# В Госстрое СССР

## Утверждение глав СНиП и указаний по проектированию

* * *

Постановлением Госстроя СССР от 6 октября 1971 г. № 166 утверждена и с 1 июля 1972 г. вводится в действие разработанная ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко Госстроя СССР глава СНиП II-В.4-71 «Деревянные конструкции. Нормы проектирования».

С 1 июля 1972 г. утратят силу:

пункт 1 приказа Госстроя СССР от 20 января 1962 г. № 10 об утверждении и введении в действие главы СНиП II-В.4-62 «Деревянные конструкции. Нормы проектирования»;

приказ Госстроя СССР от 31 декабря 1965 г. № 234 об утверждении и введении в действие изменения № 1 главы СНиП II-В.4-62 «Деревянные конструкции. Нормы проектирования»;

пункт 1 приказа Госстроя СССР от 5 сентября 1962 г. № 265 об утверждении и введении в действие главы СНиП I-В.13-62 «Лесные материалы, изделия и конструкции из древесины»;

пункт 1 приказа Госстроя СССР от 23 октября 1957 г. № 326 о введении в действие Инструкции по проектированию и изготовлению клееных деревянных конструкций и строительных деталей (СН 11-57);

раздел 5 «Проектирование деревянных опор воздушных линий электропередачи» главы СНиП II-И.9-62 «Линии электропередачи напряжением выше 1 *кв*. Нормы проектирования», утвержденный приказом Госстроя СССР от 4 июня 1963 г. № 141.

БСТ №6, 1975 г. с. 17-19.

# Изменения и дополнения главы СНиП II-И. 9-62

Постановлением Госстроя СССР от 10 апреля 1975 г. № 52 утверждены и с 1 июля 1975 г. вводятся в действие публикуемые ниже изменения и дополнения главы СНиП II-И. 9-62 «Линии электропередачи напряжением выше 1 кВ. Нормы проектирования».

В разделе 1 «Общие положения» ссылки на утратившие силу главы СНиП изменены в соответствии с таблицей:

| Номера пунктов главы СНиП II-И.9-62 | Напечатано | Следует читать |
|---|---|---|
| 1.2 | II-А.10-62 | II-А.10-71 |
| | II-А.11-62 | II-6-74 |
| | II-В.3-62 | II-В.3-72 |
| | II-В.1-62 | II-В.1-62* |
| | II-Б.1-62 | II-15-74 |
| | II-Б.5-62 | II-Б.5-67* |
| 1.5 | II-В.1-62 | II-В.1-62* |
| | II-В.3-62 | II-В.3-72 |
| | II-В.4-62 | II-В.4-71 |

**Раздел 3** «Проектирование стальных конструкций опор воздушных линий электропередачи» изложен в следующей редакции:

**«3. Проектирование стальных конструкций опор воздушных линий электропередачи и открытых распределительных устройств подстанций.**

Материалы стальных конструкций и соединений

3.1. Для опор воздушных линий электропередачи (ВЛ) и открытых распределительных устройств (ОРУ) подстанций применяются стали классов прочности С 38/23, С 44/29, С 46/33 и С 52/40. Марки стали, соответствующие указанным классам сталей, а также данные для выбора марок стали для опор различного назначения приведены в приложении 1.

Сталь, применяемая для металлических конструкций, должна удовлетворять требованиям соответствующих ГОСТов или технических условий. Условия поставки стали для сварных конструкций должны оговариваться на рабочих (КМ) и деталировочных (КМД) чертежах стальных конструкций и в документации по заказу.

3.2. Болты грубой, нормальной и повышенной точности должны применяться:

классов 4.6, 5.6 и 8.8 в соответствии с указаниями главы СНиП по проектированию стальных конструкций,

класса 6.6 по ГОСТ 1759—70 * из стали 35 с дополнительными испытаниями по пп. 1, 4 и 7 табл. 10 указанного ГОСТа — в районах с расчетной температурой минус 40° С и выше.

По конструкции болты должны применяться:

грубой точности — по ГОСТ 15589—70* или ГОСТ 15591—70 *;

нормальной точности — по ГОСТ 7798—70 * или ГОСТ 7796—70 *;

повышенной точности — по ГОСТ 7805—70 * или ГОСТ 7808—70 *.

3.3. Анкерные болты надлежит применять:

а) при расчетной температуре минус 40° С и выше — из стали марки ВСт3сп2 (ГОСТ 380—71 *) или, при соответствующем обосновании, из стали марок 09Г2С-2 и 10Г2С1-2 по ГОСТ 19281—73,

б) при расчетной температуре от минус 41° С до минус 65° С — из стали марок 09Г2С-6 и 10Г2С1-6 по ГОСТ 19281—73.

*Примечание:* категория стали (2 или 6) должна указываться в проекте и в документации по заказу.

3.4. Оттяжки из стальных спиральных канатов и из прядей с высокопрочной проволокой должны выполняться:

а) из стальных спиральных канатов по ГОСТ 3063—66; 3064—66; 3065—66;

б) из прядей с высокопрочной стальной проволокой по ГОСТ 7372—66 *.

Для стальных канатов и прядей должна применяться проволока высшей марки, поставляемая в соответствии с ГОСТ 7372—66 *.

3.5. Материалы для сварки, заклепок и отливок должны применяться в соответствии с указаниями главы СНиП по проектированию стальных конструкций.

Расчетные характеристики материалов и соединений

3.6. Расчетные сопротивления прокатной стали, отливок, сварных и заклепочных соединений следует принимать по указаниям главы СНиП по проектированию стальных конструкций.

В необходимых случаях расчетные сопротивления понижаются умножением на коэффициенты условий работы конструкций и их элементов по указаниям пп. 3.7 и 3.8 настоящей главы.

Расчетные сопротивления болтовых соединений должны приниматься по таблице 6 настоящей главы.

3.7. Расчетные сопротивления материалов понижаются умножением на соответствующие коэффициенты условий работы $m$, принимаемые для конструкций из одиночных уголков в соответствии с таблицей 7 настоящей главы, а для других конструкций — в соответствии с указаниями главы СНиП по проектированию стальных конструкций.

