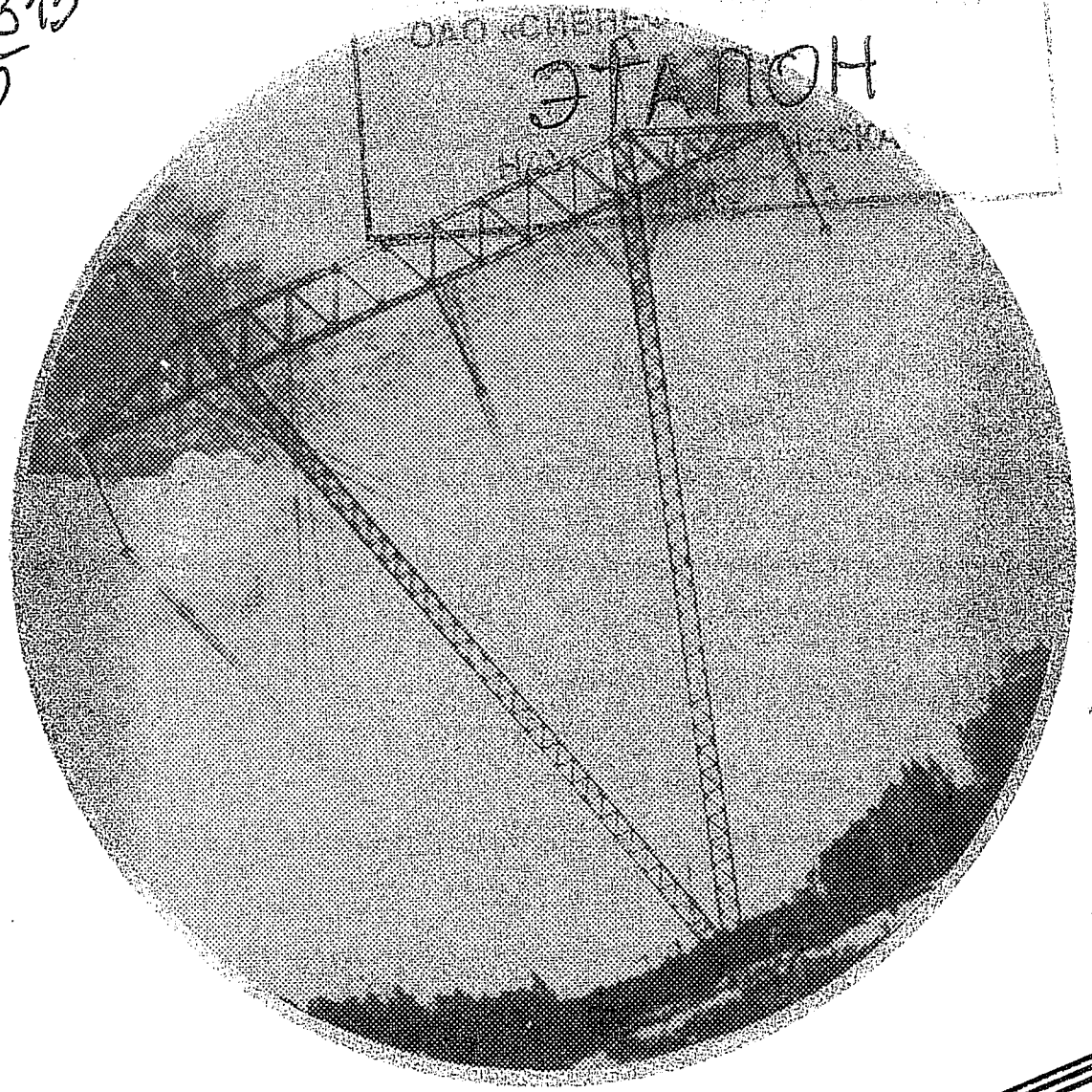


621.315  
K85



К. П. КРЮКОВ  
Б. П. НОВГОРОДЦЕВ

**КОНСТРУКЦИИ**  
И МЕХАНИЧЕСКИЙ  
**РАСЧЕТ**

ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧИ

К. П. КРЮКОВ,  
Б. П. НОВГОРОДЦЕВ

---

---

# КОНСТРУКЦИИ И МЕХАНИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ЛИНИЙ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧИ

ИЗДАНИЕ ВТОРОЕ, ПЕРЕРАБОТАННОЕ И ДОПОЛНЕННОЕ

Допущено Министерством энергетики  
и электрификации СССР  
в качестве учебника  
для учащихся энергетических  
и энергостроительных техникумов



ЛЕНИНГРАД «ЭНЕРГИЯ»  
ЛЕНИНГРАДСКОЕ ОТДЕЛЕНИЕ

ОАО «СИБНЕФТЕТРАНСПРОЕКТ» 1979

НАУЧНО ТЕХНИЧЕСКАЯ

БИБЛИОТЕКА  
22204

ББК 31.279  
К 85  
УДК 621.315.1 (075.3)

Рецензент *Н. Ф. Стоволков*

**Крюков К. П., Новгородцев Б. П.**

**К85** Конструкции и механический расчет линий электропередачи.— 2-е изд., перераб. и доп.— Л.: Энергия, Ленингр. отделение, 1979, 312 с., ил.

В пер.: 80 к.

В книге рассмотрены конструкции проводов и грозозащитных тросов, опор линий электропередачи, их фундаментов и оснований, способы расчета этих конструкций, а также приведены сведения о грозозащите линий, о заземлениях опор и об основных требованиях, предъявляемых Правилами устройства электроустановок и СНиП к воздушным линиям электропередачи. Первое издание вышло в 1970 г. Настоящее издание переработано в соответствии с изменениями нормативных документов и обновлено описанием современных конструкций опор и их фундаментов.

Книга является учебником для учащихся техникумов по специальности «Строительство и монтаж линий электропередачи и подстанций», может быть использована как учебное пособие студентами вузов, а также полезна инженерам и техникам, работающим в области линий электропередачи.

К  $\frac{30311-124}{051(01)-79}$  95-79. 2302040000

ББК 31.279  
6П2.13

© Издательство «Энергия», 1979

## ПРЕДИСЛОВИЕ

За время, прошедшее с момента выхода первого издания книги 1970 г., в области проектирования и строительства линий электропередачи произошло много изменений, которые потребовали переработки текста отдельных глав во втором издании.

Возрастающие объемы строительства требуют внедрения новой, прогрессивной техники, применения унифицированных конструкций опор и фундаментов, широкого использования железобетонных конструкций и механизации строительного-монтажных работ.

В области проектирования развивается применение вычислительной техники вообще и программ расчета на ЭВМ в частности. Тем не менее для правильного применения типовых и унифицированных конструкций, а также для разработки индивидуальных конструкций необходимо знать основы проектирования и механического расчета линий электропередачи.

Во втором издании книги указаны обозначения проводов по ГОСТ 839—74 и метод их расчета при допускаемых напряжениях по ПУЭ-76.

Кроме того, в данном издании использована система единиц СИ. При этом для удобства сравнения с единицами МКС, которые сохранены в действующих ГОСТ, СНиП и других нормативных документах, приняты соотношения, кратные десяти:  $1 \text{ кгс} = 10 \text{ Н} = 1 \text{ даН}$ . Такая же система пересчета  $1 \text{ кгс} = 1 \text{ даН}$  принята в пятом издании ПУЭ. Для удобства сравнения с другими и нормативными документами, в которых нормируемые величины указаны в килограмм-силах, в отдельных параграфах книги после обозначений «даН» приведены в скобках обозначения «кгс».

Книга состоит из десяти глав; приводимые во всех главах, за исключением десятой, примеры расчета могут служить основой для выполнения учащимися заданий на практических занятиях, а также в курсовых проектах

Главы I—V и X написаны Б. П. Новгородцевым, главы VI—IX — К. П. Крюковым; введение написано авторами совместно.

Все замечания и пожелания по книге просьба направлять по адресу: 191041, Ленинград, Д-41, Марсово поле, д. 1, Ленинградское отделение издательства «Энергия».

*Авторы*

## ВВЕДЕНИЕ

Воздушные линии электропередачи служат для передачи и распределения электроэнергии по проводам, расположенным на открытом воздухе и закрепляемым при помощи изоляторов и линейной арматуры на опорах, а в отдельных случаях — на кронштейнах или на стойках инженерных сооружений (мосты, дымовые трубы, здания и др.).

В СССР ежегодно сооружается более 25 тыс. км линий электропередачи напряжением 35 кВ и выше, а также 200 тыс. км линий более низких напряжений. Целью строительства линий напряжением 220 кВ и выше является объединение энергосистем СССР, позволяющее уменьшить установленную мощность электростанций за счет объединения резервов. Строительство линий более низких напряжений производится для подключения к общегосударственной сети новых потребителей, в том числе сельскохозяйственных. Питание сельских населенных пунктов от государственной сети значительно надежнее и экономичнее, чем от местных электростанций небольшой мощности.

Выполнение поставленных задач невозможно без механизации строительно-монтажных работ и без применения типовых конструкций опор и фундаментов. Поэтому в настоящее время в СССР при сооружении большей части линий применяются типовые конструкции опор и фундаментов, а индивидуальные конструкции — лишь в редких случаях.

В СССР и за рубежом разработаны специальные правила и стандарты для проектирования и сооружения линий электропередачи. Основные требования, предъявляемые в СССР к линиям электропередачи, определяются действующими Правилами устройства электроустановок — ПУЭ [10], согласно которым линии подразделяются на две категории по напряжениям: до 1000 В и выше 1000 В. Проектирование и сооружение опор и фундаментов линий как строительных конструкций производится на основании Строительных норм и правил — СНиП [20].

В СССР приняты следующие стандартные напряжения трехфазного тока до 1000 В: 127, 220, 380 и 500 В. В диапазоне выше 1000 В (1 кВ) стандартизованы напряжения 3, 6, 10, 15, 20, 35, 110, 150, 220, 330, 500 и 750 кВ. Наряду с линиями трехфазного тока сооружаются также линии электропередачи постоянного тока.

Расстояния между проводами, между проводами и заземленными частями опор, а также от проводов до поверхности земли следует принимать такими, чтобы при рабочем напряжении линии была исключена возможность электрических разрядов между проводами, с проводов на опору и на наземные сооружения и предметы. Для этого необходимо обеспечить достаточную электрическую проч-

ность изоляторов и воздушных изоляционных промежутков. Изоляторы и воздушные промежутки должны также с большой степенью вероятности исключать электрические разряды при перенапряжениях, которые могут возникать на линии данного напряжения.

Основными элементами воздушных линий являются провода, изоляторы, линейная арматура, опоры и фундаменты. Дополнительными элементами, необходимыми на некоторых линиях для обеспечения надежности их работы, являются грозозащитные тросы, заземления, разрядники и др.

На линиях электропередачи можно подвешивать сталеалюминиевые, алюминиевые, алдреевые, медные, бронзовые, сталебронзовые и стальные провода. В настоящее время в СССР на линиях напряжением выше 1000 В в большинстве случаев применяются сталеалюминиевые провода. Алюминиевые провода часто подвешиваются на линиях напряжением до 35 кВ включительно и в отдельных случаях — на линиях 110 кВ. Стальные провода применяются на линиях до 1000 В, а также на сельских линиях до 35 кВ. Медные, бронзовые и сталебронзовые провода практически не используются вследствие дефицитности меди.

На линиях напряжением 110 кВ и выше необходимо учитывать потери электрической энергии на корону, связанные с ионизацией воздуха около проводов. Эти потери уменьшаются при увеличении диаметра провода. Поэтому для линий 110 кВ следует применять провода диаметром не менее 11,4 мм, для линий 150 кВ — не менее 15,2 мм и для линий 220 кВ — не менее 21,6 мм.

На линиях напряжением 330 кВ и выше для ограничения потерь на корону до приемлемых значений пришлось бы подвешивать провода очень большого диаметра. Потери на корону можно уменьшить, заменив один провод несколькими параллельными проводами, образующими так называемую *расщепленную фазу*. На линиях 330 кВ обычно применяется расщепление фазы на два провода, на линиях 500 кВ — на три и на линиях 750 кВ — на четыре или пять проводов.

Грозозащитные тросы, как правило, представляют собой стальные канаты, свитые из нескольких проволок; иногда подвешиваются сталеалюминиевые грозозащитные тросы.

Изоляторы, служащие для подвески проводов на воздушных линиях, подразделяются на штыревые и подвесные.

*Штыревые изоляторы*, применяемые на линиях напряжением до 35 кВ включительно, устанавливаются на опорах с помощью крюков или штырей; провода закрепляются на изоляторах этого типа с помощью проволочной вязки. На линиях напряжением 35 кВ применяются как штыревые, так и подвесные изоляторы; на линиях напряжением 110 кВ и выше — только подвесные изоляторы.

*Подвесные изоляторы* состоят из фарфоровой или стеклянной изолирующей части и соединенных с ней металлических

элементов, служащих для сцепления нескольких изоляторов друг с другом, а также для соединения изоляторов с линейной арматурой. Ряд последовательно соединенных изоляторов называется гирляндой; провода закрепляются на гирляндах посредством линейной арматуры — зажимов и специальных деталей. Закрепление гирлянд на опорах производится также с помощью сцепной арматуры.

Воздушные линии сооружаются в районах с различными климатическими условиями, влияющими на выбор элементов линий. В ПУЭ даются указания по выбору расчетных климатических условий, в соответствии с которыми определяются расчетные нагрузки.

Основными климатическими факторами, определяющими нагрузки, являются ветер и гололед. Долголетние наблюдения позволили установить для территории СССР границы ветровых и гололедных районов, различающихся скоростью ветра и интенсивностью гололедных образований. При проектировании линий электропередачи ветровые и гололедные районы определяются по карте или при необходимости по уточненным данным наблюдений.

На воздушных линиях переменного трехфазного тока подвешивается не менее трех проводов, составляющих одну цепь, на линиях электропередачи постоянного тока — не менее двух проводов.

По числу цепей линии электропередачи делятся на одноцепные, двухцепные и многоцепные. Число цепей определяется схемой энергоснабжения в зависимости от передаваемой мощности, напряжения линии электропередачи и необходимости резервирования. Если по схеме энергоснабжения требуются две цепи, то эти цепи могут быть подвешены на двух отдельных одноцепных линиях с одноцепными опорами или на одной двухцепной линии с двухцепными опорами.

Как правило, одна двухцепная линия дешевле, чем две параллельные одноцепные линии, и может быть сооружена в более короткий срок.

В зависимости от способа подвески проводов опоры делятся на две основные группы:

а) опоры промежуточные, на которых провода закрепляются в поддерживающих зажимах;

б) опоры анкерного типа, служащие для натяжения проводов; на этих опорах провода закрепляются в натяжных зажимах.

Расстояние между опорами называется пролетом, а расстояние между опорами анкерного типа — анкерным участком (рис. В-1). В соответствии с требованиями ПУЭ пересечения некоторых инженерных сооружений, например железных дорог общего пользования, необходимо выполнять на опорах анкерного типа. На углах поворота линии устанавливаются угловые опоры, на которых провода могут быть подвешены в поддерживающих или натяжных зажимах. Таким образом, две основные

группы опор — промежуточные и анкерные — разбиваются на типы, имеющие специальное назначение.

Промежуточные прямые опоры устанавливаются на прямых участках линии. На промежуточных опорах с подвесными изоляторами провода закрепляются в поддерживающих гирляндах, висящих вертикально; на опорах со штыревыми изоляторами закрепление проводов производится проволоочной вязкой. В обоих случаях промежуточные опоры воспринимают горизонтальные нагрузки от давления ветра на провода и на опору и вертикальные — от веса проводов, изоляторов и собственного веса опоры.

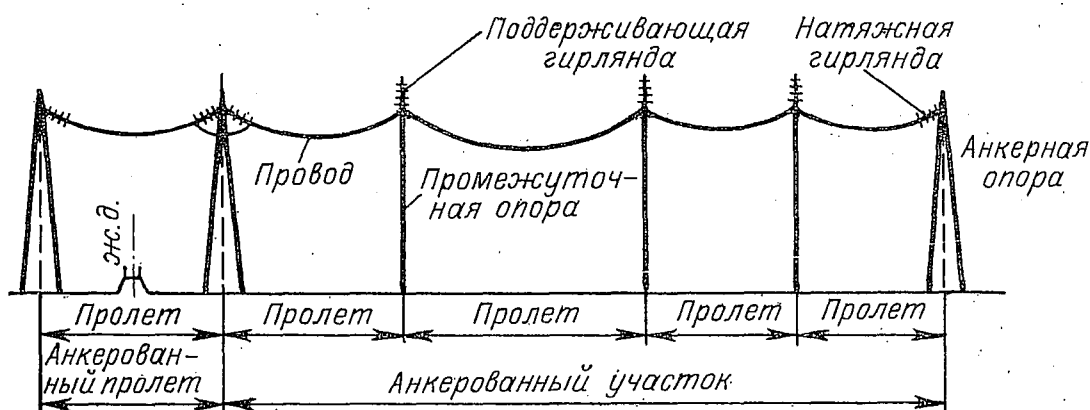


Рис. В-1. Схема анкерного участка воздушной линии

При необорванных проводах и тросах промежуточные опоры, как правило, не воспринимают горизонтальной нагрузки от тяжения проводов и тросов в направлении линии и поэтому могут быть выполнены более легкой конструкции, чем опоры других типов, например концевые, воспринимающие тяжение проводов и тросов. Однако для обеспечения надежной работы линии промежуточные опоры должны выдерживать некоторые нагрузки в направлении линии (см. гл. V).

Промежуточные угловые опоры устанавливаются на углах поворота линии с подвеской проводов в поддерживающих гирляндах. Помимо нагрузок, действующих на промежуточные прямые опоры, промежуточные и анкерные угловые опоры воспринимают также нагрузки от поперечных составляющих тяжения проводов и тросов. При углах поворота линии электропередачи более  $20^\circ$  вес промежуточных угловых опор значительно возрастает. Поэтому в СССР промежуточные угловые опоры применяются для углов до  $10\text{--}20^\circ$ . При больших углах поворота устанавливаются анкерные угловые опоры.

Анкерные опоры. На линиях с подвесными изоляторами провода закрепляются в зажимах натяжных гирлянд; эти гирлянды являются как бы продолжением провода и передают его тяжение на опору. На линиях со штыревыми изоляторами провода



закрепляются на анкерных опорах усиленной вязкой или специальными зажимами, обеспечивающими передачу полного тяжения провода на опору через штыревые изоляторы.

При установке анкерных опор на прямых участках трассы и подвеске проводов с обеих сторон от опоры с одинаковыми тяжениями горизонтальные продольные нагрузки от проводов уравниваются и анкерная опора работает так же, как и промежуточная, т. е. воспринимает только горизонтальные поперечные и вертикальные нагрузки. В случае необходимости провода с одной и с другой стороны от опоры можно натягивать с различным тяжением, тогда анкерная опора будет воспринимать разность тяжения проводов. В этом случае, кроме горизонтальных поперечных и вертикальных нагрузок, на опору будет также воздействовать горизонтальная продольная нагрузка.

При установке анкерных опор на углах (в точках поворота линии) анкерные угловые опоры воспринимают нагрузку также от поперечных составляющих тяжения проводов и тросов.

Концевые опоры устанавливаются на концах линии. От этих опор отходят провода, подвешиваемые на порталах подстанций. При подвеске проводов на линии до окончания сооружения подстанции концевые опоры воспринимают полное одностороннее тяжение проводов и тросов.

Помимо перечисленных типов опор, на линиях применяются также специальные опоры: транспозиционные, служащие для изменения порядка расположения проводов на опорах; ответвительные — для выполнения ответвлений от основной линии; опоры больших переходов через реки и водные пространства и др.

Основным типом опор на воздушных линиях являются промежуточные, число которых обычно составляет 85—90% общего числа опор.

По конструктивному выполнению опоры можно разделить на свободстоящие и опоры на оттяжках. Оттяжки обычно выполняются из стальных тросов.

На воздушных линиях применяются деревянные, стальные и железобетонные опоры. Разработаны также опытные конструкции опор из алюминиевых сплавов.

# ПРОВОДА И ГРОЗОЗАЩИТНЫЕ ТРОСЫ

## 1-1. Общие сведения

На воздушных линиях электропередачи подвешиваются голые (неизолированные) провода, состоящие из одной или нескольких проволок. Провода из одной проволоки, называемые однопроволочными, имеют меньшую прочность и применяются, как правило, на линиях напряжением до 1000 В. Многопроволочные провода, свитые из нескольких проволок, используются на линиях всех напряжений.

К материалу проводов воздушных линий предъявляются следующие основные требования.

1. Материал проводов должен иметь высокую электрическую проводимость. Из металлов, которые могут быть использованы для изготовления проводов, на первом месте по проводимости стоит медь, затем бронза и алюминий; сталь имеет значительно более низкую электрическую проводимость.

Удельное электрическое сопротивление меди при  $+20^{\circ}\text{C}$  составляет  $0,0178 \cdot 10^{-6}$  Ом·м ( $0,0178$  Ом·мм<sup>2</sup>/м), алюминия  $0,0283 \cdot 10^{-6}$  Ом·м ( $0,0283$  Ом·мм<sup>2</sup>/м). Таким образом, для обеспечения одинаковой проводимости алюминиевые провода должны иметь сечения, в 1,6 раза бóльшие, чем медные. Алюминиевые провода, имеющие такую же проводимость, как и медные меньшего сечения, называются эквивалентными по проводимости. При объемной массе меди  $8,9$  кг/дм<sup>3</sup> и алюминия  $2,7$  кг/дм<sup>3</sup> масса алюминиевых проводов составляет около 50% массы медных проводов такой же проводимости. Это соотношение является одной из причин экономичности применения алюминиевых проводов на линиях электропередачи.