Таблица 6

| Болты | Соединения | Напряженное состояние и группа соединения | Условное обозначение | Расчетные сопротивления в кгс/см² | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | растяжению и срезу болтов из стали | | | | | | | смятию соединяемых элементов конструкций из стали класса | | | |
| | | | | класса | | | | марки | | | | | | |
| | | | | 4,6 | 5,6 | 6,6 | 8,8 | ВСт3сп2 | 08Г2С-2 09Г2С-6 | 10Г2С1-2 10Г2С1-6 | С 38/23 | С 44/29 | С 46/33 | С 52/40 |
| Повышенной точности | Одноболтовые и многоболтовые | Растяжение | $R^б_р$ | 1700 | 2100 | 2400 | 4000 | — | — | — | — | — | — | — |
| | | Срез В | $R^б_{ср}$ | 1500 | 1700 | 1900 | 3000 | — | — | — | — | — | — | — |
| | | Смятие В | $R^б_{см}$ | — | — | — | — | — | — | — | 3800 | 4700 | 5200 | 6100 |
| Нормальной и грубой точности | Одноболтовые | Растяжение | $R^б_р$ | 1700 | 2100 | 2400 | 4000 | — | — | — | — | — | — | — |
| | | Срез | $R^б_{ср}$ | 1500 | 1700 | 1900 | 3000 | — | — | — | — | — | — | — |
| | | Смятие | $R^б_{см}$ | — | — | — | — | — | — | — | 3800 | 4700 | 5200 | 6100 |
| | Многоболтовые | Растяжение | $R^б_р$ | 1700 | 2100 | 2400 | 4000 | — | — | — | — | — | — | — |
| | | Срез | $R^б_{ср}$ | 1300 | 1500 | 1700 | 2500 | — | — | — | — | — | — | — |
| | | Смятие | $R^б_{см}$ | — | — | — | — | — | — | — | 3400 | 4200 | 4600 | 5200 |
| Анкерные болты | | Растяжение | $R^а_р$ | — | — | — | — | 1400 | 1700 | 1900 | — | — | — | — |

Примечания: 1) К группе В относятся соединения, в которых болты поставлены в отверстия:
а) сверленые на проектный диаметр в собранных элементах;
б) сверленые на проектный диаметр в отдельных элементах и деталях по кондукторам;
в) сверленые или продавленные на меньший диаметр в отдельных деталях с последующим рассверливанием до проектного диаметра в собранных элементах.

2) Расчетные сопротивления смятию приведены для условий:
а) для соединяемых элементов из сталей классов 38/23; 44/29; 46/33 — когда величина обреза «а» (расстояние вдоль усилия от края элемента до центра ближайшего отверстия) равна $2d$, а расстояние между центрами отверстий «в» равно $2{,}5d$;
б) для соединяемых элементов из стали класса 52/40 — когда величина обреза «а»$=2d$, а расстояния между центрами отверстий «в» равно $3d$.

3) В соединяемых элементах из сталей классов 38/23; 44/29; 46/33 допускается уменьшение расстояний между центрами отверстий и от края элемента до центра ближайшего отверстия; при этом расчетные сопротивления должны быть снижены:
а) в одноболтовых соединениях:
при $a=1{,}5d$ на 15%;
при $a=1{,}25d$ на 30%;
б) в многоболтовых соединениях
при $a=1{,}5d$ и $в=2d$ на 15%.

4) При применении в соединяемых элементах конструкций проката более толстого, чем указано в приложении 1, расчетные сопротивления смятию устанавливаются в соответствии с указаниями главы СНиП по проектированию стальных конструкций.

Таблица 7

| Наименование элементов конструкций | |
|---|---|
| 1. Растянутые элементы поясов и решетки с проколотыми дырами | 0,9 |
| 2. Сжатые раскосы из одиночных равнобоких уголков, прикрепляемые к поясу одной полкой при помощи сварки, болтов или заклепок, при условии постановки в узле не менее двух болтов или заклепок по длине раскоса: | |
| а) треугольная и перекрестная решетка с несовмещенными в смежных гранях узлами (рис. 6 и 7) | 0,8 |
| б) перекрестная решетка с совмещенными в смежных гранях узлами (рис. 4) | 0,9 |
| 3. Сжатые раскосы из одиночных равнобоких уголков прикрепляемые к поясу одной полкой при помощи одного болта или одной заклепки (независимо от схемы решетки) | 0,75 |
| 4. Сжатые составные элементы решетки таврового сечения из двух равнобоких уголков, прикрепляемых полкой тавра | 0,75 |
| 5. Оттяжки из стальных канатов и пучков высокопрочной проволоки: | |
| а) для промежуточных опор в нормальных режимах | 0,9 |
| б) для анкерных, анкерно-угловых и угловых опор: | |
| в нормальных режимах | 0,8 |
| в аварийных режимах | 0,9 |

Примечания: 1. Указанные в таблице коэффициенты условий работы не распространяются на крепление соответствующих элементов в узлах.

2. Для сжатых раскосов (п. 2) при треугольной решетке с распорками (рис. 5), а также для оттяжек промежуточных опор в аварийных режимах коэффициент условий работы не учитывается.

3.8. Расчетные сопротивления сварных соединений, выполняемых на монтаже, должны быть дополнительно понижены путем умножения на коэффициент, равный 0,8.

3.9. Расчетные сопротивления (усилия) при растяжении стального каната принимаются равными значению разрывного усилия каната в целом, установленному ГОСТами или заводскими сертификатами, деленному на коэффициент безопасности по материалу 1,6 и умноженному на коэффициент условий работы элемента конструкций, принимаемый по таблице 7 настоящей главы.

3.10. Расчетное сопротивление материала U-образных анкерных тяг из круглого проката для крепления оттяжек, в опорах с оттяжками, принимается равным расчетному сопротивлению анкерных болтов, увеличенному на 20%.

3.11. Величина модулей упругости материалов, коэффициента поперечной деформации (Пуассона), коэффициентов линейного расширения, объемного веса принимается в соответствии с главой СНиП по проектированию стальных конструкций.

## Расчет элементов стальных пространственных решетчатых конструкций опор ВЛ и ОРУ

3.12. Расчет элементов стальных конструкций ВЛ и ОРУ должен производиться в соответствии с данной главой и главой СНиП по проектированию стальных конструкций.

3.13. Для составных центрально сжатых стержней опор с поясами из равнобоких уголков, ветви которых соединены планками или решетками, коэффициент продольного изгиба $\varphi$ относительно свободной оси, перпендикулярной плоскости планок и решеток, должен определяться по приведенной гибкости $\lambda_{пр}$, вычисляемой по формулам табл. 8.

Гибкость отдельных ветвей $\lambda_в$ на участке между планками должна быть не более 40. В составных стержнях с решетками гибкость отдельных ветвей на участках между узлами не должна превышать приведенную гибкость $\lambda_{пр}$ стержня в целом.