2. Провода и тросы должны быть выполнены из металла, обладающего достаточной прочностью. По механической прочности на первом месте стоит сталь. Стальные проволоки, применяемые для изготовления проводов и тросов в СССР, имеют предел прочности (временное сопротивление)  $65\text{--}70$  даН/мм<sup>2</sup> (кгс/мм<sup>2</sup>) или  $120\text{--}134$  даН/мм<sup>2</sup>; в зарубежной практике используются стальные проволоки еще бóльшей прочности — до  $150$  даН/мм<sup>2</sup>. Бронзовые проволоки отечественного производства имеют прочность  $54$  даН/мм<sup>2</sup>, медные —  $38\text{--}43$  даН/мм<sup>2</sup>, алюминиевые —  $16\text{--}19$  даН/мм<sup>2</sup>.

3. Материал проводов и тросов должен выдерживать атмосферные воздействия. В этом отношении наибольшей стойкостью обладают медные и бронзовые провода; провода из алюминия корродируют на морских побережьях, где в воздухе содержатся соли морской воды, а также в районах около химических заводов с наличием в воздухе щелочей. Для защиты алюминиевых проводов от коррозии в этих условиях освоены специальные смазки, а также специальные конструкции проводов, описываемые ниже в § 1-2.

Стальные провода корродируют даже в нормальных атмосферных условиях, поэтому для придания стальным проволокам необходимой стойкости их покрывают слоем цинка.

При своих высоких качествах — хорошей проводимости, большой механической прочности и коррозионной стойкости — медь как материал для проводов воздушных линий является дорогой и дефицитной. Поэтому в настоящее время медные провода, как правило, не применяются на воздушных линиях, сооружаемых в СССР и за рубежом.

Основными металлами, используемыми для изготовления проводов линий электропередачи, являются алюминий и сталь. При этом в ряде случаев целесообразно сочетать хорошую электрическую проводимость алюминия и высокую механическую прочность стали, изготавливая сталеалюминиевые провода, свитые из стальных и алюминиевых проволок. Такие провода называются **к о м б и н и р о в а н н ы м и**.

Кроме однородных металлов, для изготовления проводов воздушных линий можно использовать сплавы, из которых в первую очередь следует назвать бронзу и алдрей.

Бронза, являющаяся сплавом меди с оловом, кадмием и магнием, применялась для изготовления проводов большой прочности, подвешиваемых на больших переходах. В настоящее время вместо бронзовых и сталебронзовых проводов на больших переходах, как правило, подвешиваются сталеалюминиевые провода повышенной прочности.

Алдрей, являющийся сплавом алюминия с незначительными количествами (доли процента) железа и кремния, по электрической проводимости уступает алюминию примерно на 15%, а по механической прочности ( $30 \text{ даН/мм}^2$ ) значительно превосходит алюминий. В СССР разработан сплав АВ-Е типа алдрей, из которого изготавливаются термообработанные проволоки и провода марки АЖ, а также провода марки АН без термообработки с пределом прочности  $22 \text{ даН/мм}^2$ .

В отдельных случаях для изготовления проводов применяются проволоки из слоев двух металлов: стали и меди или стали и алюминия; такие проволоки и изготовленные из них одно- или многопроволочные провода называются **б и м е т а л л и ч е с к и м и**. В отличие от комбинированных проводов, в которых часть проволок состоит из одного металла, например из стали, а часть — из другого металла, например из алюминия, в биметаллических проводах все

проволоки одинаковы и состоят из двух металлов, прочно соединенных друг с другом в процессе производства проволок. В этих проволоках средняя часть обычно состоит из стали, а наружная — из меди или алюминия. Биметаллические провода имеют высокую стойкость против коррозии.

Отметим, что проволоки из одного металла, а также изготовленные из них провода называются **монометаллическими**.

## 1-2. Конструкции проводов и тросов

**Однопроволочные провода.** Согласно ПУЭ на линиях напряжением до 1000 В допускается применение однопроволочных стальных проводов диаметром не менее 4 мм и не более 5 мм. Для ответвлений от линий к вводам в здания допускается применение проводов диаметром 3 мм. Ограничение минимального диаметра обусловлено тем, что провода меньшего диаметра имеют недостаточную

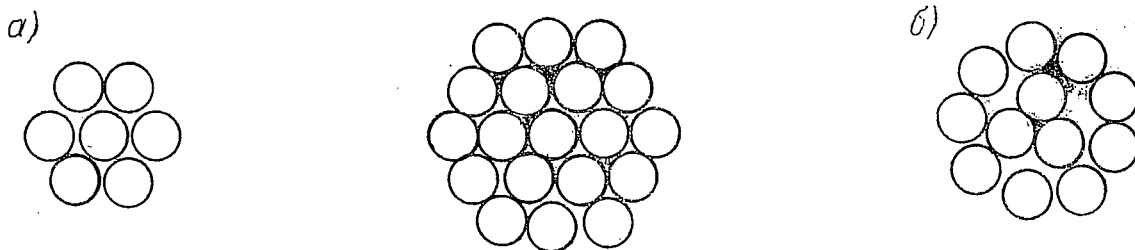


Рис. 1-1. Многопроволочные провода

прочность. Наибольшие диаметры ограничены из-за того, что изгибы однопроволочного провода большего диаметра могут вызвать в его внешних слоях такие остаточные деформации, которые приводят к существенному снижению его прочности.

Биметаллические провода марки БА состоят из стали, покрытой слоем меди, причем содержание меди по массе может колебаться в пределах 45—50% общей массы биметаллической проволоки. Согласно ПУЭ допускается применение однопроволочных биметаллических проводов сечением не менее 10 мм<sup>2</sup> и диаметром не более 6,5 мм.

**Многопроволочные провода.** Скрученные из нескольких проволок, эти провода обладают большой гибкостью; они могут быть выполнены любого необходимого сечения. Диаметры отдельных проволок и их число подбирают так, чтобы сумма поперечных сечений отдельных проволок дала требуемое общее сечение провода.

Как правило, многопроволочные провода изготавливаются из круглых проволок, причем в центре помещаются одна, две, три или четыре проволоки одинакового диаметра. Наиболее распространены конструкции с одной центральной проволокой (рис. 1-1, а); провода с тремя свитыми вместе центральными проволоками (рис. 1-1, б) применяются в случаях, когда желательно увеличить диаметр провода.

На центральную проволоку (или проволоки) навивается один или несколько концентрических повивов (слоев) проволок в зависимости от требуемого сечения провода. При одной проволоке в центре и равном диаметре всех проволок первый повив имеет шесть проволок, а каждый последующий — на шесть проволок больше, чем предыдущий. Таким образом, при одном повиве провод состоит из 7, при двух повивах из 19, при трех повивах из 37 проволок. Все проволоки одного повива должны иметь одинаковый диаметр, диаметры проволок отдельных повивов могут быть различными.

После скрутки каждая проволока, кроме одной — центральной, располагается по винтовой линии. Высота подъема винтовой линии при ее обороте вокруг оси провода называется шагом скрутки. Шаг скрутки можно выражать в миллиметрах; более удобно определять шаг скрутки отношением его длины к диаметру окружности, проведенной из центра провода по центрам проволок, составляющих соответствующий повив. Это отношение называется кратностью шага скрутки. В конструкциях отечественных проводов шаг скрутки внутренних повивов принимается не более 18, наружного повива — не более 15. В проводах, имеющих несколько повивов, кратность шага скрутки любого повива не должна быть более кратности шага скрутки предыдущего повива, считая от оси провода. Для придания проводу круглой формы и для предотвращения его раскручивания смежные повивы скручиваются в противоположных направлениях, причем наружному повиву дают правое направление.

Скрученные проволоки, естественно, имеют несколько большую длину, чем длина провода, измеренная по его оси. Это обстоятельство вызывает увеличение физической массы провода по сравнению с теоретической, которая получается при умножении сечения провода на длину и объемную массу. Формула для расчета массы провода в зависимости от числа проволок дана в ГОСТ 839—74. Во всех расчетах принимаются фактические массы проводов (без смазки), указанные в соответствующих стандартах.

Скрутка влияет также на разрывную прочность провода: прочность многопроволочного провода всегда меньше суммы прочностей отдельных проволок, из которых свит данный провод.

Разрывное усилие многопроволочного алюминиевого или медного провода рассчитывают по формуле

$$P = a \sum p, \quad (1-1)$$

где  $p$  — разрывное усилие одной проволоки по соответствующему стандарту;  $a$  — коэффициент, учитывающий сращивание отдельных проволок и разброс их механических характеристик. При числе проволок в проводе не более 37 коэффициент  $a = 0,95$ , при большем числе проволок  $a = 0,90$ .

Разрывное усилие многопроволочного сталеалюминиевого провода определяют по формуле

$$P = b \sum p_a + c \sum p_c^{1\%}, \quad (1-2)$$

где  $p_a$  — разрывное усилие одной алюминиевой проволоки, определяемое по ГОСТ 6132—71;  $b$  — коэффициент, принимаемый равным 0,92 для проводов с однопроволочным стальным сердечником и шестью алюминиевыми проволоками и 1,0 для проводов всех остальных конструкций;  $p_c^{1\%}$  — усилие в одной стальной проволоке при удлинении на 1%;  $c$  — коэффициент, принимаемый равным 1,0 при одной проволоке в сердечнике, 0,92 — при семи и 0,95 — при числе проволок в сердечнике больше 7.

Провода и тросы изготавливаются в соответствии с требованиями действующих стандартов. Основным стандартом на многопроволочные алюминиевые и сталеалюминиевые провода является ГОСТ 839—74, согласно которому изготавливаются провода следующих основных марок: А — алюминиевые; АС — сталеалюминиевые.

В ГОСТ 839—74 включены также медные провода марки М, которые в настоящее время на воздушных линиях СССР не применяются и поэтому ниже не рассматриваются.

Для всех проводов приняты условные обозначения, состоящие из буквенной и цифровой части; буквы указывают материал провода (А — алюминиевый, АС — сталеалюминиевый). Добавляемые к этим обозначениям буквы КП показывают, что межпроволочное пространство всего провода, за исключением наружной поверхности, заполнено нейтральной смазкой, защищающей провод от коррозии. Таким образом, марка АКП обозначает алюминиевые провода повышенной коррозионной стойкости.

Сталеалюминиевые провода выпускаются также марки АСКС — с заполнением смазкой межпроволочного пространства стального сердечника и марки АСК — с изоляцией стального сердечника двумя лентами из полиэтилентерефталатной пленки. Эти провода имеют также повышенную стойкость против коррозии, но в меньшей степени чем провода АСКП.

Прежние обозначения проводов АСО и АСУ — сталеалюминиевые облегченной и усиленной конструкции — отменены.

Отношения сечений алюминиевой и стальной частей провода обозначается дробной цифровой частью марки, числитель которой показывает сечение алюминиевой части, а знаменатель — сечение стального сердечника (с округлением) в квадратных миллиметрах. Так, например, АС 150/24 обозначает сталеалюминиевый провод с сечением алюминиевой части 149 мм<sup>2</sup> и стального сердечника 24,2 мм<sup>2</sup>.

Для изготовления алюминиевых и сталеалюминиевых проводов применяется алюминиевая проволока марки АТ или АТп по ГОСТ 6132—61; провода с государственным Знаком качества из-

готовятся только из проволоки марки АТп, имеющей несколько большую прочность.

Конструкции алюминиевых и стальных проводов показаны на рис. 1-2, сталеалюминиевых марки АС — на рис. 1-3, 1-4 и 1-5.

**Сталеалюминиевые провода.** Как показывает рис. 1-3, сталеалюминиевые провода сечением до 95 мм<sup>2</sup> включительно выполняются с однопроволочным стальным сердечником и одним повивом алюминиевых проволок; отношение сечений алюминия (А) и стали (С) в проводах этих марок принято равным 6.

Провод сечением 95 мм<sup>2</sup> АС 95/15, а также провода сечением 120—400 мм<sup>2</sup> изготавливаются при отношении сечений 6,11—6,25 с многопроволочным стальным сердечником и двумя алюминиевыми повивами (см. рис. 1-3). По ГОСТ 839—59 эти провода обозначались маркой АС.

Сталеалюминиевые провода облегченной конструкции с отношением сечений алюминия и стали 7,71—8,04 (прежнее обозначение АСО) показаны на рис. 1-4. Сердечник проводов этой конструкции многопроволочный, число алюминиевых повивов — два или три.

В проводах усиленной конструкции (прежнее обозначение АСУ) сечение стального сердечника составляет около 1/4,3 сечения алюминия. Провода этих марок изготавливаются в ограниченном диапазоне сечений — от 120 до 400 мм<sup>2</sup> — с многопроволочным стальным сердечником, алюминиевая часть состоит из двух повивов.

Для больших переходов предназначены провода специальной усиленной конструкции (прежнее обозначение АСУС) с отношением сечений алюминия и стали 1,46; такие провода выпускаются трех марок: АС 185/128, АС 300/204 и АС 500/336. Кроме того, выпускаются особо прочные провода АС 70/72 и АС 95/141, в которых больше стали, чем алюминия; эти провода применяются в качестве грозозащитных тросов, используемых для связи.

В ГОСТ 839—74 включены также три марки сверхоблегченных проводов с отношением алюминия и стали от 12,22 до 18,09.

Ниже в качестве примера дано сравнение сталеалюминиевых проводов марок АС 300/39, АС 300/48, АС 300/66 и АС 300/204:

Марка провода . . .	АС 300/39 (б. АСО-300)	АС 300/48 (б. АС-300)	АС 300/66 (б. АСУ-300)	АС 300/204 (б. АСУС-300)
Сечение алюминиевой части, мм <sup>2</sup> . . .	301	295	288	298
Сечение стального сердечника, мм <sup>2</sup> . . .	38,6	47,8	65,8	204
Отношение сечений алюминия и стали . . .	7,81	6,16	4,39	1,46
Масса, кг/м . . . . .	1,132	1,186	1,313	2,428
Разрывное усилие провода, даН . . . . .	8935	9969	12 191	27 398

Сравнение показывает, что при почти одинаковом сечении алюминиевой части сечения стальной части резко отличаются друг от друга, что влияет на массу провода и его прочность, определяющую область его применения (см. ниже § 1-2).

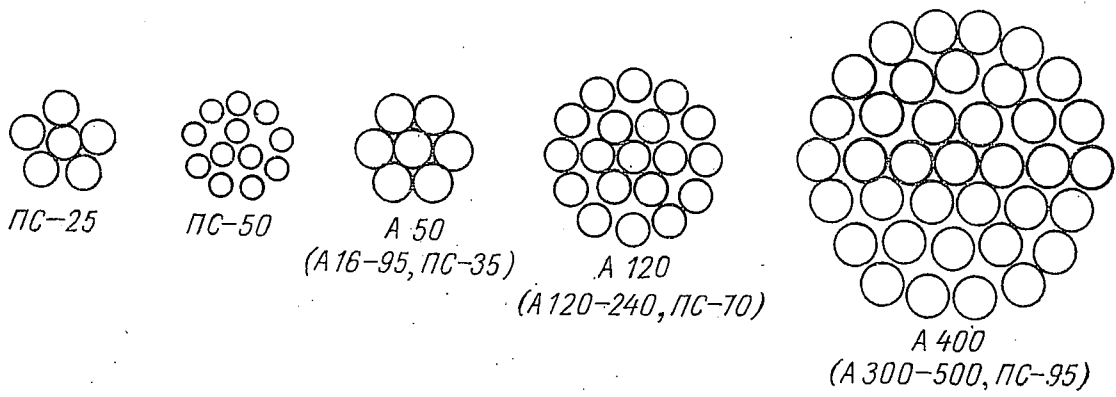


Рис. 1-2. Конструкции алюминиевых и стальных проводов

Рис. 1-3. Конструкции сталеалюминиевых проводов с отношением  $A : C = 6,0 \div 6,13$  (б. AC)

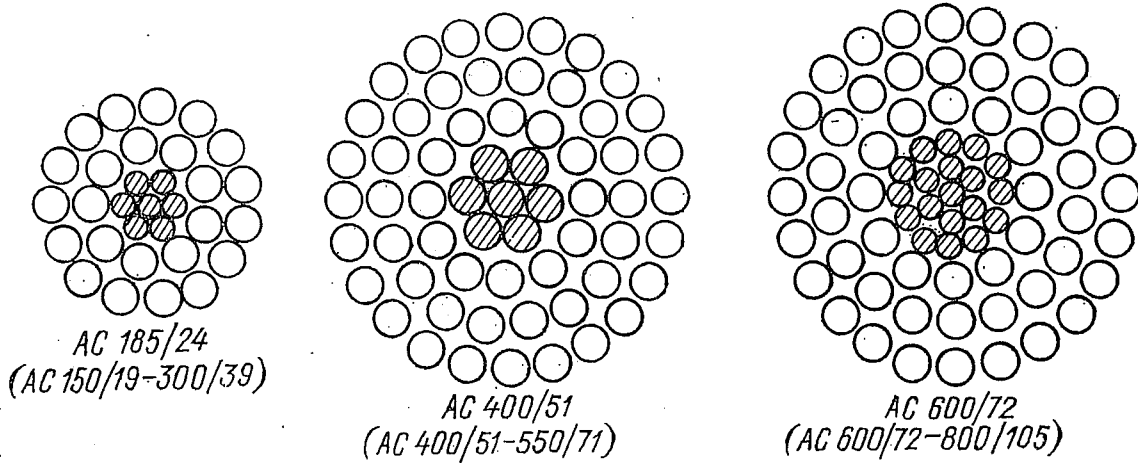
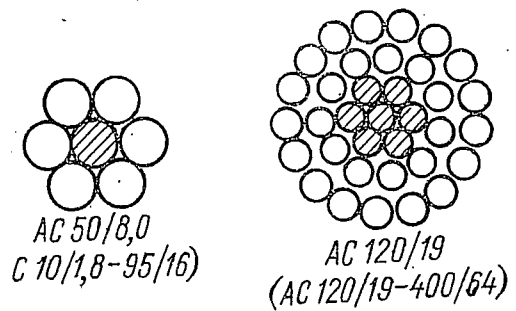


Рис. 1-4. Конструкции сталеалюминиевых проводов с отношением  $A : C = 7,71 \div 8,4$  (б. АСО)

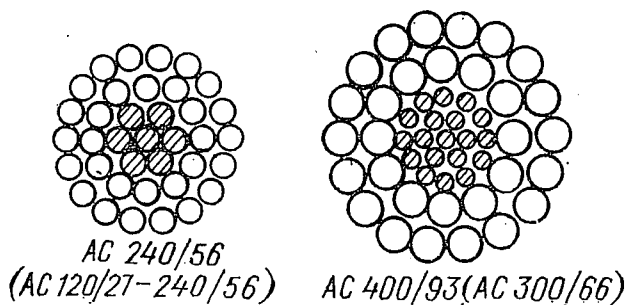


Рис. 1-5. Конструкции сталеалюминиевых проводов с отношением  $A : C = 4,29 \div 4,39$  (б. АСУ)



Стальные провода и тросы. Стальные провода марки ПС изготавливаются по ТУ 14-4-661-75. Некоторые конструкции показаны на рис. 1-2.

Стальные тросы (канаты), применяемые на линиях электропередачи в качестве грозозащитных, а также в качестве оттяжек опор, выпускаются по ГОСТ 3062—69, ГОСТ 3063—66 и ГОСТ 3064—66. Канаты изготавливаются из оцинкованной и неоцинкованной проволоки. На воздушных линиях применяются только раскручивающиеся тросы из проволоки марки «1», оцинкованной по группе ЖС (для жестких условий работы). Согласно указанным ГОСТ, стальные канаты обозначаются буквами ТК, за которыми следует цифра, означающая диаметр каната.

Провода с гладкой наружной поверхностью, освоенные в зарубежной практике для предотвращения пляски проводов (см. ниже § 1-5) на больших переходах, состоят из стального сердечника и внутреннего алюминиевого повива из круглых проволок, т. е. имеют обычную конструкцию. Наружный повив выполнен из фасонных проволок, соединенных в замок. Таким образом получается провод с гладкой цилиндрической наружной поверхностью. В СССР пляска проводов на больших переходах не наблюдалась, поэтому освоение конструкции проводов с гладкой наружной поверхностью не намечается.

Область применения многопроволочных проводов различных марок определяется ПУЭ для линий напряжением до 35 кВ включительно из условий механической прочности, а для линий напряжением 110 кВ и выше — из условий потерь на корону. Соответствующие данные приводятся в табл. 1-1.

Таблица 1-1

Наименьшие сечения многопроволочных проводов, мм<sup>2</sup>,  
на линиях различных напряжений

Провода	Напряжение линий электропередачи				
	до 1000 В	до 35 кВ	110 кВ	150 кВ	220 кВ
Стальные	25	25	—	—	—
Алюминиевые	16	35	95	—	—
Сталеалюминиевые	10	25	70	120	240

На линиях 330 кВ рекомендуется применять расщепленные провода не менее 2 × АС 240/39 или одиночные АС 600/72, на линиях 500 кВ — только расщепленные не менее 3 × АС 300/66 и 2 × АС 700/85.

На линиях 750 кВ, не охваченных ПУЭ, применяются расщепленные провода 4 × АС 400/93, 5 × АС 240/56, 5 × АС 300/39 и др.

По области применения проводов с различным отношением сечений алюминия и стали ПУЭ дают следующие рекомендации:

1. Провода с отношением  $A : C \approx 6$  (б. АС) — сечением не более  $185 \text{ мм}^2$  — в районах с толщиной стенки гололеда до 20 мм включительно.

2. Провода с отношением  $A : C \approx 8$  (б. АСО) — сечением  $240 \text{ мм}^2$  и более — при толщине стенки гололеда до 20 мм.

3. Провода с отношением  $A : C \approx 4$  (б. АСУ) — при толщине стенки гололеда более 20 мм.

4. Провода с отношением  $A : C \approx 1,46$  — на больших переходах через реки и водные преграды с пролетами более 600 м.

На пересечениях (переходах) с различными инженерными сооружениями — линиями связи, железными и шоссейными дорогами и т. д. — необходимо обеспечить более высокую надежность воздушных линий. Поэтому согласно ПУЭ минимальные сечения проводов в пролетах пересечений должны быть увеличены. Соответствующие значения приводятся в табл. 1-2.

Грозозащитные тросы могут применяться сечением не менее  $35 \text{ мм}^2$ . По установившейся практике на воздушных линиях 35 кВ подвешиваются тросы сечением  $35 \text{ мм}^2$ , на линиях 110 и 150 кВ —  $50 \text{ мм}^2$ , а на линиях 220 кВ и выше —  $70 \text{ мм}^2$ .

Таблица 1-2

Наименьшие сечения проводов,  $\text{мм}^2$ , на линиях без пересечений и на переходах

Линии без пересечений и на переходах	Провода		
	алюминиевые	стале-алюминиевые	стальные
Линии без пересечений в районах с толщиной стенки гололеда:			
до 10 мм	35	25	25
15 мм и более	50	35	25
Линии в пролетах пересечений с инженерными сооружениями при любой толщине стенки гололеда:			
с судоходными реками и каналами:	70	25*	25
с линиями связи	70	35	25
с железными и канатными дорогами, надземными трубопроводами	70**	35	***

\* В районах с толщиной стенки гололеда 15 мм и более —  $35 \text{ мм}^2$ .

\*\* На пересечениях с железными дорогами применение алюминиевых проводов не допускается.

\*\*\* Допускается подвеска стальных грозозащитных тросов.

Примечание. В пролетах пересечений с инженерными сооружениями, не указанными в таблице, например с автомобильными дорогами, трамвайными и троллейбусными линиями, допускается применение проводов таких же сечений, как на линиях без пересечений. На линиях напряжением 6—10 кВ и ниже с толщиной стенки гололеда до 10 мм в ненаселенной местности допускается применять однопроволочные стальные провода.

### 1-3. Расчетные климатические условия. Ветровые и гололедные нагрузки. Влияние температуры

Согласно ПУЭ расчет проводов, тросов, изоляторов и арматуры воздушных линий производится по методу допускаемых напряжений. В расчетах по этому методу принимаются нагрузки, соответствующие условиям эксплуатации линии, называемые **н о р м а т и в н ы м и**.

Расчет опор и фундаментов производится по методу предельных состояний. По этому методу принимаются нагрузки, называемые **р а с ч е т н ы м и**, получаемые путем умножения нормативных нагрузок на коэффициенты перегрузки (см. гл. V).

В настоящей главе, касающейся проводов и тросов, а также в главе второй, посвященной изоляторам и арматуре, т. е. элементам линии, рассчитываемым по методу допускаемых напряжений при воздействии нормативных нагрузок, рассматриваются только нормативные нагрузки, называемые в дальнейшем просто **н а г р у з к а м и**.

Для обеспечения надежной работы воздушных линий в расчетах конструкций необходимо учитывать скорости ветра, гололедно-изморозевые отложения и температуры воздуха в зоне трассы сооружаемой линии.

Согласно ПУЭ-76 для определения нормативных нагрузок следует принимать наиболее неблагоприятные сочетания климатических условий, наблюдаемые не реже 1 раза в 5 лет для линий напряжением 3 кВ и ниже, 1 раза в 10 лет для линий 110—330 кВ и 1 раза в 15 лет для линий 500 кВ. Увеличение периодов повторяемости по мере повышения напряжения линий объясняется требованием большей надежности линий более высоких напряжений. Опыт эксплуатации показал, что этот способ обеспечивает достаточную надежность линий.

Многолетние наблюдения метеостанций СССР позволили собрать данные по скорости ветра и гололедообразованиям почти для всей территории СССР и составить соответствующие карты климатического районирования. Поэтому при выборе расчетных климатических условий для проектирования воздушных линий следует пользоваться картами, уточняя эти условия в случаях необходимости, например при наличии участков с микроклиматом. Карта территории СССР с подразделением на семь ветровых районов приведена на обороте обложки.

Ветровая нагрузка на поверхность пропорциональна не скорости ветра, а квадрату скорости ветра. При определении ветровых нагрузок в расчетах удобно принимать величину  $v^2/16 = q$  даН/м<sup>2</sup> (кгс/м<sup>2</sup>), называемую **с к о р о с т н ы м н а п о р о м**.

Значения максимальных скоростей ветра  $v$  и нормативных скоростных напоров, наблюдаемых в семи районах СССР на высоте до 15 м над поверхностью земли при повторяемости 1 раз в 5, 10 и 15 лет, даны в табл. 1-3.

Для воздушных линий, проходящих в застроенной местности, приведенные в табл. 1-3 значения скоростных напоров могут быть снижены на 30% (скорости ветра — на 16%) при условии, что средняя высота окружающих зданий составляет не менее 2/3 высоты опор.

С другой стороны, для участков линий, открытых для сильных ветров (высокий берег большой реки, прибрежная полоса больших озер и водохранилищ в пределах до 3—5 км, резко выделяющиеся над окружающей местностью возвышенности), при отсутствии наблюдений следует увеличивать скоростной напор на 40% (скорость ветра — на 18%) по сравнению со значениями, принятыми для данного района.

Скорость ветра возрастает с увеличением высоты. Ветровая нагрузка на провода и тросы определяется для высоты, соответствующей расположению центра тяжести проводов и тросов в неотклоненном положении. За исключением участков больших переходов через реки, водохранилища и другие водные преграды, высота центра тяжести проводов или тросов воздушной линии определяется для габаритного пролета по формуле

$$h_c = \frac{h_1 + h_2}{2} - \frac{2}{3} f, \quad (1-3)$$

где  $h_1, h_2$  — высота крепления проводов или троса к изоляторам на опорах, отсчитываемая от отметки земли в местах установки опор, м;  $f$  — наибольшая стрела провеса провода или троса, м.

При негоризонтальном расположении проводов высота центра тяжести проводов принимается для всех проводов одинаковой — равной среднему арифметическому значению высот центров тяжести отдельных проводов.

На специальных переходах через реки и водохранилища высота подвески проводов и тросов отсчитывается от меженного уровня реки или нормального горизонта водохранилища, причем стрелы провеса принимаются по фактическим пролетам.

Для перехода, состоящего из нескольких пролетов, ветровая нагрузка на провода или тросы принимается одинаковой для всех пролетов перехода и определяется для высоты, соответствующей

Таблица 1-3  
Нормативные скоростные напоры, даН/м<sup>2</sup>,  
и приближенные скорости ветра, м/с,  
для высоты до 15 м над поверхностью  
земли

Ветровой район СССР	Повторяемость					
	1 раз в 5 лет		1 раз в 10 лет		1 раз в 15 лет	
	$q$	$v$	$q$	$v$	$q$	$v$
I	27	21	40	25	55	30
II	35	24	40	25	55	30
III	45	27	50	29	55	30
IV	55	30	65	32	80	36
V	70	33	80	36	80	36
VI	85	37	100	40	100	40
VII	100	40	125	45	125	45

средневзвешенному значению центров тяжести проводов или тросов. Эта высота рассчитывается по формуле

$$h_c = \frac{h_{c1}l_1 + h_{c2}l_2 + \dots + h_{cn}l_n}{l_1 + l_2 + \dots + l_n}, \quad (1-4)$$

где  $l_1, l_2, \dots, l_n$  — длина пролетов, входящих в переход;  $h_{c1}, h_{c2}, \dots, h_{cn}$  — высота центров тяжести проводов или тросов в каждом из пролетов, отсчитываемая от меженного уровня реки или нормального горизонта водохранилища.

Ветровые нагрузки на провода или тросы определяются путем умножения скоростного напора первой зоны (на высоте до 15 м) на коэффициенты, приводимые в табл. 1-4. Для случаев, когда в расчетах исходят не из скоростных напоров, а из скоростей ветра,

Таблица 1-4

Коэффициенты увеличения скоростных напоров и скоростей ветра по высоте

Зона по высоте, м	Скоростной напор ветра	Скорость ветра
До 15	1,0	1,0
20	1,25	1,12
40	1,55	1,24
60	1,75	1,32
100	2,1	1,45
200	2,6	1,61
350	3,1	1,76
и выше		

Примечание. Промежуточные значения определяются путем линейной интерполяции.

Средней Азии и Сибири гололедные отложения незначительны; на Западной Украине, в Донбассе, на Северном Кавказе и Закавказье, на Средней Волге, Урале, в горной части Кольского полуострова наблюдаются сильные отложения гололеда.

Наблюдения за интенсивностью гололедообразований производятся на метеостанциях на стержнях диаметром 5 мм, установленных на высоте 2 м над землей. Зарегистрированные гололедообразования взвешиваются и приводятся к эквивалентной массе гололеда круглой цилиндрической формы с плотностью 0,9 кг/дм<sup>3</sup>; толщина слоя гололеда, т. е. толщина стенки этого цилиндра, и является исходной величиной для определения интенсивности гололедообразований в данном районе.

Толщина стенки гололеда возрастает с высотой и уменьшается при увеличении диаметра провода свыше 10 мм. Поэтому метео-

в табл. 1-4 даны также коэффициенты увеличения скорости ветра по высоте.

Гололедно-изморозевые отложения на проводах и тросах воздушных линий имеют различную форму и виды. Наблюдаются отложения чистого гололеда, т. е. плотного намерзшего льда, инея и зернистой изморози, мокрого снега, налипающего на провода, а также сочетания отложений различных видов.

Интенсивность гололедно-изморозевых образований в разных районах СССР различна: в большей части северо-западных и северных районов страны, а также в

станции регистрируют толщину стенки гололеда с учетом поправочных коэффициентов на диаметр и высоту, определяя толщину стенки для высоты 10 м.

По толщине стенки гололеда вся теория СССР разделена на четыре района гололедности — от I до IV и на особые гололедные районы с толщиной стенки более 20 или 22 мм. Границы соответствующих районов даны на карте районирования территории СССР по гололеду, приводимой в ПУЭ [10].

Нормативная толщина стенки в показанных на карте I—IV районах гололедности принимается в зависимости от повторяемости 1 раз в 5 лет (для линий напряжением до 3 кВ включительно) или 1 раз в 10 лет (для линий 35—330 кВ) по табл. 1-5:

Таблица 1-5

Нормативная толщина стенки гололеда, мм,  
для высоты 10 м над поверхностью земли

Район гололедности СССР	Повторяемость	
	1 раз в 5 лет	1 раз в 10 лет
I	5	5
II	5	10
III	10	15
IV	15	20
Особый	20 и более	Более 22

Нормативная толщина стенки гололеда с повторяемостью 1 раз в 15 лет (для линий напряжением 500 кВ) должна определяться на основании данных фактических наблюдений и приниматься не менее 10 мм.

Согласно СНиП II-6-74 «Нагрузки и воздействия», для опор с высотой приведенного центра тяжести проводов более 25 м следует вводить поправочные коэффициенты на толщину стенки гололеда в зависимости от диаметра и высоты. Для проводов и тросов диаметром 5 мм следует принимать поправочный коэффициент 1,1; 10 мм — 1,0; 20 мм — 0,9; 30 мм — 0,8; 50 мм — 0,7; 70 мм — 0,6. Промежуточные значения определяются линейной интерполяцией.

В зависимости от высоты следует вводить в расчеты поправочные коэффициенты: 0,8 при высоте 5 м; 1,0 при 10 м; 1,2 при 20 м; 1,4 при 30 м; 1,6 при 50 м; 1,8 при 70 м и 2,0 при 100 м. Промежуточные значения определяются линейной интерполяцией, причем высота проводов и тросов над землей принимается осредненной — равной высоте расположения их центра тяжести, т. е. так же, как при определении ветровых нагрузок.

Приведенная высота центра тяжести проводов превышает 25 м только на опорах больших переходов. В расчетах проводов и тросов воздушных линий с опорами нормальной высоты принимаются

районы по гололеду, определяемые по карте или на основании данных изысканий без введения дополнительных поправок на диаметр и на высоту.

Провода и тросы, подвешенные на воздушных линиях, находятся постоянно под действием вертикальной нагрузки от собственного веса. К этой нагрузке могут добавляться временные нагрузки — вертикальная от гололеда и горизонтальная от ветра. Гололедные отложения распределяются по длине провода не вполне равномерно. Однако при известной условности определения гололедных нагрузок эту нагрузку считают равномерно распределенной по длине провода в рассматриваемом пролете.

Распределение ветрового давления по длине пролета также неравномерно; эта неравномерность, возрастающая при увеличении скорости ветра, учитывается коэффициентом неравномерности  $\alpha$ ,

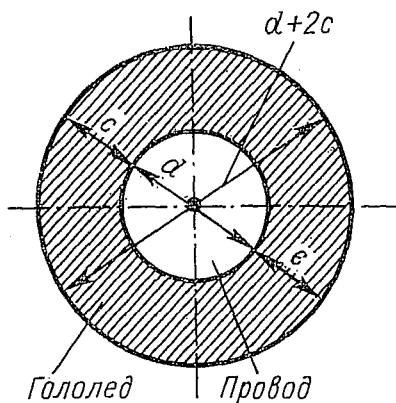


Рис. 1-6. Поперечное сечение провода с гололедом

значение которого принимается в зависимости от скоростного напора. После умножения на этот коэффициент ветровую нагрузку, так же как и гололедную, считают равномерно распределенной по длине пролета.

Равномерно распределенная нагрузка по длине пролета на 1 м длины провода называется единичной нагрузкой и выражается в деканьютонах (даН) или килограмм-силах (кгс) на один метр. В технической литературе принято обозначать единичные нагрузки латинской буквой  $p$  с соответствующими индексами.

**Единичная нагрузка от собственного веса провода.** Эта нагрузка обозначается  $p_1$  и принимается по действующим стандартам или техническим условиям, в которых указана масса или вес провода в килограммах на один километр. Для получения единичной нагрузки от собственного веса в килограммах на один метр следует разделить на 1000 (или умножить на  $10^{-3}$ ) массу или вес, указанные в стандарте.

**Единичная нагрузка от гололеда.** Площадь сечения слоя гололеда с толщиной стенки  $c$  на проводе диаметром  $d$  (рис. 1-6) определяется по формуле

$$F_r = \frac{\pi (d + 2c)^2}{4} - \frac{\pi d^2}{4} = \pi c (d + c).$$

Так как диаметр провода и толщина стенки гололеда принимаются в миллиметрах, а единичную нагрузку требуется получить на метр, то плотность гололеда  $g_0$  следует перевести в соответствующие единицы:  $g_0 = 0,9 \text{ кг/дм}^3 = 0,9 \cdot 10^{-3} \text{ даН/(м} \cdot \text{мм}^2)$ , и единичная нагрузка от веса гололеда в деканьютонах на метр определяется по формуле

$$p_2 = 0,9 \pi c (d + c) \cdot 10^{-3}. \quad (1-5)$$

Результирующая единичная весовая нагрузка при гололеде. Эта нагрузка, обозначаемая  $p_3$ , равна арифметической сумме единичных нагрузок от собственного веса и гололеда:

$$p_3 = p_1 + p_2. \quad (1-6)$$

Единичная нагрузка от ветра. Ветровое давление на поверхность с площадью  $F$  в деканьютонах (килограмм-силах) определяется по формуле

$$P = C_x \frac{1}{2} \rho v^2 F \sin^2 \varphi,$$

где  $C_x$  — аэродинамический коэффициент (или коэффициент лобового сопротивления), зависящий от плотности воздуха  $\rho$ , от скорости ветра  $v$ , от формы, протяженности и шероховатости обдуваемой поверхности;  $\varphi$  — угол между направлением ветра и обдуваемой поверхностью.

При нормальном барометрическом давлении и температуре воздуха около  $+15^\circ \text{C}$  коэффициент  $\rho = 1/8$ ; при этом значении  $\frac{1}{2} \rho v^2 = v^2/16 = q$ . Величина  $q = v^2/16$ , называемая скоростью **н** **а** **п** **о** **р** **о** **м**, принимается в расчетах ветрового давления на элементы воздушных линий без поправок на изменения плотности воздуха. Таким образом, формула приводится к виду

$$P = C_x q F \sin^2 \varphi.$$

При вычислении ветровых нагрузок на провода и тросы в эту формулу вводится коэффициент  $\alpha$ , учитывающий неравномерность давления ветра по пролету:

$$P = \alpha C_x q F \sin^2 \varphi. \quad (1-7)$$

Чтобы получить единичную нагрузку в деканьютонах (килограмм-силах) на один метр при ветре, направленном перпендикулярно оси провода, диаметр которого выражен в миллиметрах, следует подставить в формулу (1-7) значения:

$$F = d \cdot 10^{-3}; \quad \sin^2 \varphi = 1.$$

Таким образом, единичная ветровая нагрузка на провод без гололеда в даН/м (кгс/м) определяется по формуле

$$p_4 = \alpha C_x q d \cdot 10^{-3}, \quad (1-8)$$

а на провод с гололедом —

$$p_5 = \alpha C_x q (d + 2c) \cdot 10^{-3}. \quad (1-9)$$

Единичная ветровая нагрузка  $p_4$  на провод без гололеда определяется при наибольшей скорости ветра  $v_{\text{макс}}$ , которой соответствуют нормативные скоростные напоры  $q$ . Значения  $q$  принимаются по табл. 1-3 или вычисляются по наибольшей скорости ветра, установленной на основании наблюдений. Согласно СНиП II-6-74 скорости ветра, установленные на основании наблюдений, умножаются на поправочный коэффициент  $\alpha = 0,75 + 5/v$ , где  $v$  — скорость



ветра, м/с. При расположении центра тяжести проводов на высоте более 15 м эти значения умножаются на коэффициенты увеличения скоростного напора по высоте, указанные в табл. 1-4.

При определении ветровых нагрузок на провода с гололедом следует принимать значения скоростного напора  $0,25 q$ , где  $q$  — скоростной напор, принятый при определении нагрузки  $p_4$ . Согласно ПУЭ в районах с толщиной стенки гололеда 15 мм и более значения скоростного напора следует принимать не менее  $14 \text{ даН/м}^2$  (значения скорости ветра — не менее 15 м/с). Согласно ПУЭ в расчетах ветровых нагрузок на провода принимаются следующие значения аэродинамического коэффициента  $C_x$ : 1,1 — для проводов и тросов диаметром 20 мм и более; 1,2 — для проводов и тросов диаметром менее 20 мм, а также для проводов и тросов любого диаметра, покрытых гололедом.

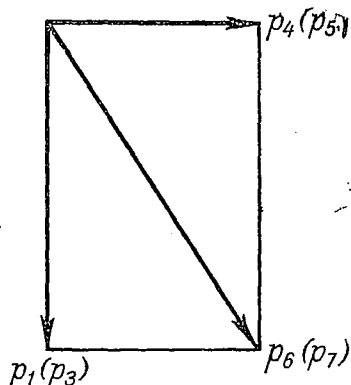


Рис. 1-7. Результирующие единичные нагрузки

Значения коэффициента неравномерности  $\alpha$  принимаются: 1,0 при скоростном напоре до  $27 \text{ даН/м}^2$  ( $\text{кгс/м}^2$ ); 0,85 — при  $40 \text{ даН/м}^2$ ; 0,75 — при  $55 \text{ даН/м}^2$ ; 0,7 — при  $76 \text{ даН/м}^2$  и более. Промежуточные значения определяются линейной интерполяцией.

Результирующие единичные нагрузки от веса провода (с гололедом или без гололеда), действующего вертикально, и горизонтального ветрового давления (рис. 1-7) складываются геометрически и определяются по формулам:

при отсутствии гололеда

$$p_6 = \sqrt{p_1^2 + p_4^2} \quad (1-10)$$

при наличии гололеда

$$p_7 = \sqrt{p_3^2 + p_5^2} \quad (1-11)$$

**Удельные нагрузки.** В расчетах проводов удобнее пользоваться не единичными нагрузками, а так называемыми удельными, или приведенными, нагрузками. Эти нагрузки в  $\text{даН/(м} \cdot \text{мм}^2)$  или  $\text{кгс/(м} \cdot \text{мм}^2)$  получаются путем деления соответствующих единичных нагрузок  $p$  на сечение провода  $F$  и обозначаются греческой буквой  $\gamma$  с соответствующими индексами:

$$\gamma = p/F. \quad (1-12)$$

Следует отметить, что удельные нагрузки  $\gamma_1$  от собственного веса алюминиевых, стальных и сталеалюминиевых проводов приводятся в ПУЭ и поэтому не подлежат расчету (см. табл. 1-7).

Поясним определение единичных и удельных нагрузок на примере.

**Пример 1-1.** Определить единичные и удельные нагрузки сталеалюминиевого провода АС 120/19 для воздушной линии 110 кВ III ветрового района и II района гололедности.

Исходные данные: сечение алюминия 118 мм<sup>2</sup>, сечение стали 18,8 мм<sup>2</sup>, общее сечение провода 136,8 мм<sup>2</sup>, диаметр провода 15,2 мм, масса 1 км равна 471 кг.

1. Нагрузки от собственного веса:

$$p_1 = 471 \cdot 10^{-3} = 0,471 \text{ даН/м (кгс/м); } \gamma_1 = 3,46 \cdot 10^{-3} \text{ даН/(м} \cdot \text{мм}^2)$$

(см. ниже табл. 1-6).

2. Единичная нагрузка от веса гололеда

$$p_2 = 0,9 \pi c (d + c) \cdot 10^{-3} = 0,9 \cdot 3,14 \cdot 10 (15,2 + 10) \cdot 10^{-3} = 0,713 \text{ даН/м;}$$

удельная нагрузка от веса гололеда не может быть использована в расчетах проводов и поэтому не вычисляется.

3. Нагрузка от веса провода с гололедом

$$p_3 = p_1 + p_2 = 0,471 + 0,713 = 1,184 \text{ даН/м;}$$

$$\gamma_3 = \frac{1,184}{136,8} = 8,66 \cdot 10^{-3} \text{ даН/мм}^2.$$

4. Единичная нагрузка от ветра на провод без гололеда. Значение  $q = 50$  находим по табл. 1-3 при повторяемости 1 раз в 10 лет, требуемой для линий 110 кВ.