Таблица 8

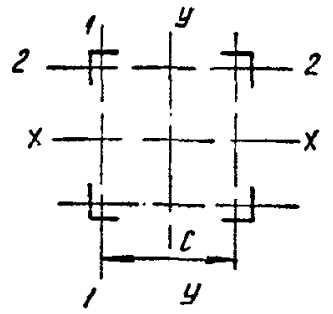
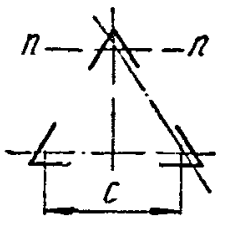
| Сечения стержня | Соединительные элементы | Приведенные гибкости |
|---|---|---|
|   | планки | $\lambda_{пр} = \sqrt{\lambda^2 + \lambda_1^2 + \lambda_2^2}$ ; (13) |
| | решетки | $\lambda_{пр} = \sqrt{\lambda^2 + F\left(\frac{K_1}{F_{р1}} + \frac{K_2}{F_{р2}}\right)}$ ; (14) |
|   | планки | $\lambda_{пр} = \sqrt{\lambda^2 + \lambda_в (1+3{,}3\, K_3)}$ ; (15) |
| | решетки | $\lambda_{пр} = \sqrt{\lambda^2 + F\frac{K_1}{F_р}}$ ; (16) |

Рис. к (13), (14)  Рис. к (15), (16)

1. Обозначения, принятые для решетчатого составного стержня:
   $\lambda$ — наибольшая гибкость всего стержня, определяемая в соответствии с п. 3. 14;
   $F$ — суммарная площадь сечения поясов;
   $F_{р1}$ и $F_{р2}$ — площади сечений раскосов решеток, лежащих в плоскостях, соответственно перпендикулярных осям *1—1* и *2—2* (для четырехгранного стержня);
   $F_р$ — площадь сечения раскосов, лежащих в одной из плоскостей (для трехгранного равностороннего стержня);
   $K_1$ и $K_2$ — коэффициенты, принимаемые в зависимости от величины углов $\alpha_1$ и $\alpha_2$ между раскосом и ветвью (рис. 1) в плоскостях соответствующих решеток.

| $\alpha_1$ ($\alpha_2$) | 30° | 40° | 45—60° |
|---|---|---|---|
| $K_1$ ($K_2$) | 45 | 31 | 27 |

2. Обозначения, принятые для составного стержня на планках:
   $\lambda$ — наибольшая гибкость всего стержня, определяемая в соответствии с п. 3.14;
   $\lambda_1$ и $\lambda_2$ — гибкость отдельных ветвей при изгибе их в плоскостях, перпендикулярных осям соответственно 1—1 и 2—2, на участках между приваренными планками (в свету) или между центрами крайних болтов или заклепок (для четырехгранного стержня);
   $\lambda_в$ — минимальная гибкость ветви, принимаемая относительно оси $n — n$ на участке между приваренными планками (в свету) или между центрами крайних болтов или заклепок (для трехгранного равностороннего стержня);
   $K_3$ — отношение погонной жесткости пояса на длине панели к погонной жесткости планок

$$K_3 = \frac{I_в \cdot C}{I_{пл} \cdot l}, \qquad (17)$$

   где $C$ — расстояние между центрами тяжести ветвей;
   $l$ — расстояние между центрами планок;
   $I_{пл}$ — момент инерции сечения планок относительно оси $x — x$ (рис. 2);
   $I_в$ — момент инерции сечения ветви относительно оси $n — n$.

Примечание: формула (13) справедлива при отношении погонных жесткостей планки и ветви $I_{пл}\,/\,I_в \geqslant 5$, при $I_{пл}\,/\,I_в < 5$ должно быть учтено влияние гибкости планки на величину приведенной гибкости.

*(Продолжение см. в следующем номере)*

БСТ N 7, 1975, с. 16-19

# Изменения и дополнения главы СНиП II-И. 9-62

**Постановлением Госстроя СССР от 10 апреля 1975 г. № 52 утверждены и с 1 июля 1975 г. вводятся в действие публикуемые ниже изменения и дополнения главы СНиП II-И. 9-62.**

*(Продолжение. См. начало в № 6 за 1975 г.)*

3.14. Гибкость всего стержня $\lambda$ (входящая в формулы табл. 8) зависит от конфигурации составного стержня:

для четырехгранного стержня с параллельными поясами, шарнирно опертого по концам:

$$\lambda = \frac{2l}{C} \qquad (18)$$

для трехгранного равностороннего стержня с параллельными поясами, шарнирно опертого по концам:

$$\lambda = \frac{2{,}5l}{C} \qquad (19)$$

для свободно стоящей опоры пирамидальной формы и формы обелиска:

$$\lambda = \frac{2\mu_1 l}{C_н} \qquad (20)$$

В формулах 18—20:

$l$ — геометрическая длина составного стержня;

$C$ — ширина наиболее узкой грани стержня с параллельными поясами;

$C_н$ — ширина наиболее узкой грани пирамидальной опоры в основании.

Значение коэффициента $\mu_1$ для определения расчетной длины опоры пирамидальной формы принимается по табл. 9 в зависимости от соотношения ширины грани в верхнем и нижнем сечениях (рис. 3).

3.15. Соединительные элементы (планки или решетки) центрально сжатых составных стержней должны рассчитываться на условную поперечную силу $Q_{усл.}$ (в кгс), в соответствии с указанием главы СНиП по проектированию стальных конструкций.

При расчете равносторонних трехгранных составных стержней условная поперечная сила, приходящаяся на систему соединительных элементов, расположенных в одной плоскости принимается

$$Q_п = \frac{2}{3} Q_{усл.}$$

Соединительные планки трехгранных стержней рассчитываются как элементы безраскосных ферм на:

а) силу, срезывающую планку, по формуле:

$$T = \frac{Q_п l}{C} \qquad (21)$$

б) момент, изгибающий планку в ее плоскости, по формуле:

$$M = 0{,}6 Q_п l \qquad (22)$$

3.16. Соединительные решетки должны рассчитываться как решетки ферм. При расчете перекрестных раскосов крестовой решетки с распорками следует учитывать дополнительные усилия, возникающие от обжатия поясов.

3.17. Стержни, предназначенные для уменьшения расчетной длины сжатых элементов должны рассчитываться на усилие от условной поперечной силы в основном стержне, определяемой в соответствии с главой СНиП по проектированию стальных конструкций.