Значения  $\alpha$  получаем интерполяцией:

$$\text{при } q = 40 \text{ даН/м}^2 \quad \alpha = 0,85;$$

$$q = 55 \text{ даН/м}^2 \quad \alpha = 0,75;$$

$$q = 50 \text{ даН/м}^2 \quad \alpha = 0,75 + \frac{(0,85 - 0,75) \cdot 5}{15} = 0,783.$$

Значение  $C_x$  принимаем 1,2, так как  $\alpha = 15,2 < 20$  мм; тогда

$$p_4 = \alpha C_x q d \cdot 10^{-3} = 0,783 \cdot 1,2 \cdot 50 \cdot 15,2 \cdot 10^{-3} = 0,714 \text{ даН/м.}$$

Значение  $\gamma_4$  не вычисляем за ненадобностью.

5. Единичная нагрузка от ветра на провод с гололедом:

$$C_x = 1,2; \quad \alpha = 1;$$

$$p_5 = \alpha C_x \cdot 0,25q (d + 2c) \cdot 10^{-3} =$$

$$= 1 \cdot 1,2 \cdot 0,25 \cdot 50 (15,2 + 2 \cdot 10) \cdot 10^{-3} = 0,528 \text{ даН/м.}$$

Значение  $\gamma_5$  не вычисляем.

6. Нагрузки от ветра и веса провода без гололеда:

$$p_6 = \sqrt{p_1^2 + p_4^2} = \sqrt{0,471^2 + 0,714^2} = 0,856 \text{ даН/м;}$$

$$\gamma_6 = 0,856/136,8 = 6,26 \cdot 10^{-3} \text{ даН/(м} \cdot \text{мм}^2).$$

7. Нагрузки от ветра и веса провода с гололедом:

$$p_7 = \sqrt{p_3^2 + p_5^2} = \sqrt{1,184^2 + 0,528^2} = 1,295 \text{ даН/м;}$$

$$\gamma_7 = 1,295/136,8 = 9,47 \cdot 10^{-3} \text{ даН/(м} \cdot \text{мм}^2).$$

Следует отметить, что программы расчета проводов на ЭВМ выдают все необходимые единичные и удельные нагрузки. Тем не менее в практике проектирования приходится вычислять эти нагрузки вручную, и проектировщики должны знать соответствующие расчеты.

**Температура.** При работе проводов в пролете имеют значение следующие температуры, учитываемые в расчетах:

а) высшая температура  $t_{\text{макс}}$ , при которой провод растягивается больше всего и стрелы провеса достигают наибольших значений;

б) низшая температура  $t_{-}$ , при которой длина провода сокращается в наибольшей степени и температурные напряжения в нем достигают наибольших значений;

в) среднегодовая, соответствующая средним условиям эксплуатации температура  $t_s$ , при которой определяется надежность работы провода при вибрациях (см. ниже § 1-4);

г) температуры при наибольшей скорости ветра  $t_{\text{ветр}}$  и при гололеде  $t_{\text{г}}$ ; как правило,  $t_{\text{ветр}}$  и  $t_{\text{г}}$  принимаются равными  $-5^{\circ}\text{C}$ ;

д) температура  $+15^{\circ}\text{C}$ , при которой определяются расстояния от проводов до тросов и до тела опоры по условиям грозových перенапряжений.

#### 1-4. Вибрация и пляска проводов

При обтекании проводов потоком воздуха, направленным поперек оси линии или под некоторым углом к этой оси, с подветренной стороны провода возникают завихрения. Периодически происходят отрывы ветра от провода и образование вихрей противоположного

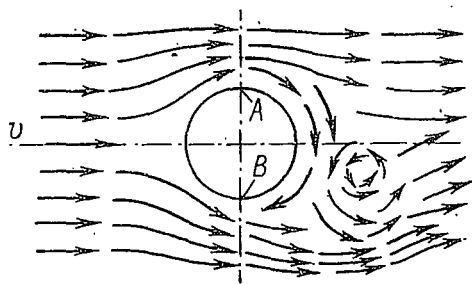


Рис. 1-8. Образование вихря за проводом

направления. Отрыв вихря в нижней части (рис. 1-8) вызывает появление кругового потока с подветренной стороны, причем скорость потока  $v$  в точке  $A$  становится больше, чем в точке  $B$ . В результате появляется вертикальная составляющая давления ветра. При совпадении частоты образования вихрей с одной из частот собственных колебаний натянутого провода последний начинает колебаться в вертикальной плоскости.

При этом одни точки больше всего отклоняются от положения равновесия, образуя пучность волны, а другие — остаются на месте, образуя так называемые узлы (рис. 1-9). В узлах происходят только угловые перемещения провода. Такие колебания провода с амплитудой, не превышающей 0,005 длины полуволны или двух диаметров провода, называются **в и б р а ц и е й**.

Вибрация проводов возникает при скоростях ветра 0,6—0,8 м/с; при увеличении скорости ветра увеличиваются частота вибрации и число волн в пролете; при скорости ветра свыше 5—8 м/с амплитуды вибрации настолько малы, что не опасны для провода.

Опыт эксплуатации показывает, что вибрация проводов наблюдается чаще всего на линиях, проходящих по открытой и ровной местности. На участках линий в лесной и пересеченной местности продолжительность и интенсивность вибраций значительно меньше. Вибрация проводов наблюдается, как правило, в пролетах длиной более 120 м и усиливается с увеличением пролетов. Особенно опасна вибрация на переходах через реки и водные пространства с пролетами длиной более 500 м.

Опасность вибрации заключается в обрывах отдельных проволок на участках их выхода из зажимов. Эти обрывы происходят вследствие того, что переменные напряжения от периодических изгибов проволок в результате вибрации накладываются на основные растягивающие напряжения в подвешенном проводе. Если последние напряжения невелики, то суммарные напряжения не достигают предела, при котором происходит разрушение проволок от усталости.

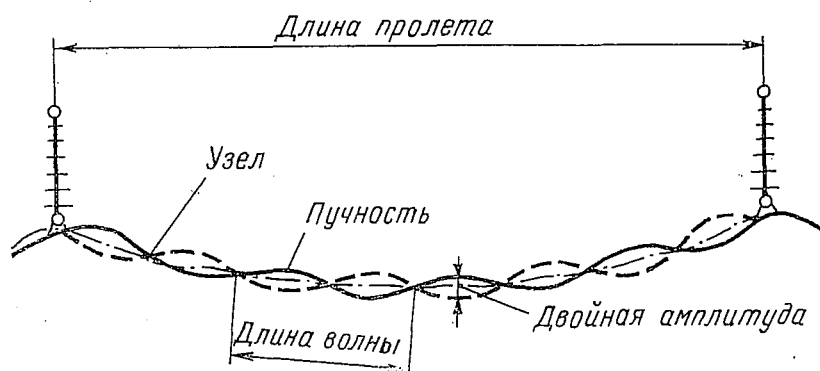


Рис. 1-9. Волны вибрации на проводе в пролете

На основании наблюдений и исследований установлено, что опасность разрушения проводов зависит от так называемого средне-эксплуатационного напряжения (напряжения при среднегодовой температуре и отсутствии дополнительных нагрузок).

Согласно ПУЭ одиночные алюминиевые и сталеалюминиевые провода сечением до 95 мм<sup>2</sup> в пролетах длиной более 80 м, сечением 120—240 мм<sup>2</sup> в пролетах более 100 м, сечением 300 мм<sup>2</sup> и более в пролетах более 120 м, стальные провода и тросы всех сечений в пролетах более 120 м должны быть защищены от вибрации, если напряжение при среднегодовой температуре превышает: 3,5 даН/мм<sup>2</sup> (кгс/мм<sup>2</sup>) в алюминиевых проводах; 4,0 даН/мм<sup>2</sup> в сталеалюминиевых проводах; 18,0 даН/мм<sup>2</sup> в стальных проводах и тросах.

В пролетах меньше указанных выше защита от вибрации не требуется. Защита от вибрации не нужна также на линиях с расщеплением фазы на два провода, если напряжение при среднегодовой температуре не превышает 4,0 даН/мм<sup>2</sup> в алюминиевых и, 4,5 даН/мм<sup>2</sup> в сталеалюминиевых проводах. Фаза с расщеплением на три и четыре провода, как правило, не требует защиты от вибрации. Участки любых линий, защищенные от поперечных ветров, не подлежат защите от вибрации. На больших переходах рек и

водных пространств защита необходима независимо от напряжения в проводах.

Как правило, снижение напряжений в проводах линий до значений, при которых не требуется защиты от вибрации, экономически невыгодно. Поэтому на линиях напряжением 35—330 кВ обычно устанавливаются виброгасители, выполненные в виде двух грузов, подвешенных на стальном тросе (рис. 1-10).

Виброгасители поглощают энергию вибрирующих проводов и уменьшают амплитуду вибрации около зажимов. Виброгасители должны быть установлены на определенных расстояниях от зажимов, определяемых в зависимости от марки и напряжения провода.

На ряде линий для защиты от вибрации применяются армирующие прутки, выполненные из того же материала, что и провод, и наматываемые на провод в месте его закрепления в зажиме на длине 1,5—3,0 м. Диаметр прутков уменьшается в обе стороны от середины зажима. Армирующие прутки увеличивают жесткость провода и уменьшают вероятность его повреждения от вибрации.

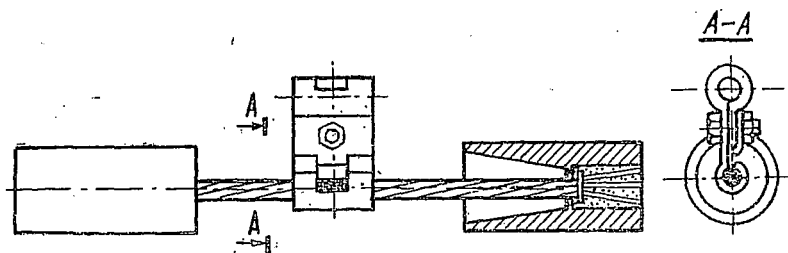


Рис. 1-10. Виброгаситель на проводе

Однако наиболее эффективным средством борьбы с вибрацией являются виброгасители.

Для защиты от вибрации одиночных сталеалюминиевых проводов сечением 25—70 мм<sup>2</sup> и алюминиевых сечением до 95 мм<sup>2</sup> рекомендуются гасители петлевого типа (демпфирующие петли), подвешиваемые под проводом (под поддерживающим зажимом) в виде петли длиной 1,0—1,35 м из провода того же сечения. В зарубежной практике петлевые гасители из одной или нескольких последовательных петель применяются также для защиты проводов больших сечений, в том числе и проводов на больших переходах.

**Пляска проводов**, так же как и вибрация, возбуждается ветром, но отличается от вибрации большой амплитудой, достигающей 12—14 м, и большой длиной волны. На линиях с одиночными проводами чаще всего наблюдается пляска с одной волной, т. е. с двумя полуволнами в пролете (рис. 1-11), на линиях с расщепленными проводами — с одной полуволной в пролете. В плоскости, перпендикулярной оси линии, провод движется при пляске по вытянутому эллипсу, большая ось которого вертикальна или отклонена под небольшим углом (до 10—20°) от вертикали. Диаметры эллипса зависят от стрелы провеса: при пляске с одной полуволной в пролете большой диаметр эллипса может достигать 60—90% стрелы провеса,

при пляске с двумя полуволнами — 30—45% стрелы провеса. Малый диаметр эллипса обычно составляет 10—50% длины большого диаметра.

Как правило, пляска проводов наблюдается при гололеде. Гололед отлагается на проводах преимущественно с подветренной стороны, вследствие чего провод получает неправильную форму (рис. 1-12). При воздействии ветра на провод с односторонним гололедом скорость воздушного потока в верхней части увеличивается, а давление уменьшается; в результате возникает подъемная сила  $V_y$ , вызывающая пляску провода.

Опасность пляски заключается в том, что колебания проводов отдельных фаз, а также проводов и тросов происходят несинхронно; часто наблюдаются случаи, когда провода перемещаются в противоположных направлениях и сближаются или даже схлестываются

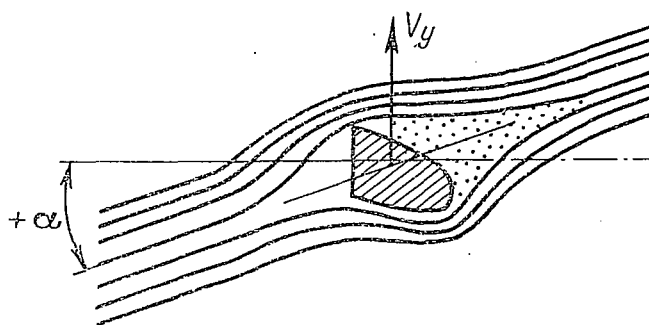
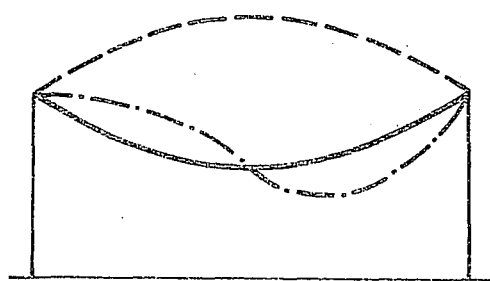


Рис. 1-11. Волны пляски на проводе в пролете

Рис. 1-12. Провод, покрытый гололедом, в воздушном потоке

друг с другом. При этом происходят электрические разряды, вызывающие оплавление отдельных проволок, а иногда и обрывы проводов. Наблюдались также случаи, когда провода линий 500 кВ поднимались до уровня тросов и схлестывались с ними.

По интенсивности пляски проводов территория СССР подразделяется на три района:

- а) район с редкой пляской, охватывающий в европейской части территорию севернее 55-й параллели, а в Сибири — также южнее этой параллели;
- б) район с умеренной пляской;
- в) район с частой пляской.

Действующие нормативные положения [7, 10] устанавливают различные расстояния между проводами в зависимости от интенсивности пляски (см. гл. V). Удовлетворительные результаты эксплуатации опытных линий с гасителями пляски пока недостаточны для уменьшения расстояний между проводами.

На некоторых зарубежных линиях с недостаточными расстояниями между проводами разных фаз установлены изолирующие распорки, исключающие возможность схлестывания проводов при пляске.

## 1-5. Кривая провисания провода и определение стрел провеса

Идеальная гибкая нить, подвешенная в двух точках и подвергающаяся воздействию равномерно распределенной по длине нагрузки от собственного веса, принимает очертание цепной линии (рис. 1-13). Напряжение в любой точке такой нити будет обусловлено только растяжением и направлено по касательной к кривой в рассматриваемой точке.

Жесткость проводов и тросов сказывается только при подвеске коротких отрезков проводов (например, шлейфы длиной в несколько

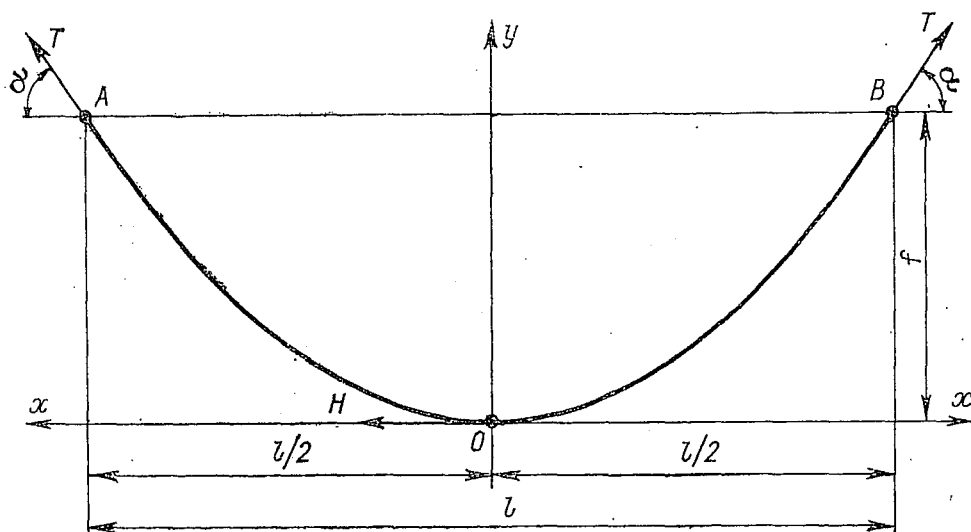


Рис. 1-13. Кривая провисания при одинаковой высоте точек подвеса

метров между гирляндами анкерных опор). При длине пролетов, принимаемых на воздушных линиях, жесткостью проводов можно пренебречь и рассматривать их как идеальные гибкие нити.

Расстояние по горизонтали между точками подвеса  $A$  и  $B$  называется пролетом и обозначается буквой  $l$ ; расстояние по вертикали в середине пролета между проводами и прямой  $AB$ , соединяющей точки подвеса, называется стрелой провеса и обозначается буквой  $f$ . Обе величины, как правило, измеряются в метрах.

Сила, действующая в любой точке провода, называется тяжением и обозначается буквой  $T$  (рис. 1-13). Тяжение в нижней точке кривой провисания, направленное горизонтально, принято обозначать буквой  $H$ . Тяжения измеряются в деканьютонах (килограмм-силах).

Сила, действующая на единицу сечения провода, называется напряжением и обозначается буквой  $\sigma$ . Согласно определению

$$\sigma = T/F, \quad (1-13)$$

где  $F$  — сечение провода. Так как обычно сечение провода выражается в квадратных миллиметрах, а сила — в деканьютонах (килограмм-силах), то напряжение в проводах и тросах имеет размерность  $\text{даН}/\text{мм}^2$  ( $\text{кгс}/\text{мм}^2$ ).

При закреплении в натяжных гирляндах на опорах анкерного типа тяжение провода передается на опоры, вызывая в опорах силу, равную по значению, но противоположную по направлению; эта сила называется р е а к ц и е й.

Для определения кривой провисания провода примем систему координат с началом в нижней точке кривой провисания  $O$ , осью абсцисс  $x$  и осью ординат  $y$  (рис. 1-14). Используем основные уравнения статики для системы, находящейся в равновесии:

а) сумма проекций всех внешних сил на координатные оси равна нулю; математически эти уравнения выражаются в виде

$$\sum X = 0; \quad \sum Y = 0;$$

б) сумма моментов всех внешних сил или их проекций относительно любой точки равна нулю:

$$\sum M = 0.$$

Разрежем провод в нижней точке  $O$  и в какой-либо точке  $D$  с координатами  $x$ ,  $y$  и заменим воздействие отрезанных частей провода соответствующими тяжениями  $H$  и  $T_x$ . Вес рассматриваемого отрезка провода примем приближенно равномерно распределенным по горизонтали и заменим сосредоточенной силой  $px$ , действующей в середине рассматриваемого участка, т. е. на расстоянии  $x/2$  от точек  $O$  и  $D$ . Напишем уравнение моментов сил относительно точки  $D$ , сумма которых должна быть равна нулю:

$$\sum M_D = Hy - px^2/2 = 0.$$

Решая это уравнение относительно  $y$ , получаем формулу для кривой провисания провода

$$y = \frac{px^2}{2H}. \quad (1-14)$$

Эта кривая представляет собой параболу с вершиной в начале координат. Мы получили параболу вместо цепной линии потому, что приняли приближенно вес провода равномерно распределенным по горизонтали, а не по длине провода, как это фактически имеет место.

Если принять вес провода равномерно распределенным по его длине, то для кривой провисания получим уравнение цепной линии  $y = h_0 \left( \text{ch} \frac{x}{h_0} - 1 \right)$ , где  $h_0 = H/p$  [3]. Однако для расчетов цепная линия менее удобна, чем парабола. Поэтому в отечественной практике расчеты проводов производятся по параболе; исключением являются расчеты проводов с очень большими пролетами, превышающими 800—1000 м, о чем будет сказано ниже.



В формулу (1-14) входят единичная нагрузка провода  $p$  и тяжение в нижней точке  $H$ . В расчетах проводов удобнее пользоваться напряжением, а не тяжением, и соответственно удельной, а не единичной нагрузкой. Подставляя в формулу (1-13)  $p = \gamma F$  и  $H = \sigma F$  [см. выражения (1-12) и (1-13)], получаем

$$y = \frac{\gamma x^2}{2\sigma} \quad (1-15)$$

Для определения стрелы провеса при одинаковой высоте точек подвеса достаточно подставить в формулы (1-14) и (1-15) значение  $x = l/2$  (см. рис. 1-13):

$$f = \frac{pl^2}{8H} = \frac{\gamma l^2}{8\sigma} \quad (1-16)$$

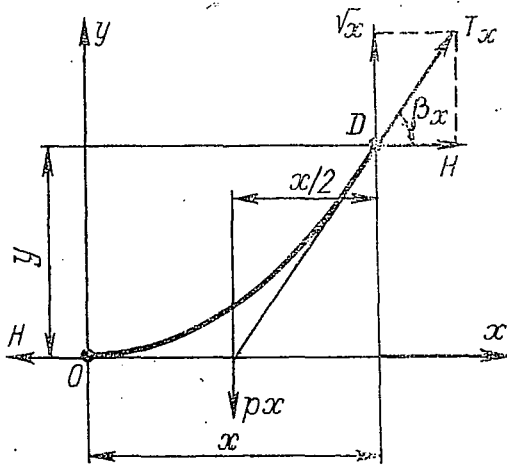


Рис. 1-14. Внешние силы, действующие на отрезок провода

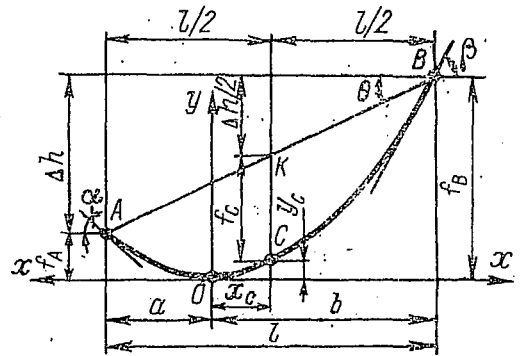


Рис. 1-15. Кривая провисания провода с разной высотой точек подвеса

При разной высоте точек подвеса кривая провисания провода будет несимметричной, и низшая точка этой кривой будет находиться не в середине пролета, а ближе к точке A (рис. 1-15). В этом случае можно определять три различные стрелы провеса:

$f_C$  в середине пролета;

$f_A$ , измеряемую относительно ординаты низшей точки подвеса A;

$f_B$ , измеряемую относительно ординаты высшей точки подвеса B.