3.18. Соединительные элементы (планки или решетки) внецентренно сжатых стержней должны рассчитываться либо на фактическую поперечную силу, либо на условную поперечную силу, вычисленную согласно

Таблица 9

| $C_в/C_н$ | 1 | 0,9 | 0,8 | 0,7 | 0,6 | 0,5 | 0,4 | 0,3 | 0,2 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $\mu_1$ | 2 | 2,08 | 2,15 | 2,2 | 2,3 | 2,42 | 2,56 | 2,73 | 3,0 |

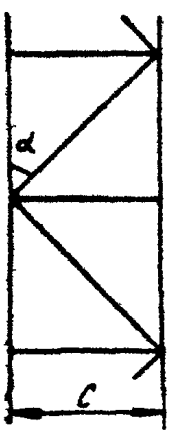



Рис. 1.

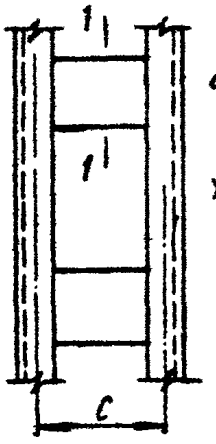
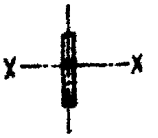



Рис. 2.



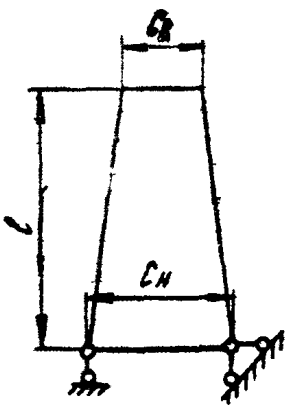




Рис. 3.

п. 3.15 настоящей главы. При этом в качестве расчетной поперечной силы принимается бо́льшая из них.

3.19. Устойчивость и прочность внецентренно сжатых элементов постоянного сечения проверяются в соответствии с требованиями главы СНиП по проектированию стальных конструкций.

Для трехгранных сквозных стержней с решетками или планками с постоянным по длине равносторонним сечением относительный эксцентриситет определяется по формулам:

а) при плоскости изгиба, перпендикулярной одной из граней:

$$m = \frac{3{,}48M}{NC} \qquad (23)$$

Таблица 10

| Вид конструкции | Пояса | | Элементы решетки | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | расчетная длина $l_0$ | радиус инерции $r$ | расчетная длина $l_0$ раскоса | расчетная длина $l_0$ стойки | радиус инерции $r$ |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Конструкции с совмещенными в смежных гранях узлами (рис. 4, б) за исключением пересекающихся стержней перекрестной решетки | $l_п$ | $r_{min}$ | $\mu_р l_р$ | $0{,}8 l_с$ | $r_{min}$ |
| Конструкции с несовмещенными в смежных гранях узлами (рис. 6 и 7) за исключением пересекающихся стержней перекрестной решетки | $\mu_п l_п$ | $r_x$ | $\mu_р l_р$ | — | $r_{min}$ |
| Пересекающиеся стержни перекрестной решетки (рис. 4, б) | — | — | $\mu_р l^0_р$ | — | $r_{min}$ |

где $\mu_п$ — коэффициент расчетной длины пояса при приклепании раскосов к поясу из равнобокого уголка сварными швами, а также двумя и более болтами или заклепками, расположенными вдоль раскоса, определяется по табл. 11;

б) при плоскости изгиба, параллельной одной из граней

$$m = \frac{3M}{NC} \qquad (24)$$

где $m$ — относительный эксцентриситет;

$C$ — ширина грани стойки.

3.20. Расчетные длины $l_0$ и радиусы инерции при определении гибкости элементов пространственных решетчатых конструкций из одиночных равнобоких уголков должны приниматься по табл. 10 настоящей главы.

Гибкость элемента из одиночного уголка определяется делением расчетной длины элемента $l_0$ на соответствующий радиус инерции.

*Продолжение табл. 10*

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
|---|---|---|---|---|---|

$\mu_р$ — коэффициент расчетной длины раскоса при прикреплении раскосов к поясу сварными швами или болтами, расположенными вдоль раскоса, определяется по табл. 12.

Значение $l^0_р$ — для сжатых раскосов перекрестной решетки по рис. 4 и 6 в зависимости от условий загружения поддерживающего стержня принимается по табл. 13.

Таблица 11

| $l_п/l_р$ | 10 | 5 | 2,5 | 1,25 | 1 |
|---|---|---|---|---|---|
| $\mu_п$ | 1,13 | 1,08 | 1,03 | 1 | 0,98 |

где $\frac{i_п}{i_р} = \frac{I_{п\,min}\, l_р}{I_{р\,min}\, l_п}$ — отношение наименьших погонных жесткостей пояса и раскоса;

$I_{п\,min}$ и $I_{р\,min}$ — наименьшие моменты инерции пояса и раскоса;

$l_п$ и $l_р$ — длина панели пояса и длина раскоса по рис. 6 и 7.

Примечание. Если раскосы прикреплены к поясу одним болтом или одной заклепкой, принимается $\mu_п = 1{,}14$ независимо от $\frac{i_п}{i_р}$.

Таблица 12

| Вид соединения раскоса | $\frac{i_п}{i_р}$ | Значения $\mu_р$ при $\frac{l_р}{r_{min}}$ для непересекающихся раскосов и при $\frac{l^0_р}{r_{min}}$ для пересекающихся раскосов перекрестной решетки | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | <80 | 100 | 120 | 140 | 160 | 180 | >200 |
| Оба конца раскоса крепятся непосредственно к поясу сварными швами или двумя и более болтами | ≤2 | 0,96 | 0,89 | 0,83 | 0,77 | 0,74 | 0,72 | 0,7 |
| | ≥6 | 0,92 | 0,84 | 0,78 | 0,74 | 0,7 | 0,7 | 0,7 |
| То же, одним болтом | Независимо от $\frac{i_п}{i_р}$ | 1,0 | 0,94 | 0,88 | 0,83 | 0,8 | 0,78 | 0,77 |

где $\frac{i_п}{i_р}$ — отношение наименьших погонных жесткостей пояса и раскоса; $\frac{i_п}{i_р} = \frac{I_{п\,min}\, l_р}{I_{р\,min}\, l_п}$

$l_р$ — длина непересекающегося раскоса по рис. 5 и 7;

$l^0_р$ — для пересекающегося раскоса перекрестной решетки принимается по табл. 13.

Примечание. Промежуточные значения $\mu_р$ определяются интерполяцией.

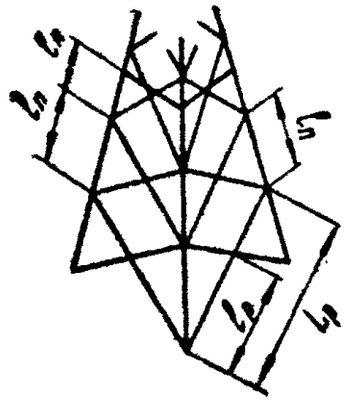


Рис. 4.