Для определения стрел провеса  $f_A$  и  $f_B$  подставим соответствующие значения абсцисс  $a$  и  $b$  в уравнение кривой провисания провода (1-15):

$$f_A = \frac{\gamma a^2}{2\sigma}; \quad f_B = \frac{\gamma b^2}{2\sigma} \quad (1-17)$$

Согласно рис. 1-15  $\Delta h = f_B - f_A$ ;  $a + b = l$  или  $b = l - a$ . Подставляя значения  $f_B$  и  $f_A$  из уравнений (1-17) и заменяя  $b$  разностью  $l - a$ , имеем

$$\Delta h = f_B - f_A = \frac{\gamma}{2\sigma} (b^2 - a^2) = \frac{\gamma l}{2\sigma} (l - 2a) \quad (1-18)$$

Решим уравнение (1-18) относительно  $a$ :

$$a = \frac{l}{2} - \frac{\sigma \Delta h}{\gamma l} \quad (1-19)$$

и найдем  $b$  из выражения  $b = l - a$ :

$$b = l - \frac{l}{2} + \frac{\sigma \Delta h}{\gamma l} = \frac{l}{2} + \frac{\sigma \Delta h}{\gamma l}. \quad (1-20)$$

Таким образом, мы получили значения  $a$  и  $b$ , определяющие положение нижней точки провода  $O$  при разной высоте точек подвеса. Заметим, что положение точки  $O$  зависит не только от разности отметок точек подвеса  $\Delta h$ , которая для данного пролета постоянна, но и от напряжения в проводе  $\sigma$  и удельной нагрузки  $\gamma$ , являющихся переменными величинами. Следовательно, положение нижней точки кривой провисания провода будет изменяться при изменении значений  $\sigma$  и  $\gamma$ .

При подвеске проводов на воздушных линиях возможны случаи, когда нижняя точка подвеса совпадает с нижней точкой кривой провисания  $O$ ; в этом случае

$$a = 0; \quad b = l; \quad f_A = 0; \quad f_B = \Delta h.$$

Нижняя точка кривой провисания может также находиться за пределами пролета, например при подвеске провода в точках  $C$  и  $B$ ; в этом случае  $b - a = l$ ;  $f_B - f_A = \Delta h$ . Формулы (1-19) и (1-20) действительны во всех указанных случаях.

Стрелу провеса в середине пролета  $f_C$  можно определить следующим образом. Согласно рис. 1-15

$$f_C = f_B - \Delta h/2 - y_C; \quad (1-21)$$

$$x_C = b - l/2.$$

Подставляя в последнее выражение значение  $b$  из (1-20), найдем

$$x_C = \frac{l}{2} + \frac{\sigma \Delta h}{\gamma l} - \frac{l}{2} = \frac{\sigma \Delta h}{\gamma l}.$$

Используя это выражение и уравнение (1-15), получим

$$y_C = \frac{\gamma}{2\sigma} \left( \frac{\sigma \Delta h}{\gamma l} \right)^2 = \frac{\sigma}{2\gamma} \left( \frac{\Delta h}{l} \right)^2;$$

$$f_B = \frac{\gamma}{2\sigma} \left( \frac{l}{2} + \frac{\sigma}{\gamma} \frac{\Delta h}{l} \right)^2 = \frac{\gamma l^2}{8\sigma} + \frac{\Delta h}{2} + \frac{\sigma}{2\gamma} \left( \frac{\Delta h}{l} \right)^2.$$

Подстановка  $f_B$  и  $y_C$  в уравнение (1-21) дает

$$f_C = \frac{\gamma l^2}{8\sigma} + \frac{\Delta h}{2} + \frac{\sigma}{2\gamma} \left( \frac{\Delta h}{l} \right)^2 - \frac{\Delta h}{2} - \frac{\sigma}{2\gamma} \left( \frac{\Delta h}{l} \right)^2 = \frac{\gamma l^2}{8\sigma}.$$

Эта формула для  $f_C$  в середине пролета с разной высотой точек подвеса тождественна выражению (1-16) для стрелы провеса при одинаковой высоте точек подвеса.

При расчетах стрел провеса удобно пользоваться значениями эквивалентных пролетов. Если провод подвешен в точках  $A$  и  $B$ , находящихся на различной высоте (рис. 1-16), то можно достроить левую ветвь кривой провисания до точки  $B'$ , находящейся на одинаковой высоте с точкой  $B$ , и получить симметричную кривую  $B'OB$ .

Расстояние  $l_3$  между точками  $B'$  и  $B$  называется большим эквивалентным пролетом, а расстояние  $l'_3$  от точки  $A$  до симметрично расположенной точки  $A'$  — малым эквивалентным пролетом.

Из рис. 1-16 видно, что  $l_3 = 2b$ ;  $l'_3 = 2a$ .

Подставляя значения  $a$  и  $b$  из формул (1-19) и (1-20), имеем:

$$l_3 = l + \frac{2\sigma}{\gamma} \frac{\Delta h}{l}; \quad l'_3 = l - \frac{2\sigma}{\gamma} \frac{\Delta h}{l}. \quad (1-22)$$

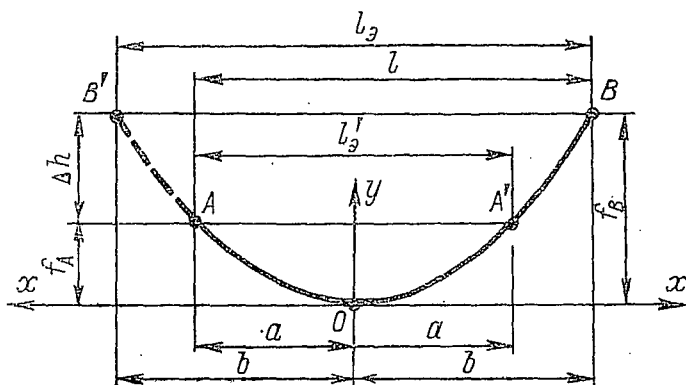


Рис. 1-16. Эквивалентные пролеты

Формулы (1-22) показывают, что значения эквивалентных пролетов зависят от отношения  $\sigma/\gamma$ .

При пролетах более 800—1000 м погрешность стрелы провеса, определяемой по формуле (1-16), может превышать допускаемую. В этих случаях следует пользоваться формулой, выведенной из уравнения цепной линии,

и определять стрелу провеса по двучленной формуле

$$f = \frac{\gamma l^2}{8\sigma} + \frac{\gamma^3 l^4}{384\sigma^3}. \quad (1-23)$$

Расчет проводов на основании уравнения цепной линии подробно изложен в работе [3].

Для определения необходимости применения формул (1-16) или (1-23) достаточно вычислить второй член правой части и решить, допустимо ли пренебречь этим членом.

**Пример 1-2.** Определить стрелу провеса провода АС 500/336 в пролете 1400 м при значениях  $\gamma_1 = 4,84 \cdot 10^{-3}$ ,  $\sigma = 15,07$  даН/мм<sup>2</sup>:

$$f = \frac{4,84 \cdot 10^{-3} \cdot 1400^2}{8 \cdot 15,07} + \frac{4,84^3 \cdot 10^{-9} \cdot 1400^4}{384 \cdot 15,07^3} = 78,67 + 0,68 = 79,35.$$

Погрешность при пренебрежении вторым членом формулы составляет 0,68 м или 0,9% значения стрелы провеса; поэтому в данном случае второй член формулы следует учесть.

При проектировании воздушных линий часто требуется определить расстояние по вертикали от провода до различных пересекае-

мых сооружений (линии связи, железные и шоссейные дороги и т. п.). В этих случаях бывает известна высота точек подвеса провода на опорах  $A$  и  $B$ , а высота низшей точки кривой провисания  $O$  неизвестна. В таких расчетах удобнее принять систему координат с началом в точке  $B$  и направлением осей  $x$  и  $y$ , показанным на рис. 1-17.

Переходя к новой системе координат по известным из математики формулам преобразования, вместо (1-15) и (1-16) получаем

$$y = \frac{\gamma x}{2\sigma} (l-x) + x \frac{\Delta h}{l}; \quad (1-24)$$

$$f_x = \frac{\gamma x}{2\sigma} (l-x). \quad (1-25)$$

Последнее выражение определяет стрелу провеса на любом расстоянии  $x$  от высшей точки подвеса.

Кривую провисания провода можно построить на основании аналитического расчета, вычисляя координаты кривой по формуле (1-15). В некоторых случаях удобно производить графическое построение параболы, известное из аналитической геометрии. Для графического построения достаточно отложить по горизонтали  $AB$  значение пролета в соответствующем масштабе (рис. 1-18), а по вертикали — значение стрелы  $f$  также в соответствующем масштабе.

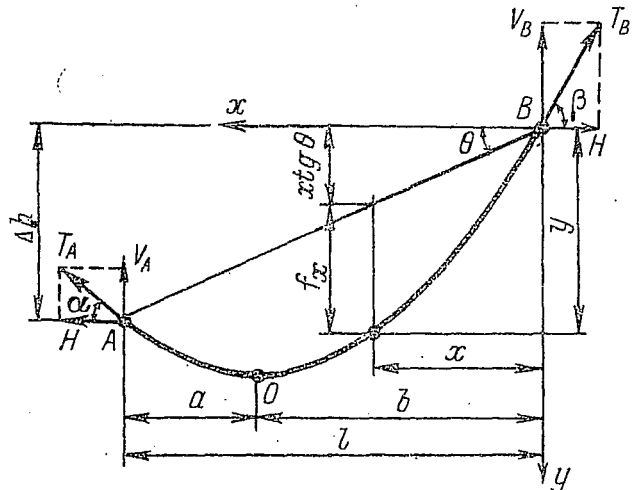


Рис. 1-17. Стрелы провеса на любом расстоянии от опоры

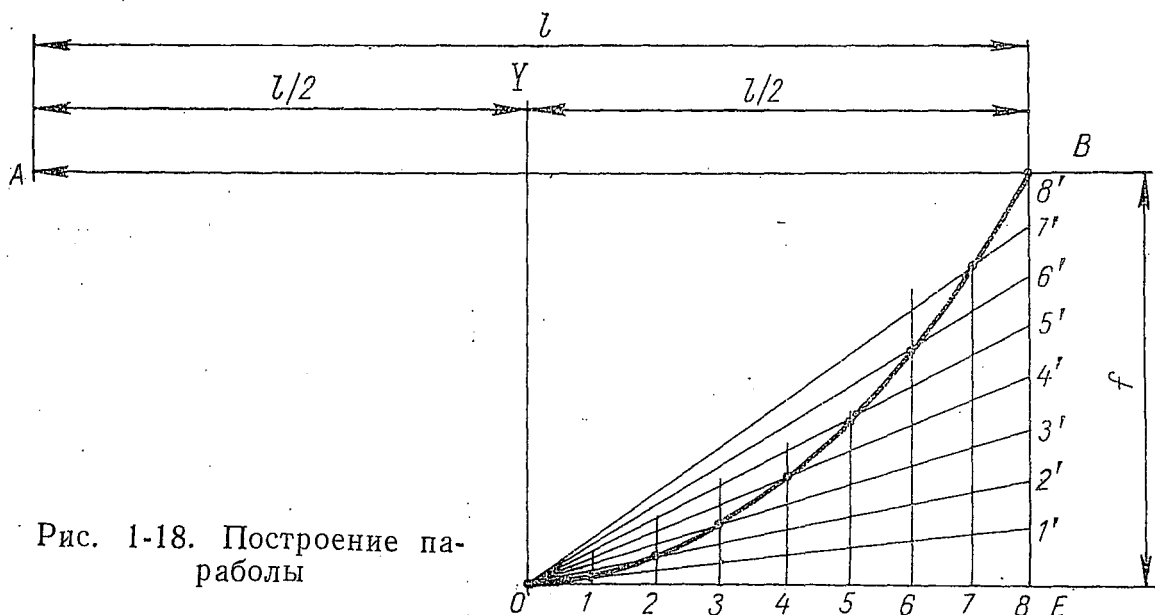


Рис. 1-18. Построение параболы

Разделим отрезки  $OE$  и  $EB$  на одинаковое число равных частей, например на 8, и соединим точку  $O$  с точками  $1'$  и  $2'$  и т. д. Пересечения вертикальных прямых, проведенных из точек  $1, 2, \dots$ ,

с прямыми  $O1'$ ,  $O2'$ , ... дают точки параболы. Левая ветвь параболы будет симметричной относительно оси  $OY$ .

Приведем также графическое построение касательных в точках подвеса  $A$  и  $B$ . При одинаковой высоте точек подвеса (рис. 1-19) достаточно отложить от точки  $O$  вниз отрезок  $OM = f$  и соединить точку  $M$  с точками  $A$  и  $B$ . Прямые  $AM$  и  $BM$  являются касательными к параболе в точках  $A$  и  $B$ , по которым направлены тяжения  $T$  в точках подвеса. Для построения касательных к кривой провисания с разными высотами точек подвеса достаточно отложить вниз от точки  $C$  на рис. 1-15 отрезок, равный  $f_C$ , и соединить полученную точку с точками  $A$  и  $B$  (соответствующее построение на рис. 1-15 не показано).

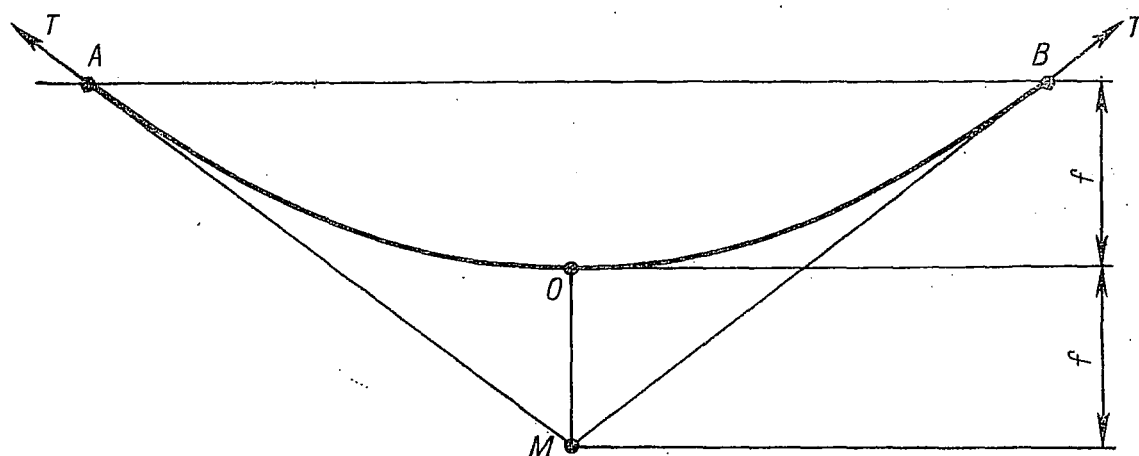


Рис. 1-19. Построение касательных в точках подвеса

В заключение отметим, что во всех вышеприведенных формулах отношение удельной нагрузки и напряжения  $\gamma/\sigma$  может быть заменено отношением единичной нагрузки и тяжения  $p/H$ , так как  $p = \gamma F$ , а  $H = \sigma F$ .

### 1-6. Тяжения в точках подвеса. Длина провода в пролете

Для определения тяжений в точках подвеса рассмотрим условия равновесия отрезка провода  $OD$  на рис. 1-14, исходя из основных уравнений статики:

$$\sum X = T_x \cos \beta_x - H = 0;$$

$$\sum Y = T_x \sin \beta_x - px = 0,$$

откуда

$$T_x \cos \beta_x = H; \quad V_x = T_x \sin \beta_x = px. \quad (1-26)$$

Выведенные уравнения показывают, что горизонтальная составляющая тяжения в любой точке провода, в том числе и в точках подвеса, является постоянной и равной тяжению  $H$  в нижней

точке кривой провисания. Вертикальная составляющая равна весу отрезка провода от рассматриваемой точки, в том числе и от точки подвеса, до низшей точки кривой провисания.

Полное тяжение можно определить как равнодействующую вертикальной и горизонтальной составляющих:

$$T_x = \sqrt{H^2 + V_x^2} = \sqrt{H^2 + (px)^2}. \quad (1-27)$$

Тяжение можно определить также по горизонтальной составляющей и углу наклона касательной:

$$T_x = \frac{H}{\cos \beta_x}, \quad (1-28)$$

где

$$\cos \beta_x = \frac{H}{T_x} = \frac{H}{\sqrt{H^2 + (px)^2}}. \quad (1-29)$$

Формулу (1-27) можно привести к виду

$$T_x = \sqrt{H^2 + (px)^2} = H \sqrt{1 + \left(\frac{px}{H}\right)^2}$$

и разложить второй сомножитель правой части по биному Ньютона. Так как член  $px^2/H$  значительно меньше единицы, можно ограничиться двумя первыми членами разложения:

$$\left[1 + \left(\frac{px}{H}\right)^2\right]^{\frac{1}{2}} = 1 + \frac{1}{2} \left(\frac{px}{H}\right)^2 = 1 + \frac{px^2}{2H} \frac{p}{H}.$$

Подставляя в полученное выражение  $px^2/(2H) = y$  из формулы (1-14), имеем

$$T_x = H + py. \quad (1-30)$$

При одинаковой высоте точек подвеса  $A$  и  $B$  (см. рис. 1-13)  $y = f$ . В этом случае тяжения в обеих точках подвеса получаются одинаковыми:

$$T_A = T_B = H + pf. \quad (1-31)$$

При разной высоте точек подвеса (см. рис. 1-15)

$$T_A = H + pf_A; \quad T_B = H + pf_B. \quad (1-32)$$

Чтобы получить значения соответствующих напряжений, разделим все члены формул (1-31) и (1-32) на сечение  $F$ ; имеем:

при одинаковой высоте точек подвеса

$$\sigma_A = \sigma_B = \sigma + \gamma f; \quad (1-33)$$

при разной высоте точек подвеса

$$\sigma_A = \sigma + \gamma f_A; \quad \sigma_B = \sigma + \gamma f_B. \quad (1-34)$$

Все расчеты проводов производятся по напряжению  $\sigma$  в низшей точке кривой провисания. Согласно ПУЭ напряжения в точках крепления проводов могут превышать допускаемые значения не более чем на 10%. При больших стрелах провеса следует проверять напряжения в высших точках по формулам (1-33) и (1-34) и в случае необходимости уменьшать напряжения в низшей точке.

Значения тяжений в точках подвеса, определяемые по формулам (1-30) и (1-32), необходимы для расчета гирлянд изоляторов, значения напряжений  $\sigma_A$  и  $\sigma_B$  — формулы (1-33) и (1-34) — для расчетов проводов при больших стрелах провеса. Для расчетов опор необходимы значения горизонтальных и вертикальных составляющих тяжений в проводах и тросах. Как уже было указано, горизонтальные составляющие тяжения в точках подвеса всегда одинаковы и равны тяжению провода в низшей точке:

$$H_A = H_B = H. \quad (1-35)$$

Вертикальные составляющие тяжения зависят от того, расположены ли точки подвеса на одинаковой или на разной высоте. В первом случае (см. рис. 1-13)

$$x_A = x_B = l/2;$$

следовательно,

$$V_A = V_B = pl/2. \quad (1-36)$$

Выведенная формула вытекает и из простого рассмотрения рис. 1-13: очевидно, что вес симметрично подвешенного провода распределяется на обе точки подвеса поровну.

Во втором случае, при разной высоте точек подвеса (см. рис. 1-15),

$$x_A = a; \quad x_B = b,$$

откуда с учетом формул (1-19) и (1-20), в которых отношение  $\sigma/\gamma$  заменено отношением  $H/p$ , следует

$$\left. \begin{aligned} V_A &= pa = p \left( \frac{l}{2} - \frac{H\Delta h}{pl} \right); \\ V_B &= pb = p \left( \frac{l}{2} + \frac{H\Delta h}{pl} \right). \end{aligned} \right\} \quad (1-37)$$

Вертикальные составляющие тяжения можно также выразить в виде

$$\left. \begin{aligned} V_A &= \frac{pl}{2} - H \frac{\Delta h}{l} = \frac{pl}{2} - H \operatorname{tg} \theta; \\ V_B &= \frac{pl}{2} + H \frac{\Delta h}{l} = \frac{pl}{2} + H \operatorname{tg} \theta, \end{aligned} \right\} \quad (1-38)$$

так как  $\Delta h/l = \operatorname{tg} \theta$  (см. рис. 1-15).

Длина провода в пролете может быть определена по формуле длины параболы, известной из математики. Длина отрезка одной ветви параболы от вершины  $O$  до точки с координатами  $x, y$

$$L_x = x + \frac{2}{3} \frac{y^2}{x}.$$

Для одной ветви параболы, изображенной на рис. 1-13, при  $x = l/2; y = f$  имеем

$$L_{l/2} = \frac{l}{2} + \frac{4}{3} \frac{f^2}{l},$$

а длина обеих ветвей, т. е. длина провода в пролете,

$$L = l + \frac{8}{3} \frac{f^2}{l}. \quad (1-39)$$

Отметим, что длину провода принято обозначать прописной буквой  $L$ , а длину пролета — строчной буквой  $l$ .

**Пример 1-3.** Определить длину провода в пролете  $l = 400$  м при стреле провеса  $f = 12$  м:

$$L = 400 + \frac{8}{3} \frac{12^2}{400} = 400 + 0,96 = 400,96 \text{ м.}$$

Формула (1-39) действительна приближенно и для определения длины провода в пролетах с разной высотой точек подвеса. При значительном отношении  $\Delta h/l$  следует увеличить длину провода  $L$  на величину  $\Delta h^2/l$  [3] или же подставить в формулу (1-39)  $l/\cos \theta$  вместо  $l$ .

В некоторых дальнейших выводах будет удобнее пользоваться формулой длины провода, в которую входит не стрела провеса  $f$ , а величины  $\gamma$  и  $\sigma$  или  $p$  и  $H$ . Подставляя в формулу (1-37) выражение стрелы провеса из формулы (1-14), получаем

$$L = l + \frac{\gamma^2 l^3}{24\sigma^2} \quad (1-40) \quad \text{или} \quad L = l + \frac{p^2 l^3}{24H^2}. \quad (1-41)$$

## 1-7. Уравнение состояния провода.

### Критические пролеты. Критическая температура

Напряжения и стрелы провеса провода изменяются в зависимости от температуры и нагрузки. При повышении температуры провод расширяется, стрела провеса увеличивается, а напряжение в проводе уменьшается. При понижении температуры происходит обратное явление: при низшей температуре стрела провеса будет наименьшей, а напряжение в проводе от температурных воздействий — наибольшим.



При отложениях гололеда и отсутствии ветра на провод действуют только вертикальные нагрузки и стрела провеса остается в вертикальной плоскости. Вес провода с гололедом возрастает, вследствие чего увеличивается стрела провеса и напряжение в проводе. При воздействии ветровых нагрузок, действующих в горизонтальном направлении, провод отклоняется и стрела провеса располагается в наклонной плоскости. Угол наклона этой плоскости определяется отношением действующих горизонтальных и вертикальных нагрузок.

При проектировании воздушных линий необходимо определять значения напряжений и стрел провеса провода в различных условиях (режимах) его работы. Для решения этих задач зависимость напряжений от нагрузки и температуры выражают в виде уравнения, которое называется уравнением состояния провода.

Для вывода уравнения состояния рассмотрим провод в изолированном анкерованном пролете, т. е. в пролете с неподвижными точками подвеса, находящимися на одинаковой высоте (см. рис. 1-13). Требуется найти напряжения в проводе при новой температуре и нагрузке, исходя из его начального состояния, в котором напряжения известны.

Для начального состояния введем следующие обозначения:  $L_0$  — длина провода;  $\gamma_0$  — удельная нагрузка;  $t_0$  — температура;  $\sigma_0$  — напряжение в нижней точке провода. Для искомого конечного состояния примем те же обозначения, но без индексов.

По формуле (1-40) длина провода:  
в начальном состоянии

$$L_0 = l + \frac{\gamma_0^2 l^3}{24\sigma_0^2};$$

в конечном состоянии

$$L = l + \frac{\gamma^2 l^3}{24\sigma^2}.$$

Удлинение провода  $\Delta L$  определяется разностью этих длин:

$$\Delta L = L - L_0 = \frac{\gamma^2 l^3}{24\sigma^2} - \frac{\gamma_0^2 l^3}{24\sigma_0^2}. \quad (1-42)$$

Эту же разность можно выразить через физические величины — упругое удлинение, вызванное изменением напряжений, и температурное удлинение.

Относительное упругое удлинение  $\varepsilon$  определяется по формуле, известной из курса сопротивления материалов:

$$\varepsilon = \sigma/E,$$

где  $E$  — модуль упругости.

При начальной длине провода  $L_0$  и изменении напряжения на  $\sigma - \sigma_0$  упругое удлинение провода

$$\Delta L_1 = L_0 \left( 1 + \frac{\sigma - \sigma_0}{E} \right) - L_0.$$

При изменении температуры с  $t_0$  до  $t$  температурное удлинение провода

$$\Delta L_2 = L_0 [1 + \alpha (t - t_0)] - L_0,$$

где  $\alpha$  — температурный коэффициент линейного удлинения.

При одновременном изменении нагрузки и температуры удлинение провода

$$\Delta L = L_0 \left( 1 + \frac{\sigma - \sigma_0}{E} \right) [1 + \alpha (t - t_0)] - L_0.$$

Длина провода  $L_0$  мало отличается от длины пролета  $l$ , поэтому в правой части последнего уравнения можно заменить величину  $L_0$  на  $l$ . Раскрывая скобки и пренебрегая в произведении членом  $\frac{\sigma - \sigma_0}{E} \alpha (t - t_0)$ , который значительно меньше всех остальных членов, получаем

$$\Delta L = l \frac{\sigma - \sigma_0}{E} + l \alpha (t - t_0). \quad (1-43)$$

Приравнивая значения, полученные по формулам (1-42) и (1-43), имеем

$$\frac{\gamma^2 l^3}{24\sigma^2} - \frac{\gamma_0^2 l^3}{24\sigma_0^2} = l \frac{\sigma - \sigma_0}{E} + l \alpha (t - t_0).$$

После переноса в левую часть всех членов с искомыми значениями напряжения  $\sigma$  и алгебраических преобразований получаем уравнение состояния провода в следующем виде:

$$\sigma - \frac{\gamma^2 E l^2}{24\sigma^2} = \sigma_0 - \frac{\gamma_0^2 E l^2}{24\sigma_0^2} - \alpha E (t - t_0). \quad (1-44)$$

С помощью этого уравнения можно найти напряжения в проводе в любых требуемых условиях на основании известных напряжений, нагрузок и температур в начальном состоянии.

Полезно запомнить, что в уравнении (1-44) имеются только знаки минус. Следует заметить, что температуры в скобках последнего члена правой части уравнения записаны в той же последовательности, что и напряжения во всем уравнении. Первым членом уравнения является  $\sigma$  без индекса; таким образом, на первом месте в скобке последнего члена правой части должна стоять температура  $t$  без индекса, соответствующая искомому напряжению  $\sigma$ . При подстановке отрицательных температур в последний член уравнения необходимо строго соблюдать правило знаков.

В первый член уравнения (1-44) входит  $\sigma$ , а в знаменатель второго члена —  $\sigma^2$ ; после приведения к общему знаменателю получается неполное кубическое уравнение вида

$$\sigma^2(\sigma + A) = B,$$

которое легко решается подбором на логарифмической линейке. Устанавливаем на нижней шкале предполагаемое значение искомого напряжения  $\sigma$  и подводим к этому значению начало или конец шкалы движка. На верхней неподвижной шкале получаем значение  $\sigma^2$ , которое надо умножить на  $(\sigma + A)$  по верхней шкале движка; если значение произведения  $\sigma^2(\sigma + A)$  получается меньше, чем  $B$ , то значение  $\sigma$  надо увеличить. Передвигаем движок и умножаем  $\sigma^2$  на новое значение  $(\sigma + A)$  до тех пор, пока не получим произведение, равное  $B$ . После получения правильного произведения следует проверить, нет ли ошибки в разряде чисел.

При выборе значения  $\sigma$ , с которого начинается подбор, надо представить себе приближенное значение искомого напряжения  $\sigma$  по отношению к начальному напряжению  $\sigma_0$ . Так, например, если задано начальное напряжение при гололеде  $12,2 \text{ даН/мм}^2$  ( $\text{кгс/мм}^2$ ), а требуется найти напряжение при температуре  $+40^\circ \text{С}$ , то искомое напряжение должно быть значительно меньше начального, примерно  $4\text{--}5 \text{ даН/мм}^2$ . Начнем подбор с целого значения, например,  $4,0 \text{ даН/мм}^2$ , и будем постепенно уточнять десятые, а затем сотые.

Решение уравнения состояния и подбор значений  $\sigma$  поясним на примере.

**Пример 1-4.** Сталеалюминиевый провод АС 120/19 подвешен в пролете 300 м с напряжением  $13,0 \text{ даН/мм}^2$  ( $\text{кгс/мм}^2$ ) при температуре  $t = -5^\circ \text{С}$ , толщине стенки гололеда  $c = 10 \text{ мм}$  и скоростном напоре ветра  $q = 12,5 \text{ даН/м}^2$ . Требуется определить стрелу провеса провода при температуре  $+40^\circ \text{С}$ . По табл. 1-6 найдем модуль упругости провода  $E = 8,25 \cdot 10^3$  и температурный коэффициент линейного удлинения  $\alpha = 19,2 \cdot 10^6$ . Остальные параметры провода и удельные нагрузки указаны в примере 1-1.

Для определения стрелы провеса необходимо вычислить напряжение при температуре  $+40^\circ \text{С}$ , которое обозначим через  $\sigma_{+40}$ . В этом режиме провод будет находиться под воздействием нагрузки от собственного веса  $\gamma_1$ , в начальном режиме — при гололеде и ветре — под воздействием нагрузки  $\gamma_7$ .

Подставим соответствующие значения в уравнение (1-44):

$$\sigma_{+40} - \frac{3,46^2 \cdot 10^{-6} \cdot 8,25 \cdot 10^3 \cdot 300^2}{24\sigma_{+40}^2} = 13,0 - \frac{9,47^2 \cdot 10^{-6} \cdot 8,25 \cdot 10^3 \cdot 300^2}{24 \cdot 13,0^2} - 19,2 \cdot 10^{-6} \cdot 8,25 \cdot 10^3 (40 + 5);$$

$$\sigma_{+40} - \frac{370}{\sigma_{+40}^2} = 13,0 - 16,4 - 7,1 = -10,5;$$

$$\sigma_{+40}^2 (\sigma_{+40} + 10,5) = 370.$$

Берем по линейке значение  $\sigma_{+40} = 5,0$ . Получаем произведение  $5,0^2 (5 + 10,5) = 387 > 370$ . Берем меньшее значение  $4,9$ , имеем  $4,9^2 \cdot (4,9 + 10,5) = 372 > 370$ .

Наконец, при  $\sigma_{+40} = 4,89$  получаем точное значение произведения  $4,89^2 (4,89 + 10,5) = 370$ .

Находим стрелу провеса по формуле (1-16):

$$f_{+40} = \frac{\gamma_1 l^2}{8\sigma_{+40}} = \frac{3,46 \cdot 10^{-3} \cdot 300^2}{8 \cdot 4,89} = 7,96 \text{ м.}$$

Напряжения, возникающие в проводах или тросах при воздействии наибольшей нагрузки или низшей температуры, должны быть меньше предела прочности, т. е. должны быть определены с известным запасом. Отношение предела прочности  $\sigma_B$  и допускаемого напряжения  $\sigma_D$  называется коэффициентом запаса:

$$n = \sigma_B / \sigma_D, \quad (1-45)$$

где  $\sigma_B$  — временное сопротивление (или предел прочности) провода, т. е. такое напряжение, при котором провод разрывается;  $\sigma_D$  — допускаемое напряжение.

Вместо коэффициента запаса может быть установлено допускаемое напряжение в процентах предела прочности:

$$\sigma_{D\%} = \frac{\sigma_D}{\sigma_B} 100.$$

Эта форма выражения коэффициента запаса принята в ПУЭ (см. табл. 1-6).

Напряжения при среднегодовой температуре должны быть ограничены из условий вибрации провода (см. § 1-4). Поэтому в ПУЭ допускаемые напряжения в проводах и тросах установлены для трех исходных условий: а) при наибольшей нагрузке; б) при низшей температуре; в) при среднегодовой температуре.

До 1975 г. в сталеалюминиевых проводах при низшей температуре были нормированы более низкие напряжения, чем при наибольшей нагрузке, а в алюминиевых и стальных проводах — одинаковые. Решение Минэнерго № Э-12/75 от 17 июля 1975 г. устранило это несоответствие и установило в проводах из всех материалов такие же допускаемые напряжения при низшей температуре, как и при наибольшей нагрузке. Физико-механические характеристики, которые следует принимать в расчетах проводов, и допускаемые напряжения приведены в табл. 1-6.

При ограничении допускаемых напряжений для трех исходных режимов: при наибольшей нагрузке, при низшей температуре и при среднегодовой температуре, естественно, возникает вопрос, какой из этих режимов следует принимать в качестве исходного при расчете проводов и тросов. Этот вопрос решается путем вычисления так называемых критических пролетов. Для объяснения этого понятия рассмотрим зависимость напряжения от температуры и от нагрузки при малых и больших значениях пролетов.

Предположим, что пролет стремится к нулю ( $l \rightarrow 0$ ); примем условно его предельное значение  $l = 0$  и подставим это значение в уравнение состояния (1-44):

$$\sigma = \sigma_0 - \alpha E (t - t_0). \quad (1-46)$$

Физико-механические характеристики проводов и тросов и допускаемые напряжения

Марка и сечение провода, мм <sup>2</sup>	Приведенная нагрузка от собственного веса $\gamma_1 \cdot 10^3$ , даН/(м·мм <sup>2</sup> ) [кгс/(м·мм <sup>2</sup> )]	Модуль упругости $E \cdot 10^{-3}$ , даН/мм <sup>2</sup> (кгс/мм <sup>2</sup> )	Температурный коэффициент линейного удлинения $\alpha \cdot 10^6$ , К <sup>-1</sup>	Временное сопротивление разрыву, даН/мм <sup>2</sup> (кгс/мм <sup>2</sup> )	Допускаемое напряжение			
					даН/мм <sup>2</sup> (кгс/мм <sup>2</sup> ) (провода АТ)		в процентах от разрывного усилия	
					при наибольшей нагрузке и низшей температуре $\sigma_r$	при среднегодовой температуре $\sigma_s$	при наибольшей нагрузке и низшей температуре	при среднегодовой температуре
Алюминиевые:								
от 16 до 35				16	5,6	4,8	35	
50 и 70	2,75	6,3	23,0	16	6,4	4,8	40	30
95				15	6,0	4,5	40	
120 и более				16	7,2	4,8	45	
Стальные:								
ПС всех сечений	8,0	20,0	12,0	62	31	21,6	50	35
Тросы ТК всех сечений				*	*	*		
Сталеалюминиевые:								
16 и 25 (б. АС)					10,2	8,7	35	30
от 35 до 95 при А:С=6,0 и 6,13 (б. АС)	3,46	8,25	19,2	29	11,6	8,7	40	

70 при A:C=0,95 (б. АСУС)	5,37	13,4	14,5	67	26,8	20,1	40	
95 » A:C=0,65 (б. АСУС)	5,85	14,6	13,9	76	30,4	22,8		
120 и более при A:C= =6,11÷6,25 (б. АС)	3,46	8,25	19,2	29	13,0	8,7		
120 и более при A:C= =4,29÷4,39 (б. АСУ)	3,71	8,9	18,3	33	14,9	9,9		
150 и более при A:C= =7,71÷8,04 (б. АСО)	3,34	7,7	19,8	27	12,2	8,1	45	30
185, 300 и 500 при A:C= =1,46 (б. АСУС)	4,84	11,4	15,5	55	25,0	16,5		
330 при A:C=12,22 (новые)	3,15	6,65	21,2	24	10,8	7,2		
400 и 500 при A:C = 17,93 и 18,09 (новые)	3,03	6,65	21,2	21,5	9,7	6,5		

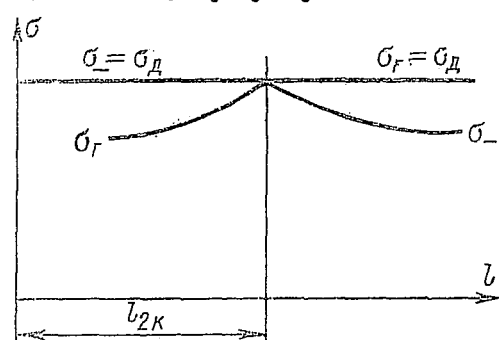
\* В зависимости от разрывного усилия каната в целом, определяемого по соответствующим стандартам.

При малых пролетах вторые члены левой и правой частей уравнения (1-44), в которые входит  $l^2$ , очень малы, и напряжение зависит в основном от изменений температуры. Уравнение показывает также, что наибольшее напряжение в проводе будет при низшей температуре.

Чтобы рассмотреть зависимость напряжения при больших пролетах, разделим все члены уравнения (1-44) на  $l^2$ :

$$\frac{\sigma}{l^2} - \frac{\gamma^2 E}{24\sigma^2} = \frac{\sigma_0}{l^2} - \frac{\gamma_0^2 E}{24\sigma_0^2} - \frac{\alpha E}{l^2} (t - t_0).$$

При увеличении значений  $l$  члены уравнения, имеющие  $l^2$  в знаменателе, будут уменьшаться и при  $l \rightarrow \infty$  обратятся в нули. В этом случае получим



$$\frac{\gamma^2 E}{24\sigma^2} = \frac{\gamma_0^2 E}{24\sigma_0^2}.$$

Решив это уравнение относительно  $\sigma$  и произведя упрощения, имеем

$$\sigma = \frac{\gamma}{\gamma_0} \sigma_0. \quad (1-47)$$

Рис. 1-20. График зависимости напряжения от пролета для монометаллического провода

Полученное уравнение показывает, что при больших пролетах напряжение в проводе зависит в основном от нагрузки и достигает максимальных значений при наибольшей нагрузке.

Очевидно, что между малыми пролетами, в которых наибольшие напряжения возникают при низшей температуре, и большими пролетами, в которых максимальные напряжения возникают при наибольшей нагрузке, должен находиться такой пограничный пролет, в котором напряжения достигают допустимых значений как при низшей температуре, так и при наибольшей нагрузке; такой пролет называется критическим. Понятие критического пролета было пояснено на примере достижения допустимых напряжений при наибольшей нагрузке и при низшей температуре. В расчетах проводов принято называть этот пролет вторым критическим пролетом и обозначать  $l_{2к}$ .

При пролетах больше критического влияние температуры на напряжение в проводе становится меньше и напряжение при низшей температуре  $\sigma_-$  убывает (рис. 1-20). Следовательно, при расчетах напряжения для пролетов больше критического надо исходить из режима наибольшей нагрузки. В пролетах меньше критического напряжение убывает при наибольшей нагрузке  $\sigma_г$ ; поэтому в расчетах проводов для пролетов меньше критического необходимо исходить из режима низшей температуры.

Согласно ПУЭ допустимые напряжения установлены также для режима среднегодовой температуры (см. табл. 1-6). Таким об-

разом, можно говорить также о критическом пролете, в котором напряжение в проводе достигает допустимых значений при низшей и при среднегодовой температурах. Этот пролет называется *первым критическим* и обозначается  $l_{1к}$ .

Если напряжения в проводе достигают допустимых значений при среднегодовой температуре и при наибольшей нагрузке, то соответствующий пролет называется *третьим критическим* и обозначается  $l_{3к}$ .

Для вычисления значений критического пролета между любыми режимами I и II необходимо подставить в уравнение состояния провода (1-44) значения напряжений  $\sigma$ , нагрузок  $\gamma$  и температур  $t$ , соответствующие этим режимам:

$$\sigma_I - \frac{\gamma_I^2 E l_k^2}{24 \sigma_I^2} = \sigma_{II} - \frac{\gamma_{II}^2 E l_k^2}{24 \sigma_{II}^2} - \alpha E (t_I - t_{II}). \quad (1-48)$$

Решая это уравнение относительно  $l_k$ , получаем общую формулу критического пролета:

$$l_k = \frac{\sigma_{II}}{\gamma_I} \sqrt{\frac{\sigma_{II} - \sigma_I + \alpha E (t_{II} - t_I)}{\frac{E}{24} \left[ \left( \frac{\gamma_{II}}{\gamma_I} \right)^2 - \left( \frac{\sigma_{II}}{\sigma_I} \right)^2 \right]}}. \quad (1-49)$$

В формуле (1-49) значение критического пролета указано без цифрового индекса, так как по ней можно вычислять значения всех трех критических пролетов:  $l_{1к}$ ,  $l_{2к}$ ,  $l_{3к}$ , подставляя требуемые значения режимов I и II.

Формулы критических пролетов, более удобные для практического использования, приводятся ниже в § 1-8 и 1-9.

При расчете провода только для одного пролета можно обойтись без вычислений критических пролетов, принимая в качестве исходного любое из трех значений допустимых напряжений (при наибольшей нагрузке, при низшей температуре и при среднегодовой температуре) и вычисляя напряжение в двух других режимах. Если ни одно из вычисленных напряжений не превысит допустимого, то исходный режим выбран правильно. В противном случае следует принять за исходный тот режим, в котором напряжение было превышено.

В расчете провода для конкретного пролета часто полезно знать, в каком режиме стрела провеса имеет наибольшее значение: при гололеде или при высшей температуре. Очевидно, что при наличии гололеда стрела провеса будет больше, чем при той же температуре без гололеда. При сбросе гололеда стрела провеса уменьшится; если температура начнет повышаться, то стрела провеса будет увеличиваться. При определенной температуре стрела провеса провода, находящегося под воздействием собственного веса, достигнет такого же значения, как при наличии гололеда; эта температура называется *критической* и обозначается  $t_k$ .



Для вывода формулы критической температуры примем обычное обозначение нагрузки при гололеде  $\gamma_3$ , температуру при гололеде обозначим  $t_r$ , а напряжение —  $\sigma_r$ . Напряжение при критической температуре обозначим  $\sigma_k$ .

Из условия равенства стрел провеса по формуле (1-16) получаем

$$\frac{\gamma_1 l^2}{8\sigma_k} = \frac{\gamma_3 l^2}{8\sigma_r},$$

откуда

$$\sigma_k = \frac{\gamma_1}{\gamma_3} \sigma_r.$$

Подставим полученное выражение  $\sigma_k$  в уравнение состояния (1-44):

$$\sigma_r \frac{\gamma_1}{\gamma_3} - \frac{\gamma_1^2 E l^2}{24\sigma_r^2} \left( \frac{\gamma_3}{\gamma_1} \right)^2 = \sigma_r - \frac{\gamma_3^2 E l^2}{24\sigma_r^2} - \alpha E (t_k - t_r).$$

После сокращений и раскрытия скобок получаем формулу критической температуры:

$$t_k = t_r + \frac{\sigma_r}{\alpha E} \left( 1 - \frac{\gamma_1}{\gamma_3} \right). \quad (1-50)$$

Отметим, что в формулу (1-50) не входит пролет; следовательно, для рассматриваемого провода с заданными параметрами критическая температура остается постоянной в диапазоне пролетов, в котором напряжение  $\sigma_r$  не изменяется.