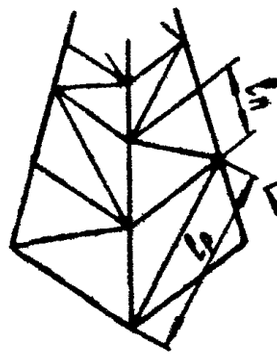


Рис. 5.

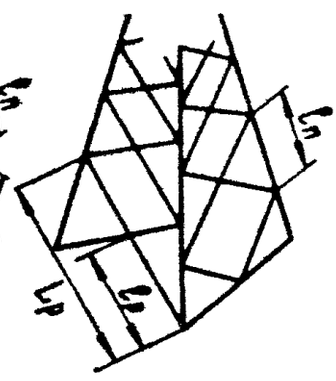


Рис. 6.

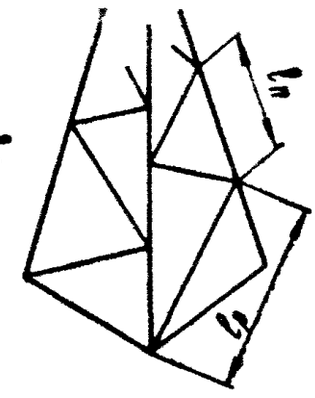


Рис. 7.

Таблица 13

| Характеристика узла пересечений стержней перекрестной решетки по рис. 4 и 6 | Значение $l_p^0$ | | |
|---|---|---|---|
| | при растяжении в поддерживающем стержне | при неработающем поддерживающем стержне | при сжатии в поддерживающем стержне |
| Оба стержня не прерываются | $l_p$ | $1{,}3l_p$ | $0{,}8L_p$ |
| Поддерживающий стержень прерывается и перекрывается фасонкой (рассматриваемый стержень не прерывается): | | | |
| а) при совмещенных в двух смежных гранях узлах, а также при несовмещенных узлах, при условии, что $\frac{i_п}{i_p} \geqslant 3$ | $1{,}3l_p$ | $1{,}6l_p$ | $L_p$ |
| б) при несовмещенных узлах и условии, что $\frac{l_п}{l_p}=1$ | $1{,}6l_p$ | $1{,}8l_p$ | $L_p$ |

где $\frac{i_п}{i_p} = \frac{I_{п\,min}\, l_p}{I_{p\,min}\, l_п}$ — отношение наименьших погонных жесткостей пояса и раскоса.

$I_{min}$ и $I_{pmin}$ — наименьшие моменты инерции пояса и раскоса.

Примечания: 1. В случае, если точка пересечения встречных раскосов закреплена от перемещения из плоскости грани (постановка диафрагм и пр.) $l_p^0$ принимается равной расстоянию между соседними узлами.

2. В случае несовмещенных узлов в смежных гранях при прерывающемся поддерживающем стержне значения $l_p^0$ при $1 < \frac{i_п}{i_p} < 3$ берутся по интерполяции между значениями пунктов «а» и «б».

3.21. При центрировании решетки в конструкциях из одиночных уголков на обушок или болтовую риску поясного уголка влияние эксцентриситета в узлах может не учитываться при:

а) расчете конструкции в аварийном режиме работы на совместное действие продольной силы, поперечной силы и крутящего момента;

б) расчете конструкции в нормальном режиме работы (без учета кручения), когда величина усилий в элементах решетки не превышает 15% максимального усилия в поясе от той же нагрузки в месте прикрепления раскоса.

Если усилия в элементах решетки превышают 15% максимального усилия в поясе от той же нагрузки, следует производить центрирование раскосов на центр тяжести пояса или расчетные усилия в элементах опоры (поясах и раскосах) увеличивать путем умножения на коэффициент $\alpha$, значение которого приведено в табл. 14.

Таблица 14

| Расстояние от обушка до болтовой риски | Значение коэффициента $\alpha$ при отношении усилия в раскосе к усилию в поясе в % | | | |
|---|---|---|---|---|
| | до 15 | 30 | 40 | < 50 |
| $2Z_0$ | 1 | 1,02 | 1,04 | 1,07 |
| $2{,}2Z_0$ | 1 | 1,04 | 1,07 | 1,12 |
| $2{,}4Z_0$ | 1 | 1,05 | 1,10 | 1,17 |

Примечание. При центрировании элементов решетки на обушок поясного уголка значения $\alpha$ принимаются по первой строке ($2Z_0$).

$Z_0$ — расстояние по полке уголка от обушка до центра тяжести.

3.22. Расчет сварных соединений производится в соответствии с главой СНиП по проектированию стальных конструкций.

3.23. Расчет заклепочных и болтовых соединений производится в соответствии с главой СНиП по проектированию стальных конструкций с учетом указаний по проектированию болтовых соединений, изложенных в данном разделе.

Примечание: В соединениях, когда два сходящихся в узле раскоса крепятся к поясу через один болт, за расчетную силу, при расчете пояса на смятие под болтом, должна приниматься равнодействующая расчетных продольных сил, передающихся на болт от обоих раскосов.

### Конструктивные требования

3.24. Стальные конструкции опор линий электропередачи должны проектироваться в соответствии с конструктивными требованиями главы СНиП по проекти-

рованию стальных конструкций и настоящего раздела.

3.25. Гибкость стержней из одиночных уголков не должна превышать предельных гибкостей, приведенных в табл. 15.

3.26. Конструирование сварных, болтовых и заклепочных соединений должно производиться в соответствии с требованиями главы СНиП по проектированию стальных конструкций и пп. 3.27—3.29 настоящей главы.

При проектировании сварных конструкций необходимо учитывать требования главы СНиП по проектированию стальных конструкций в части предупреждения хрупкого разрушения сварных стальных конструкций.

3.27. Образование отверстий в стальных конструкциях опор линий электропередачи должно производиться сверлением, продавливанием или продавливанием с последующей рассверловкой.

Образование отверстий продавливанием на полный диаметр допускается в элементах толщиной не выше 12 мм для сталей класса 38/23 и 10 мм для сталей классов 44/29, 46/33 и 52/40; при этом должно соблюдаться указание примечания к табл. 16.

3.28. В соединениях элементов на болтах нормальной и грубой точности, работающих на срез, диаметр отверстия должен назначаться на 1 мм больше номинального диаметра болта. Допуск на диаметр отверстия назначается +0.6 мм. Указанные требования оговариваются в проекте.