Из сопоставления вычисленной критической температуры с максимальной можно сделать следующие выводы:

а) если максимальная температура выше критической, то наибольшая стрела провеса будет при максимальной температуре;

б) если максимальная температура ниже критической, то наибольшая стрела провеса будет при гололеде.

В последнем случае для определения высоты провода над землей или над пересекающими сооружениями можно ограничиться вычислением стрел провеса при гололеде.

**Пример 1-5.** Вычислить критическую температуру для сталеалюминиевого провода АС 120/19, подвешенного в пролете 300 м, с напряжением 13,0 даН/мм<sup>2</sup> при температуре  $t = -5^\circ \text{C}$ , при толщине стенки гололеда  $c = 10$  мм.

По табл. 1-6 найдем  $\alpha = 19,2 \cdot 10^{-6}$ ;  $E = 8,25 \cdot 10^3$ ;  $\gamma_1 = 3,46 \cdot 10^{-3}$ . Значение  $\gamma_3 = 8,627 \cdot 10^{-3}$  было вычислено в примере 1-1. Получаем

$$\begin{aligned} t_k &= -5 + \frac{13,0}{19,2 \cdot 10^{-6} \cdot 8,25 \cdot 10^3} \left( 1 - \frac{3,46 \cdot 10^{-3}}{8,627 \cdot 10^{-3}} \right) = \\ &= -5 + \frac{13,0}{0,158} (1 - 0,401) = -5 + 49 = 44^\circ \text{C}. \end{aligned}$$

Отсюда следует, что стрела провеса при температуре  $+40^\circ \text{C}$  будет меньше, чем при  $-5^\circ \text{C}$  и гололеде.

## 1-8. Расчет монометаллических проводов и грозозащитных тросов

В настоящее время на воздушных линиях применяются многопроволочные монометаллические провода алюминиевые марок А и стальные ПС. Монометаллическими являются также грозозащитные тросы.

Расчет алюминиевых и стальных проводов производится по прочности; допускаемые напряжения в трех исходных режимах указаны в табл. 1-6. Грозозащитные тросы рассчитываются из условия соблюдения расстояний между тросом и проводом в середине пролета, требуемых для грозозащиты. При таком способе расчета напряжения в тросе при наибольшей нагрузке, низшей и среднегодовой температуре обычно не достигают значений, указанных в табл. 1-6.

Рассмотрим последовательно особенности расчета монометаллических проводов и грозозащитных тросов.

**Алюминиевые провода.** В ПУЭ-65 для алюминиевых проводов всех сечений был установлен единый коэффициент запаса  $n = 2$  ( $\sigma_r = \sigma_- = 0,5 \sigma_b$ ); лишь в населенной местности и на пересечениях с различными сооружениями требовался повышенный коэффициент запаса  $n = 2,5$  ( $\sigma_r = \sigma_- = 0,4 \sigma_b$ ). Опыт эксплуатации показал, что алюминиевые провода, и особенно провода меньших сечений, обрываются значительно чаще, чем сталеалюминиевые. Поэтому коэффициенты запаса в алюминиевых проводах были повышены и дифференцированы в зависимости от сечений с увеличением  $n$  при уменьшении сечений (см. табл. 1-6). Для вывода формулы критического пролета введем дополнительное обозначение  $\sigma_d = \sigma_r = \sigma_-$ .

Подставляя в формулу (1-49) вместо величин, обозначенных индексами I, значения, соответствующие низшей температуре, т. е.  $\sigma_d$ ,  $\gamma_1$  и  $t_-$ , а вместо величин с индексами II — значения, соответствующие наибольшей нагрузке, т. е.  $\sigma_d$ ,  $t_r$  и  $\gamma_7$ , после упрощений получим

$$l_{2к} = 4,9\sigma_d \sqrt{\frac{\alpha(t_r - t_-)}{\gamma_7^2 - \gamma_1^2}}. \quad (1-51)$$

Расчет провода производится по уравнению состояния (1-44), которое будет иметь вид:

для пролетов меньше критического

$$\sigma - \frac{\gamma^2 E l^2}{24\sigma^2} = \sigma_d - \frac{\gamma_1^2 E l^2}{24\sigma_d^2} - \alpha E (t - t_-); \quad (1-52)$$

для пролетов больше критического

$$\sigma - \frac{\gamma^2 E l^2}{24\sigma^2} = \sigma_d - \frac{\gamma_7^2 E l^2}{24\sigma_d^2} - \alpha E (t - t_r). \quad (1-53)$$

В уравнения (1-52) и (1-53) следует подставлять значения  $\gamma$  и  $t$ , соответствующие вычисляемым режимам.

Напомним, что для алюминиевых проводов сечением до  $35 \text{ мм}^2$   $\sigma_d = 0,35 \sigma_B$ , сечением  $50-95 \text{ мм}^2$  —  $0,40 \sigma_B$ , а для проводов сечением  $120 \text{ мм}^2$  и более —  $0,45 \sigma_B$ .

Иногда в расчетах алюминиевых проводов необходимо вычислять значения всех трех критических пролетов. Второй критический пролет вычисляется по формуле (1-51), первый и третий критические пролеты при  $\sigma_d = 0,35 \sigma_B$ ,  $\sigma_s = 0,3 \sigma_B$  вычисляются по следующим формулам:

$$l_{1к} = \frac{8,05\sigma_d}{\gamma_1} \sqrt{\frac{1}{E} [\alpha E (t_s - t_-) - 0,14\sigma_d]}; \quad (1-54)$$

$$l_{3к} = \frac{4,9\sigma_d}{\gamma_1} \sqrt{\frac{0,05\sigma_d + \alpha E (t_r - t_s)}{E \left[ \left( \frac{\gamma_7}{\gamma_1} \right)^2 - 1,36 \right]}}. \quad (1-55)$$

Формулы для расчета  $l_{1к}$  и  $l_{3к}$  см. ниже в § 1-9: при  $\sigma_d = 0,4\sigma_B$  — (1-61) и (1-62), при  $\sigma_d = 0,45 \sigma_B$  — (1-63) и (1-64). Там же описан способ расчета проводов при учете трех критических пролетов.

**Стальные провода.** Расчет стальных проводов марок ПС, как правило, ведется с учетом только третьего критического пролета, определяемого по формуле

$$l_{3к} = \frac{4,9\sigma_d}{\gamma_1} \sqrt{\frac{0,3\sigma_d + \alpha E (t_r - t_s)}{E \left[ \left( \frac{\gamma_7}{\gamma_1} \right)^2 - 2,04 \right]}}. \quad (1-56)$$

Расчетное уравнение состояния для стальных проводов будет иметь вид:

для пролетов меньше критического

$$\sigma - \frac{\gamma^2 E l^2}{24\sigma^2} = \sigma_s - \frac{\gamma_1^2 E l^2}{24\sigma_s^2} - \alpha E (t - t_s); \quad (1-57)$$

для пролетов больше критического — уравнение (1-53).

**Грозозащитные тросы.** Расчет грозозащитного троса производится из условия соблюдения расстояний между проводами и тросом в середине пролета, требуемых ПУЭ по соображениям грозозащиты.

Наименьшие расстояния по вертикали между тросом и проводом в середине пролета при температуре  $+15^\circ \text{C}$  и без ветра, требуемые ПУЭ, приводятся ниже:

Длина пролета, м	100	150	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1200	1500
Расстояние, м...	2	3,2	4	5,5	7	8,5	10	11,5	13	14,5	16	18	21

Промежуточные значения определяются линейной интерполяцией.

Согласно схеме расположения троса и провода на опоре, показанной на рис. 1-21, стрела провеса троса  $f_T$  при температуре  $+15^\circ\text{C}$  и отсутствии ветра определяется по формуле

$$f_T = f_{\Pi} + h_T - z_T, \quad (1-58)$$

где  $f_{\Pi}$  — стрела провеса провода в середине пролета;  $h_T$  — расстояние по вертикали между тросом и проводом на опоре, т. е. разность отметок их подвеса;  $z_T$  — требуемое расстояние между тросом и проводом в середине пролета, указанное выше.

Следует учитывать, что расстояние  $h_T$  равно разности отметок тросостойки и траверсы только на опорах анкерного типа. На промежуточных опорах трос и провод подвешены на поддерживающих гирляндах, поэтому для определения расстояния  $h_T$  к разности отметок тросостойки и траверсы надо добавить длину гирлянды провода и вычесть длину тросовой гирлянды (рис. 1-21).

Если расстояние  $h_T$  на двух рассматриваемых опорах различно, то в формулу (1-58) следует подставить

$$h_T = \frac{h_T' + h_T''}{2},$$

где  $h_T'$  и  $h_T''$  — расстояния между отметками подвеса троса и провода на рассматриваемых опорах.

Исходя из значения стрелы провеса при  $+15^\circ\text{C}$ , вычисленного по формуле (1-58), определяем соответствующее напряжение:

$$\sigma_{+15} = \frac{\gamma_1 l^2}{8f_T}.$$

Полученное значение подставляем в уравнение состояния (1-44) и определяем напряжения во всех требуемых режимах. При этом надо убедиться, что напряжения  $\sigma_r$ ,  $\sigma_-$  и  $\sigma_0$  не превышают допускаемых.

Как правило, в качестве грозозащитных тросов применяются стальные канаты с пределом прочности  $120 \text{ даН/мм}^2$  ( $\text{кгс/мм}^2$ ). Практика расчетов показывает, что напряжения в тросах, подвешиваемых в нормальных линейных пролетах, обычно получаются ниже допускаемых. Допускаемые напряжения могут быть превышены только при пролетах  $800\text{—}1000 \text{ м}$  и более. В этих случаях следует увеличить либо сечение или предел прочности троса, либо высоту тросостойки. В последнем случае  $h_T$  и  $f_T$  увеличиваются, а  $\sigma_{+15}$  уменьшается; таким образом, уменьшаются и напряжения в режимах наибольшей нагрузки, низшей и среднегодовой температур.

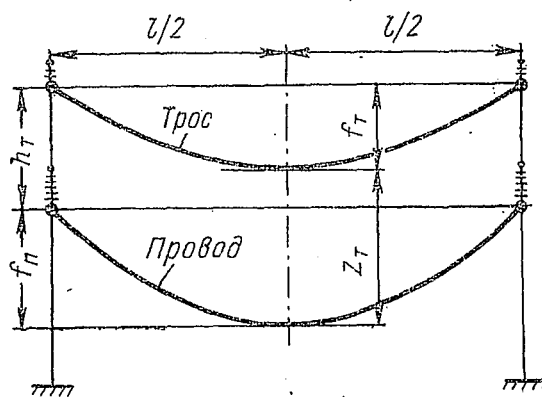


Рис. 1-21. Схема подвеса троса и провода на опорах

## 1-9. Расчет сталеалюминиевых проводов

Сталеалюминиевые провода состоят из двух металлов — алюминия и стали, имеющих различную прочность, модули упругости и коэффициенты температурного расширения. В результате свивки стальных и алюминиевых проволок провод работает как одно целое и имеет определенные значения прочности на разрыв, модуля упругости и коэффициента температурного расширения, характеризующие провод в целом.

Суммарное растягивающее усилие распределяется на стальную и алюминиевую части провода в зависимости от отношения площадей сечения и модулей упругости двух металлов, соответствующие формулы приводятся в технической литературе [2, 3]. Произведенные исследования сталеалюминиевых проводов показали, что фактическое распределение растягивающего усилия на стальную и алюминиевую части провода не соответствует классической теории распределения. Известно, что сталеалюминиевые провода выдерживают усилия до 70% прочности провода в целом, которые по классической теории должны были бы приводить к выводу из строя алюминиевой части, а их разрушение наступает при напряжении в стальном сердечнике, соответствующем его 1%-ному удлинению (см. выше § 1-2). Это объясняется тем, что при увеличении нагрузки алюминиевая часть воспринимает меньшую долю усилия, а стальная — большую долю, чем получаемые по теоретическому распределению. Поэтому правильнее рассчитывать сталеалюминиевый провод по его сечению в целом и определять напряжения так же, как в монометаллических проводах, т. е. путем деления растягивающего усилия  $T$  на суммарное сечение провода  $F$ :

$$\sigma = T/F.$$

Получаемые напряжения называются **ф и к т и в н ы м и**, так как фактические напряжения в алюминии и стали различны. Однако это обстоятельство не оказывает никакого влияния на точность расчетов.

Модуль упругости сталеалюминиевого провода в целом  $E$  должен быть больше модуля упругости алюминия  $E_a$  и меньше модуля упругости стали  $E_c$ :

$$E_a < E < E_c.$$

Значение модуля будет зависеть от соотношения сечений алюминия  $F_a$  и стали  $F_c$ , а также от соотношения модулей  $E_a$  и  $E_c$ . Из условия равенства относительных удлинений провода в целом и его стальной и алюминиевой частей после несложных преобразований получаем

$$E = E_c \frac{1 + km}{1 + k}, \quad (1-59)$$

где

$$k = F_a/F_c; \quad m = E_a/E_c.$$

Вывод формулы (1-59) приводится в технической литературе. В конструкциях сталеалюминиевых проводов одной марки значения  $k$  несколько отличаются от усредненного значения. Однако колебания  $k$  незначительны; поэтому в расчетах сталеалюминиевых проводов надо пользоваться нормированными усредненными значениями (см. табл. 1-6), а не выводить эти значения по формуле (1-59). Формулу (1-59) следует применять только для определения значений модуля упругости проводов новых конструкций, для которых значения  $E$  в табл. 1-6 не указаны.

Температурный коэффициент линейного расширения провода в целом определяется по формуле

$$\alpha = \alpha_0 \frac{1 + kmn}{1 + km}, \quad (1-60)$$

где  $n = \alpha_a / \alpha_0$ . Значения  $k$  и  $m$  пояснены выше. Коэффициенты  $\alpha$  для проводов стандартной конструкции указаны в табл. 1-6.

В расчетах сталеалюминиевых проводов следует учитывать значения трех критических пролетов. Подставляя в формулу (1-47) нормированные ПУЭ значения  $\sigma_-$ ,  $\sigma_r$  и  $\sigma_3$ , указанные в табл. 1-6, получаем:

для сталеалюминиевых проводов сечением 35—95 мм<sup>2</sup> при  $\sigma_r = \sigma_- = \sigma_d = 0,40\sigma_B$ ;  $\sigma_3 = 0,30\sigma_B$

$$l_{1к} = \frac{\sigma_-}{\gamma_1} \sqrt{\frac{\alpha E (t_3 - t_-) - (\sigma_- - \sigma_3)}{\frac{E}{24} [(\sigma_- / \sigma_3)^2 - 1]}} = \frac{5,55\sigma_d}{\gamma_1} \sqrt{\frac{\alpha E (t_3 - t_-) - 0,2\sigma_d}{E}}; \quad (1-61)$$

$$l_{3к} = \frac{\sigma_-}{\gamma_1} \sqrt{\frac{(\sigma_r - \sigma_3) + \alpha E (t_r - t_3)}{\frac{E}{24} \left[ \left( \frac{\gamma_r}{\gamma_1} \right)^2 - \left( \frac{\sigma_r}{\sigma_3} \right)^2 \right]}} = \frac{4,9\sigma_d}{\gamma_1} \sqrt{\frac{0,25\sigma_d + \alpha E (t_r - t_3)}{E \left[ \left( \frac{\gamma_r}{\gamma_1} \right)^2 - 1,78 \right]}}; \quad (1-62)$$

для сталеалюминиевых проводов сечением 120 мм<sup>2</sup> и выше, а также для проводов сечением 95 мм<sup>2</sup> с многопроволочным сердечником при  $\sigma_r = \sigma_- = \sigma_d = 0,45\sigma_B$ ;  $\sigma_3 = 0,30\sigma_B$

$$l_{1к} = \frac{4,38\sigma_d}{\gamma_1} \sqrt{\frac{\alpha E (t_3 - t_-) - 0,333\sigma_d}{E}}; \quad (1-63)$$

$$l_{3к} = \frac{4,9\sigma_d}{\gamma_1} \sqrt{\frac{0,333\sigma_d - \alpha E (t_r - t_3)}{E [(\gamma_r / \gamma_1)^2 - 2,25]}}. \quad (1-64)$$

Значение второго критического пролета для сталеалюминиевых проводов всех марок с допускаемыми напряжениями  $\sigma_r = \sigma_- = \sigma_d$  определяется по формуле (1-51).

Формулы (1-61) и (1-62) с буквенными обозначениями разностей ( $\sigma_- - \sigma_3$ ) и ( $\sigma_r - \sigma_3$ ) в подкоренных выражениях действительны при любых соотношениях этих величин. Выражения (1-63) и (1-64), с заменой разностей и отношений  $\sigma_r$ ,  $\sigma_-$  и  $\sigma_3$  числами, действительны только при значениях этих величин, указанных в табл. 1-6.

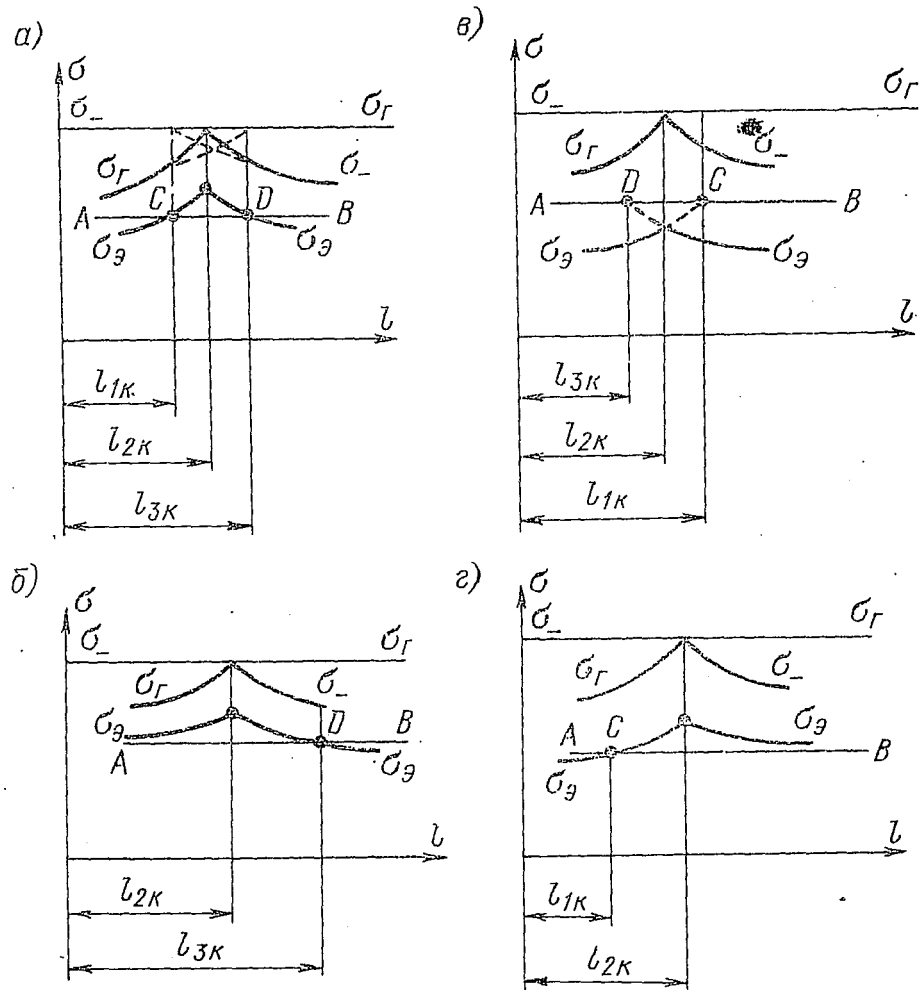


Рис. 1-22. График зависимости напряжения от пролета для сталеалюминиевых проводов

Для пояснения способа расчета сталеалюминиевых проводов с учетом трех критических пролетов предположим сначала, что расчет провода ведется с учетом только второго критического пролета. Как указано в § 1-8, в этом случае следует вести расчет для пролетов меньше критического, исходя из допускаемого напряжения при низшей температуре, а для пролетов больше критического, исходя из напряжений при наибольшей нагрузке.

Построим соответствующий график, на котором обозначим критический пролет  $l_{2к}$  (рис. 1-22, а). Для пролетов менее  $l_{2к}$  нанесем на графике горизонталь с ординатой  $\sigma_- = \sigma_d$ , а для пролетов более  $l_{2к}$  — с такой же ординатой  $\sigma_r = \sigma_d$ ; эти напряжения являются

исходными для соответствующих диапазонов. Для нескольких значений пролетов  $l < l_{2к}$  вычислим значения  $\sigma_r$ , а для нескольких значений  $l > l_{2к}$  — значения  $\sigma_-$ . Если бы не существовало ограничения напряжения  $\sigma_3$ , то можно было бы продолжать расчет напряжений для всех требуемых режимов, исходя в соответствующих диапазонах пролетов из напряжений  $\sigma_-$  и  $\sigma_r$ . Однако согласно ПУЭ напряжение  $\sigma_3$  не должно превышать  $0,30 \sigma_B$ , поэтому надо прежде всего убедиться, выдержано ли это условие.