В соединениях, где болты работают на срез, применение болтов, имеющих по длине ненарезанной части участки с различным диаметром, не допускается.

3.29. Размещение болтов должно производиться в соответствии с табл. 16.

При размещении болтов в шахматном порядке расстояние между их центрами вдоль усилия следует принимать не менее $C+1.5\,d$, где $C$ — расстояние между рядами поперек усилия; $d$ — диаметр отверстия.

При таком размещении сечения элемента $F_{нт}$ определяется с учетом ослабления его отверстиями, расположенными только в одном сечении поперек усилия (не по «зигзагу»).

Таблица 15

| Наименование элементов опоры | | | Максимально допускаемая гибкость | |
|---|---|---|---|---|
| | | | сжатые элементы | растянутые элементы |
| Пояса | | | 120 | 250 |
| Раскосы и стойки, передающие опорные реакции (например, опорные раскосы и стойки траверсы) | | | 120 | 250 |
| Первый снизу раскос решетчатой стойки | | | 150 | 150 |
| Прочие стержни решетки | Сварные опоры | При использовании несущей способности до 50% | 180 | 350 |
| | | То же, на 100% | 150 | |
| | Болтовые опоры | при использовании несущей способности до 50% | 200 | 350 |
| | | То же, на 100% | 180 | |
| Предварительно-напряженные стержни | | | — | не ограничивается |
| Нерабочие элементы | | | 200 | |

Примечания: 1. Несущая способность сжатых раскосов в % исчисляется с учетом продольного изгиба.

2. При использовании в прочих сжатых стержнях решетки свыше 50% их несущей способности предельные гибкости определяются линейной интерполяцией между 150—180 для сварных опор и между 180—200 для болтовых опор.

3. Гибкость поясов сжатых и нерабочих элементов решетки определяется в зависимости от расчетной длины $l_0$ и соответствующего радиуса инерции, принимаемых по табл. 10.

4. При проверке гибкости перекрестных растянутых раскосов расчетные гибкости определяются по полной длине раскоса и радиусу инерции $r_x$ (относительно оси, параллельной полке уголка).

5. Расчетная гибкость растянутых непересекающихся раскосов определяется в зависимости от $l_0/r_{min}$, где $l_0$ принимается по рис. 5 и 7.

Таблица 16

| Характеристика расстояния | Расстояния в соединяемых элементах конструкций из сталей классов | |
|---|---|---|
| | 38/23; 44/29; 46/33 | 52/40 |
| 1. Расстояние между центрами болтов в любом направлении: | | |
| а) минимальное | $2,5d$ | $3d$ |
| б) максимальное | $8d$ или 12δ | $8d$ или 12δ |
| 2. Расстояние от центра болта до края элемента: | | |
| а) минимальное вдоль усилия | $2d$ | $2d$ |
| б) то же, поперек усилия: при обрезных кромках | $1,5d$ | $1,5d$ |
| при прокатных | $1,2d$ | $1,2d$ |
| в) максимальное | $4d$ или 8δ | $4d$ или 8δ |

Обозначения принятые в табл. 16:
$d$ — диаметр отверстия;
δ — толщина наиболее тонкого наружного элемента.

Примечания: 1. При условии снижения расчетных сопротивлений смятию (в соответствии с указаниями п. 3 примечаний к табл. 6) и обеспечении возможности закручивания болтов в соединении в элементах из сталей классов 38/23; 44/29; 46/33 допускается уменьшение расстояний между центрами болтов (п. 1а), а также от центра болта до края элемента вдоль усилия (п. 2а):

между центрами болтов — до $2d$;

до края элемента в многоболтовых соединениях — до $1.5d$ и в одноболтовых соединениях — до $1.5d$ и $1.25d$.

2. Отверстия при расположении их центра от края элемента на расстоянии $1.25d$ во всех случаях должны образовываться только сверлением. Размер $1.25d$ должен выполняться без допуска в сторону уменьшения. Указанные требования должны оговариваться в проекте.

(Продолжение см. в следующем номере)

БСТ N 8 1975 г. с. 15-17

# Изменение и дополнение главы СНиП II-И.9-62

(Окончание. Начало опубликовано в № 6 и 7 журнала за 1975 г.)

Глава СНиП II-И.9-62 дополнена приложением 1: «Указания по применению сталей для стальных конструкций опор линий электропередачи и открытых распределительных устройств».

Приложение 1

**Указания по применению сталей для стальных конструкций опор линий электропередачи и ОРУ подстанций**

| Расчетная температура, °С | Класс стали | Марка стали | Толщина листового, сортового или фасонного проката в мм | ГОСТ или ТУ на поставку | Требования по ударной вязкости в соответствии с ГОСТ или ТУ на поставку | | | | Примечания |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | при температуре °С | | | после механического старения | |
| | | | | | —20 | —40 | —70 | | |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| *Группа I. Сварные специальные переходные опоры высотой более 50 м* | | | | | | | | | |
| $t \geqslant -40$ | С 38/23 | ВСтЗпс6 | от 6 до 10 | 380—71* | — | — | — | + | |
| | | ВСтЗсп5 | от 11 до 25 | 380—71* | + | — | — | + | |
| | | ВСтЗГпс5 | от 11 до 30 | 380—71* | + | — | — | + | |
| | | 09Г2С-12 | от 61 до 160 | 19282—73 | — | + | — | + | |
| | С 44/29 | 09Г2-12 | от 5 до 10 | 19281—73, 19282—73 | — | + | — | + | |
| | | 09Г2С-12 | от 21 до 60 | 19281—73, 19282—73 | — | + | — | + | |
| | С 46/33 | 14Г2-12 | от 5 до 32 | 19281—73; 19282—73 | — | + | — | + | |
| | | 10Г2С1-12 | » 5 » 40 | 19281—73, 19282—73 | — | + | — | + | |
| | | 09Г2С-12 | » 5 » 20 | 19281—73; 19282—73 | — | + | — | + | |
| | С 52/40 | 14Г2АФ-12 | от 6 до 50 | 19282—73 | — | + | — | + | |
| | | 15Г2АФДпс-12 | от 10 до 82 | 19282—73 | — | + | — | + | |
| $40 > t \geqslant -65$ | С 38/23 | 09Г2С-15 | от 61 до 160 | 19282—73 | — | — | + | + | |
| | С 44/29 | 09Г2С-15 | от 21 до 60 | 19282—73 | — | — | + | + | |
| | С 46/33 | 09Г2С-15 | от 5 до 20 | 19281—73; 19282—73 | — | — | + | + | |
| | | 10Г2С1-15 | от 5 до 10 | 19281—73, 19282—73 | — | — | + | + | |
| *Группа II. Сварные опоры ВЛ и ошиновки ОРУ высотой до 50 м, опоры под выключатели* | | | | | | | | | |
| $t \geqslant -30$ | С 38/23 | ВСтЗпс2 | 3 и 4 | 380—71* | — | — | — | — | |
| | | ВСтЗпс6 | от 5 до 25 | 380—71* | — | — | — | + | |
| | | ВСтЗГпс5 | от 11 до 30 | 380—71* | + | — | — | + | |
| | | ВСтЗсп3 | от 26 до 40** | 380—71* | — | — | — | — | Только для опорных плит башмаков. Ударная вязкость при $t = +20°$ С |
| | | 09Г2С-12 | от 61 до 160 | 19282—73 | | + | — | + | |
| | С 44/29 | 09Г2-2 | 4 | 19281—73; 19282—73 | — | — | — | — | |
| | | 09Г2-6 | от 5 до 10 | 19281—73; 19282—73 | — | + | — | — | |
| | | 09Г2С-6 | от 21 до 60 | 19281—73; 19282—73 | — | + | — | — | |
| | С 46/33 | 14Г2-6 | от 4 до 32 | 19281—73; 19282—73 | — | + | — | — | |
| | | 10Г2С1-6 | от 4 до 40 | 19281—73; 19282—73 | — | + | — | — | |
| | | 09Г2С-6 | от 4 до 20 | 19281—73; 19282—73 | — | + | — | — | |
| | С 52/40 | 14Г2АФ-6 | от 4 до 50 | 19282—73 | — | + | — | — | |
| | | 15Г2АФДпс-6 | от 4 до 32 | 19282—73 | — | + | — | — | |
| $30 > t \geqslant -40$ | | ВСтЗпс2 | 3 и 4 | 380—71* | — | — | — | — | |
| | | ВСтЗпс6 | от 5 до 10 | 380—71* | — | — | — | + | |
| | | ВСтЗГпс5 | от 11 до 30 | 380—71* | + | — | — | + | |
| | | ВСтЗсп5 | от 11 до 25 | 380—71* | + | — | — | + | |
| | С 38/23 | ВСтЗсп3 | от 26 до 40** | 380—71* | — | — | — | — | Только для опорных плит башмаков. Ударная вязкость при $t = +20°$ С |

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | Примечания |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | С38/23 | 09Г2С-12 | от 61 до 160 | 19282—73 | – | + | – | + | |
| | С 44/29 | 09Г2-2<br>09Г2-6<br>09Г2С-6 | 4<br>от 5 до 10<br>от 21 до 60 | 19281—73; 19282—73<br>19281—73; 19282—73<br>19281—73; 19282—73 | –<br>–<br>– | –<br>+<br>+ | –<br>–<br>– | –<br>–<br>– | |
| $-30 > i \geq -40$ | С 46/33 | 14Г2-6<br>10Г2С1-6<br>09Г2С-6 | от 4 до 32<br>от 4 до 40<br>от 4 до 20 | 19281—73; 19282—73<br>19281—73; 19282—73<br>19281—73; 19282—73 | –<br>–<br>– | +<br>+<br>+ | –<br>–<br>– | –<br>–<br>– | |
| | С 52/40 | 14Г2АФ-6<br>15Г2АФДпс-6 | от 4 до 50<br>от 4 до 32 | 19282—73<br>19282—73 | –<br>– | +<br>+ | –<br>– | –<br>– | |
| | С 38/23 | 09Г2С-12 | от 61 до 160 | 19282—73 | – | + | – | + | |
| $-40 > i \geq -50$ | С 44/29 | 09Г2-2<br>09Г2-12<br>09Г2С-12 | 4<br>от 5 до 10<br>от 21 до 60 | 19281—73; 19282—73<br>19281—73; 19282—73<br>19281—73; 19282—73 | –<br>–<br>– | –<br>+<br>+ | –<br>–<br>– | –<br>+<br>+ | |
| | С 46/33 | 09Г2С-12<br>10Г2С1-12 | от 4 до 20<br>от 5 до 40 | 19281—73; 19282—73<br>19281—73; 19282—73 | –<br>– | +<br>+ | –<br>– | +<br>+ | |
| | С 38/23 | 09Г2С-15 | от 61 до 160 | 19282—73 | – | – | + | + | |
| | С 44/29 | 09Г2-12<br>09Г2С-15 | от 5 до 10<br>от 21 до 60 | 19281—73; 19282—73<br>19282—73 | –<br>– | +<br>– | –<br>+ | +<br>+ | |
| $-50 > i \geq -65$ | С 46/33 | 09Г2С-12<br>09Г2С-15<br>10Г2С1-15 | от 5 до 10<br>от 12 до 20<br>от 5 до 60 | 19281—73; 19282—73<br>19282—73<br>19281—73; 19282—73 | –<br>–<br>– | +<br>–<br>– | –<br>+<br>+ | +<br>+<br>+ | |

**Группа III.** *Конструкции, относящиеся к группам I и II при отсутствии сварки (болтовые, клепаные*

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | С 38/23 | ВСт3пс2<br>ВСт3пс6<br>ВСт3Гпс5<br>09Г2С-12 | 3 и 4<br>от 5 до 25<br>от 10 до 30<br>от 61 до 160 | 380—71*<br>380—71*<br>380—71*<br>19282—73 | –<br>–<br>+ | –<br>–<br>– | –<br>–<br>– | –<br>+<br>+ | |
| $i \geq -40$ | С 44/29 | 09Г2-2<br>09Г2-6<br>09Г2С-6 | 4<br>от 5 до 10<br>от 21 до 60 | 19281—73; 19282—73<br>19281—73; 19282—73<br>19281—73; 19282—73 | –<br>–<br>– | –<br>+<br>+ | –<br>–<br>– | –<br>–<br>– | |
| | С 46/33 | 14Г2-6<br>10Г2С1-6<br>09Г2С-6 | от 4 до 32<br>от 4 до 40<br>от 4 до 20 | 19281—73; 19282—73<br>19281—73; 19282—73<br>19281—73; 19282—73 | –<br>–<br>– | +<br>+<br>+ | –<br>–<br>– | –<br>–<br>– | |
| | С 52/40 | 14Г2АФ-6<br>15Г2АФДпс-6 | от 4 до 50<br>от 4 до 32 | 19282—73<br>19282—73 | –<br>– | +<br>+ | –<br>– | –<br>– | |
| | С 38/23 | 09Г2С-15 | от 61 до 160 | 19282—73 | – | – | + | + | |
| $-40 > i \geq -65$ | С 44/29 | 09Г2-12<br>09Г2С-12 | от 5 до 20<br>от 21 до 60 | 19281—73; 19282—73<br>19281—73; 19282—73 | –<br>– | +<br>+ | –<br>– | +<br>+ | |
| | С 46/33 | 14Г2-12<br>10Г2С1-12<br>09Г2С-12 | от 5 до 32<br>от 5 до 32<br>от 5 до 20 | 19281—73; 19282—73<br>19281—73; 19282—73<br>19281—73 19282—73 | –<br>–<br>– | +<br>+<br>+ | –<br>–<br>– | +<br>+<br>+ | |

**Группа IV.** *Опоры под оборудование ОРУ (кроме опор под выключатели), металлоконструкции кабельных каналов, детали путей перекатки трансформаторов (лестницы, трапы, ограждения, перила и другие малонагруженные элементы — сварные и болтовые*

| | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $i \geq -40$ | С 38/23 | ВСт3кп2<br>ВСт3пс6 | от 4 до 10<br>от 11 до 30 | 380—71*<br>380—71* | –<br>– | –<br>– | –<br>– | –<br>+ | |

Продолжение приложения 1

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | Примечания |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $-40 > t \geq -65$ | С 38/23 | ВСт3сп5<br>ВСт3Гпс5 | от 5 до 25<br>от 5 до 30 | 380—71*<br>380—71* | +<br>+ | —<br>— | —<br>— | +<br>+ | |

** В соответствии с главой СНиП по проектированию стальных конструкций расчетные сопротивления прокатной стали ВСт3 принимаются при толщинах: а) от 31 до 40 мм $R = 1900$ кг/см²; б) от 41 до 160 мм $R = 1700$ кг/см².

Примечания: 1. За расчетную температуру принимается средняя температура наружного воздуха наиболее холодной пятидневки согласно указаний главы СНиП по строительной климатологии и физике.

2. Сталь всех марок должна удовлетворять требованиям на загиб в холодном состоянии согласно нормам действующих ГОСТов и технических условий.

3. В таблице знаком + отмечено требование гарантии по ударной вязкости, которое должно предъявляться к стали. Величина требуемой ударной вязкости в кгсм/см² принимается в соответствии с нормами действующих ГОСТов или технических условий.

4. В графе 5 (ГОСТ или ТУ на поставку) для низколегированных сталей указано: ГОСТ 19281—73 для сортовой и фасонной стали, ГОСТ 19282—73—для толстолистовой и широкополосной универсальной стали.

5. Стали 14Г2АФ и 15Г2АФДпс применять только для листовых элементов конструкций.

6. При технико-экономическом обосновании допускается использование других марок сталей, указанных в табл. 50 СНиП по проектированию стальных конструкции, в соответствующих диапазонах температур:

а) для специальных переходных опор высотой более 50 м — по группам I и II;

б) для нормальных опор — по группам II и III.

7. За толщину, указанную в графе 4, для двутавров и швеллеров принимается толщина стенки.

8. При толщине проката 4 мм и менее приведенные в таблице марки стали применяются без требования ударной вязкости.

9. Расчетные сопротивления сталей соответствующих классов прочности принимаются по указаниям главы СНиП по проектированию стальных конструкций

БСТ N 1, 1975 г. с. 10.

С вводом в действие главы СНиП II-15-74, с 1 октября 1975 г. утрачивают силу следующие нормативные документы:

глава СНиП II-Б.1-62 (изд. 1962 г.), II-Б.1-62* (изд. 1964 г.) «Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования»;

изменение № 1 главы СНиП II-Б.1-62, внесенное приказом Госстроя СССР от 29 марта 1966 г. № 30, и изменение главы СНиП II-Б.1-62*, внесенное постановлением Госстроя СССР от 13 декабря 1972 г. № 206;

глава СНиП II-Б.2-62 (изд. 1962 г.), II-Б.2-62* (изд. 1964 г.) «Основания и фундаменты зданий и сооружений на просадочных грунтах. Нормы проектирования»;

раздел 6 «Проектирование оснований опор воздушных линий электропередачи» главы СНиП II-И.9-62 «Линии электропередачи напряжением выше 1 кВ. Нормы проектирования»;

«Указания по применению сборных ленточных фундаментов» (СН 58-59);

«Временные указания по проектированию оснований и фундаментов зданий и сооружений, возводимых на набухающих грунтах» (СН 331-65);

«Указания по проектированию оснований и фундаментов зданий и сооружений, возводимых на насыпных грунтах» (СН 360-66).

БСТ N 6, 1976 г. с. 2

# О нормах проектирования бетонных и железобетонных конструкций

Постановлением Госстроя СССР от 24 ноября 1975 г. № 196 утверждена и с 1 января 1977 г. вводится в действие глава СНиП II-21-75 «Бетонные и железобетонные конструкции», разработанная НИИЖБом и ЦНИИпромзданий Госстроя СССР с участием ряда научно-исследовательских и проектных организаций, а также высших учебных заведений страны. При разработке этой главы учтены положения стандарта СЭВ СТ 76—74 «Конструкции бетонные и железобетонные. Основные положения проектирования».

С введением в действие главы СНиП II-21-75 утратят силу: глава СНиП II-В.1-62* «Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования»; глава СНиП I-В.3-62 «Бетоны на неорганических вяжущих и заполнителях»; глава СНиП I-В.4-62 «Арматура для железобетонных конструкций»; разделы 4 и 7 главы СНиП II-И.9-62 «Линии электропередачи напряжением выше 1 кВ. Нормы проектирования»; Указания по обеспечению долговечности железобетонных вентиляторных градирен при проектировании и строительстве (СН 254-63); Указания по проектированию конструкций из ячеистых бетонов (СН 287-65); Указания по применению в железобетонных конструкциях стержневой арматуры (СН 390-69).

Принципиальные отличия новых норм проектирования от действующих в основном сводятся к следующему.

Вместо расчета по трем предельным состояниям теперь железобетонные конструкции в соответствии с требованиями главы СНиП II-А. 10-71 «Строительные конструкции и основания. Основные положения проектирования» должны рассчитываться по предельным состояниям двух групп: первой — по несущей способности; второй — по пригодности к нормальной эксплуатации.

Расчет по предельным состояниям первой группы должен обеспечивать конструкции от разрушения и потери устойчивости, а по предельным состояниям второй группы — от образования трещин, а также их чрезмерного или длительного раскрытия (если по услови-

gost.e-ecolog.ru