Вычислим значения напряжений  $\sigma_3$  для нескольких пролетов  $l < l_{2к}$  и  $l > l_{2к}$ . Построим кривую  $\sigma_3$  и проведем горизонтальную прямую  $AB$  с ординатой  $0,30 \sigma_B$ . Если кривая  $\sigma_3$  пересекает прямую  $AB$ , то абсциссы точек пересечения  $C$  и  $D$  определяют значения критических пролетов  $l_{1к}$  и  $l_{3к}$ . В точке  $C$  напряжения достигают допустимых значений при среднегодовой и при низшей температурах, а в точке  $D$  — при среднегодовой температуре и при наибольшей нагрузке. На участке  $CD$  значения  $\sigma_3$ , вычисленные на основании исходных значений  $\sigma_-$  и  $\sigma_r$ , превышают  $0,30 \sigma_B$ , т. е. не удовлетворяют требованиям ПУЭ. Поэтому в диапазоне пролетов  $l_{1к} < l < l_{3к}$  следует принимать в качестве исходного значения  $\sigma_3 = 0,30 \sigma_B$  и определять из этого значения все остальные, в том числе и значения  $\sigma_-$  и  $\sigma_r$ . Откорректированные значения  $\sigma_-$  и  $\sigma_r$  в этом диапазоне показаны штрихами.

Таким образом, уравнение состояния для расчетов провода с учетом трех критических пролетов, расположенных согласно рис. 1-22, а, будет иметь следующий вид:

для пролетов  $l < l_{1к}$

$$\sigma - \frac{\gamma^2 E l^2}{24 \sigma^2} = \sigma_- - \frac{\gamma_1^2 E l^2}{24 \sigma_-^2} - \alpha E (t - t_-); \quad (1-65)$$

для пролетов  $l_{1к} < l < l_{3к}$

$$\sigma - \frac{\gamma^2 E l^2}{24 \sigma^2} = \sigma_3 - \frac{\gamma_1^2 E l^2}{24 \sigma_3^2} - \alpha E (t - t_3); \quad (1-66)$$

для пролетов  $l > l_{3к}$

$$\sigma - \frac{\gamma^2 E l^2}{24 \sigma^2} = \sigma_r - \frac{\gamma_r^2 E l^2}{24 \sigma_r^2} - \alpha E (t - t_r). \quad (1-67)$$

Отметим, что в рассматриваемом случае второй критический пролет потерял свое значение для расчета провода и поэтому является фиктивным. Однако показанное на рис. 1-22, а соотношение критических пролетов, при котором  $l_{1к} < l_{2к} < l_{3к}$ , является лишь одним из возможных случаев, встречающихся в расчетах сталеалюминиевых проводов.

Во втором возможном случае, показанном на рис. 1-22, б, кривая  $\sigma_3$  лежит ниже прямой  $AB$ . В этом случае значения  $\sigma_3$ , вычисленные на основании  $\sigma_-$  и  $\sigma_r$ , не превышают допустимых; поэтому расчет провода можно вести, исходя из  $\sigma_-$  и  $\sigma_r$ , с разграничением зон расчета по второму критическому пролету. Значения  $l_{1к}$  и  $l_{3к}$ ,



получаемые в расчетах по формулам, соответствуют абсциссам точек  $C$  и  $D$ , лежащих на пересечениях продолженных ветвей кривой  $\sigma_3$  с прямой  $AB$ . Как следует из рис. 1-22, б, в этом случае  $l_{1к} > l_{2к} > l_{3к}$ . Оба пролета ( $l_{1к}$  и  $l_{3к}$ ) являются фиктивными; в расчете надо учитывать только второй критический пролет  $l_{2к}$ . При  $l < l_{2к}$  расчет ведется по уравнению (1-65), при  $l > l_{2к}$  — по уравнению (1-67).

В третьем возможном случае, изображенном на рис. 1-22, в, левая ветвь кривой  $\sigma_3$  вообще не пересекается с прямой  $AB$ ; этому случаю соответствует мнимое значение  $l_{1к}$  и фиктивное  $l_{2к}$ . Очевидно, что в данном случае следует учитывать только пролет  $l_{3к}$  и вести расчет для пролетов  $l < l_{3к}$  по уравнению (1-66), а для пролетов  $l > l_{3к}$  — по уравнению (1-67).

В четвертом случае, показанном на рис. 1-22, г, правая ветвь кривой  $\sigma_3$  не пересекается с прямой  $AB$ , если пролет  $l_{3к}$  мнимый, или лежит за пределами расчетного диапазона пролетов, если значение  $l_{3к}$  очень велико. В этом случае следует учитывать только пролет  $l_{1к}$  и вести расчет для пролетов  $l < l_{1к}$  по уравнению (1-65), а для пролетов  $l > l_{1к}$  — по уравнению (1-66).

Для облегчения выбора исходных условий в расчетах сталеалюминиевых проводов возможные случаи сведены в табл. 1-7.

Таблица 1-7

Соотношения, определяющие исходные условия для расчета проводов

Случай	Соотношение пролетов	Исходные напряжения	Расчетный критический пролет
1-й	$l_{1к} < l_{2к} < l_{3к}$	$\sigma_-, \sigma_3, \sigma_\Gamma$	$l_{1к}$ и $l_{3к}$
2-й	$l_{1к} > l_{2к} > l_{3к}$	$\sigma_-, \sigma_\Gamma$	$l_{2к}$
3-й	$l_{1к}$ мнимый, $l_{2к} < l_{3к}$	$\sigma_3, \sigma_\Gamma$	$l_{3к}$
4-й	$l_{3к}$ мнимый или имеет очень большое значение, $l_{1к} < l_{2к}$	$\sigma_-, \sigma_3$	$l_{1к}$

Следует отметить, что повышение напряжения  $\sigma_3$  с ранее нормированного значения  $0,25 \sigma_b$  до  $0,30 \sigma_b$  привело к тому, что основная часть расчетов сталеалюминиевых проводов относится ко второму случаю с расчетным критическим пролетом  $l_{2к}$ .

### 1-10. Примеры расчетов провода

В расчетах монометаллических и сталеалюминиевых проводов обычно принимают режимы, указанные в табл. 1-8.

**Пример 1-6.** Произвести расчет провода А-120 с пролетом 150 м, подвешенного на воздушной линии 35 кВ во II районе гололедности ( $c = 10$  мм) и в III ветровом районе ( $q = 50$  даН/м<sup>2</sup> или кгс/м<sup>2</sup>) с температурами  $t_- = -40^\circ \text{C}$ ,  $t_3 = 0^\circ \text{C}$ ,  $t_{\text{макс}} = +40^\circ \text{C}$ .

## Расчетные режимы проводов

Расчетный режим	Сочетание климатических условий	Номер нагрузки
I	Провода и тросы покрыты гололедом, $t = -5^\circ \text{C}$ , скоростной напор ветра $0,25q$	7
II	Провода и тросы покрыты гололедом, $t = -5^\circ \text{C}$ , ветра нет ( $q = 0$ )	3
III	Скоростной напор ветра $q$ , $t = -5^\circ \text{C}$ , гололеда нет	6
IV	Среднегодовая температура $t_3$ , ветра и гололеда нет	1
V	$t = +15^\circ \text{C}$ , ветра и гололеда нет	1
VI	Низшая температура $t_-$ , ветра и гололеда нет	1
VII	Максимальная температура $t_{\text{макс}}$ , ветра и гололеда нет	1

Диаметр провода  $d = 14,0$  мм, сечение  $F = 117$  мм<sup>2</sup>, масса  $0,321$  кг/м. Провод свит из 19 проволок диаметром  $2,8$  мм. Допускаемое напряжение  $\sigma_d = 0,45 \cdot 16 = 7,2$  даН/мм<sup>2</sup> (кгс/мм<sup>2</sup>);  $E = 6,3 \cdot 10^3$ ;  $\alpha = 23 \cdot 10^{-6}$ .

Определяем удельные нагрузки:

$$\gamma_1 = 2,75 \cdot 10^{-3} \text{ (по табл. 1-6);}$$

$$p_2 = 0,9\pi c (d + c) \cdot 10^{-3} = 0,9 \cdot 3,14 \cdot 10 (10 + 14) \cdot 10^{-3} = 0,68 \text{ даН/м (кгс/м);}$$

$$p_3 = p_1 + p_2 = 0,321 + 0,68 = 1,001 \text{ даН/м;}$$

$$\gamma_3 = 1,001/117 = 8,55 \cdot 10^{-3};$$

$$p_4 = \alpha C_x q d \cdot 10^{-3} = 0,783 \cdot 1,2 \cdot 50 \cdot 14 \cdot 10^{-3} = 0,66 \text{ даН/м;}$$

$$p_5 = \alpha C_x 0,25q (d + 2c) \cdot 10^{-3} = 1 \cdot 1,2 \cdot 12,5 (14 + 2 \cdot 10) \cdot 10^{-3} = 0,57 \text{ даН/м;}$$

$$p_6 = \sqrt{p_1^2 + p_4^2} = \sqrt{0,321^2 + 0,66^2} = 0,73 \text{ даН/м;}$$

$$\gamma_6 = 0,73/117 = 6,25 \cdot 10^{-3};$$

$$p_7 = \sqrt{p_3^2 + p_5^2} = \sqrt{1,001^2 + 0,57^2} = 1,15 \text{ даН/м;}$$

$$\gamma_7 = 1,15/117 = 9,84 \cdot 10^{-3}.$$

Найдем значение второго критического пролета по формуле (1-51):

$$l_{2к} = 4,9 \cdot 7,2 \sqrt{\frac{23 \cdot 10^{-6} (-5 + 40)}{(9,84^2 - 2,75^2) \cdot 10^{-6}}} = 106 \text{ м.}$$

Так как заданный пролет больше критического, то расчет следует вести по уравнению (1-53).

Режим I (см. табл. 1-8) является исходным:

$$\sigma = \sigma_d = 7,2 \text{ даН/мм}^2.$$

Режим II:

$$\sigma - \frac{\gamma_3^2 E l^2}{24\sigma^2} = \sigma_d - \frac{\gamma_7^2 E l^2}{24\sigma_d^2} - \alpha E (t - t_r);$$

$$\sigma - \frac{8,55^2 \cdot 10^{-6} \cdot 6,3 \cdot 10^3 \cdot 150^2}{24\sigma^2} = 7,2 - \frac{9,84^2 \cdot 10^{-6} \cdot 6,3 \cdot 10^3 \cdot 150^2}{24 \cdot 7,2^2} - 23 \cdot 10^{-6} \cdot 6,3 \cdot 10^{-3} [-5 - (-5)];$$

$$\sigma - 433/\sigma^2 = 7,2 - 11,0 - 0; \quad \sigma^2 (\sigma + 3,8) = 433; \quad \sigma = 6,5 \text{ даН/мм}^2.$$

Режим III:

$$\sigma - \frac{\gamma_6^2 E l^2}{24\sigma^2} = \sigma_d - \frac{\gamma_7^2 E l^2}{24\sigma_d^2} - \alpha E (t - t_r);$$

$$\sigma - \frac{6,25^2 \cdot 10^{-6} \cdot 6,3 \cdot 10^3 \cdot 150^3}{24\sigma^2} = -3,8;$$

$$\sigma^2 (\sigma + 3,8) = 230; \quad \sigma = 5,08 \text{ даН/мм}^2.$$

Режим IV:

$$\sigma - \frac{\gamma_1^2 E l^2}{24\sigma^2} = \sigma_d - \frac{\gamma_7^2 E l^2}{24\sigma_d^2} - \alpha E (t - t_r);$$

$$\sigma - \frac{2,75^2 \cdot 10^{-6} \cdot 6,3 \cdot 10^3 \cdot 150^2}{24\sigma^2} = 7,2 - 11,0 - 23 \cdot 10^{-6} \cdot 6,3 \cdot 10^3 \cdot [0 - (-5)];$$

$$\sigma - 44,8/\sigma^2 = -7,2 - 11,0 - 0,73 = -4,53;$$

$$\sigma^2 (\sigma + 4,53) = 44,8; \quad \sigma = 2,52 \text{ даН/мм}^2.$$

Режим V:

$$\sigma - \frac{\gamma_1^2 E l^2}{24\sigma^2} = \sigma_d - \frac{\gamma_7^2 E l^2}{24\sigma_d^2} - \alpha E (t - t_r);$$

$$\sigma - 44,8/\sigma^2 = 7,2 - 11,0 - 0,145 [15 - (-5)] = -6,7;$$

$$\sigma^2 (\sigma + 6,7) = 44,8; \quad \sigma = 2,24 \text{ даН/мм}^2.$$

Режим VI:

$$\sigma - 44,8/\sigma^2 = 7,2 - 11,0 - 0,145 [-40 - (-5)] = 1,27;$$

$$\sigma^2 (\sigma - 1,27) = 44,8; \quad \sigma = 4,50 \text{ даН/мм}^2.$$

Режим VII:

$$\sigma - 44,8/\sigma^2 = 7,2 - 11,0 - 0,145 [40 - (-5)] = -10,32;$$

$$\sigma^2 (\sigma + 10,32) = 44,8; \quad \sigma = 1,91 \text{ даН/мм}^2.$$

Вычислим стрелы провеса:  
в режиме II

$$f = \frac{\gamma_3 l^2}{8\sigma} = \frac{8,55 \cdot 10^{-3} \cdot 150^2}{8 \cdot 6,5} = 3,70 \text{ м};$$

в режиме V

$$f = \frac{\gamma_1 l^2}{8\sigma} = \frac{2,75 \cdot 10^{-3} \cdot 150^2}{8 \cdot 2,24} = 3,45 \text{ м};$$

в режиме VI

$$f = \frac{\gamma_1 l^2}{8\sigma} = \frac{2,75 \cdot 10^{-3} \cdot 150^2}{8 \cdot 4,50} = 1,71 \text{ м};$$

в режиме VII

$$f = \frac{\gamma_1 l^2}{8\sigma} = \frac{2,75 \cdot 10^{-3} \cdot 150^2}{8 \cdot 1,91} = 4,03 \text{ м}.$$

**Пример 1-7.** Произвести расчет провода АС 120/19 с пролетом 200 м, подвешенного на воздушной линии 110 кв во II районе гололедности ( $c = 10$  мм) и в III ветровом районе ( $q = 50$  даН/м<sup>2</sup> или кгс/м<sup>2</sup>) с температурами  $t_- = -40^\circ \text{C}$ ,  $t_3 = 0^\circ \text{C}$ ,  $t_{\text{макс}} = +40^\circ \text{C}$ .

Удельные нагрузки провода определены в примере 1-1. Значения  $E = 8,25 \cdot 10^3$ ,  $\alpha = 19,2 \cdot 10^{-6}$ ;  $\sigma_-$ ,  $\sigma_\Gamma$  и  $\sigma_3$  найдем по табл. 1-6.

Вычислим критические пролеты по формулам (1-63), (1-51) и (1-64):

$$l_{1к} = \frac{4,38\sigma}{\gamma_1} \sqrt{\frac{\alpha E (t_3 - t_-) - 0,333\sigma_-}{E}} =$$

$$= \frac{4,38 \cdot 13,0}{3,46 \cdot 10^{-3}} \sqrt{\frac{19,2 \cdot 10^{-6} \cdot 8,25 \cdot 10^3 [0 - (-40)] - 0,333 \cdot 13,0}{8,25 \cdot 10^{-3}}} = 260 \text{ м};$$

$$l_{2к} = 4,9 \cdot 13,0 \sqrt{\frac{19,2 \cdot 10^{-6} [-5 - (-40)]}{(9,47^2 - 3,46^2) \cdot 10^{-6}}} = 187 \text{ м};$$

$$l_{3к} = \frac{4,9\sigma_\Gamma}{\gamma_1} \sqrt{\frac{0,333\sigma_\Gamma + \alpha E (t_\Gamma - t_3)}{E \left[ \left( \frac{\gamma_\Gamma}{\gamma_1} \right)^2 - 2,25 \right]}} =$$

$$= \frac{4,9 \cdot 13,0}{3,46 \cdot 10^{-3}} \sqrt{\frac{0,333 \cdot 13,0 + 0,158 (-5 - 0)}{8,25 \cdot 10^3 \left[ \left( \frac{9,47}{3,46} \right)^2 - 2,25 \right]}} = 165 \text{ м}.$$

Полученное в нашем примере соотношение пролетов  $l_{1к} > l_{2к} > l_{3к}$  соответствует второму случаю табл. 1-7, в котором расчет ведется по пролету  $l_{2к}$ .

Так как заданный пролет  $200 \text{ м} > 187 \text{ м}$ , то необходимо использовать уравнение (1-67), т. е. исходить из напряжений и нагрузок при гололеде и ветре. Отметим заранее без расчета, что напряжение при низшей температуре должно быть близким к предельному значению, допускаемому в этом режиме, так как заданный пролет отличается от критического лишь на 13 м.

Обозначения режимов примем по табл. 1-8.

Режим I является исходным:

$$\sigma = \sigma_\Gamma = 13,0 \text{ даН/мм}^2 \text{ (кгс/мм}^2\text{)}.$$

Режим II:

$$\sigma - \frac{\gamma_3^2 E l^2}{24\sigma^2} = \sigma_\Gamma - \frac{\gamma_\Gamma^2 E l^2}{24\sigma_\Gamma^2} - \alpha E (t - t_\Gamma);$$

$$\sigma - \frac{8,63 \cdot 10^{-6} \cdot 8,25 \cdot 10^3 \cdot 200^3}{24\sigma^2} = 13,0 -$$

$$\frac{9,47^2 \cdot 10^{-6} \cdot 8,25 \cdot 10^3 \cdot 200^2}{24 \cdot 13,0^2} - 19,2 \cdot 10^{-6} \cdot 8,25 \cdot 10^3 [-5 - (-5)];$$

$$\sigma - 1025/\sigma^2 = 13,0 - 7,30 = 5,70; \quad \sigma^2 (\sigma - 5,7) = 1025;$$

$$\sigma = 12,35 \text{ даН/мм}^2.$$

Режим III:

$$\sigma - \frac{6,31^2 \cdot 10^{-6} \cdot 8,25 \cdot 10^3 \cdot 200^2}{24\sigma^2} = 5,70;$$

$$\sigma - 547/\sigma^2 = 5,7; \quad \sigma^2(\sigma - 5,7) = 547; \quad \sigma = 10,58 \text{ даН/мм}^2.$$

Режим IV:

$$\sigma - \frac{\gamma_1^2 E l^2}{24\sigma^2} = 5,7 - 19,2 \cdot 10^{-6} \cdot 8,25 \cdot 10^3 [0 - (-5)];$$

$$\sigma - \frac{3,46 \cdot 10^{-6} \cdot 8,25 \cdot 10^3 \cdot 200^2}{24\sigma^2} = 5,7 - 0,80;$$

$$\sigma - 165/\sigma^2 = 4,90; \quad \sigma^2(\sigma - 4,90) = 165; \quad \sigma = 7,70 \text{ даН/мм}^2.$$

Режим V:

$$\sigma - 165/\sigma^2 = 5,7 - 0,758 [15 - (-5)] = 2,51;$$

$$\sigma^2(\sigma - 2,51) = 165; \quad \sigma = 6,46 \text{ даН/мм}^2.$$

Режим VI:

$$\sigma - 165/\sigma^2 = 5,7 - 0,158 [-40 - (-5)] = 5,7 + 5,53 = 11,23;$$

$$\sigma^2(\sigma - 11,23) = 165; \quad \sigma = 12,31 \text{ даН/мм}^2.$$

Режим VII:

$$\sigma - 165/\sigma^2 = 5,7 - 0,158 [40 - (-5)] = 5,7 - 7,12 = -1,42;$$

$$\sigma^2(\sigma + 1,42) = 165; \quad \sigma = 5,04 \text{ даН/мм}^2.$$

Вычислим стрелы провеса:  
в режиме II

$$f = \frac{\gamma_3 l^2}{8\sigma} = \frac{8,63 \cdot 10^{-3} \cdot 200^2}{8 \cdot 12,35} = 3,49 \text{ м};$$

в режиме V

$$f = \frac{\gamma_1 l^2}{8\sigma} = \frac{3,46 \cdot 10^{-3} \cdot 200^2}{8 \cdot 6,46} = 2,68 \text{ м};$$

в режиме VI

$$f = \frac{\gamma_1 l^2}{8\sigma} = \frac{3,46 \cdot 10^{-3} \cdot 200^2}{8 \cdot 12,31} = 1,40 \text{ м};$$

в режиме VII

$$f = \frac{\gamma_1 l^2}{8\sigma} = \frac{3,46 \cdot 10^{-3} \cdot 200^2}{8 \cdot 5,04} = 3,43 \text{ м}.$$

## ИЗОЛЯТОРЫ И АРМАТУРА

## 2-1. Типы изоляторов и их характеристики

Изоляторы относятся к ответственным элементам воздушных линий. Правильный выбор изоляции и ее высокое качество являются одними из основных условий, выполнение которых обеспечивает надежную эксплуатацию линий. В отличие от изоляторов, применяемых в других электроустановках, например в электрических аппаратах, изоляторы воздушных линий называются **линейными**.

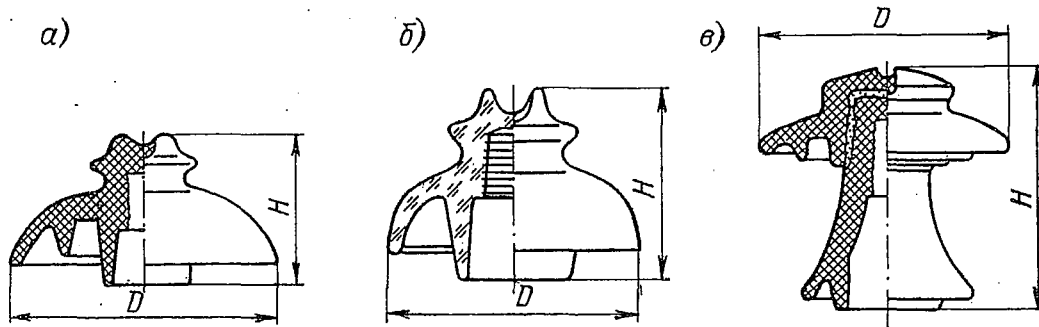


Рис. 2-1. Штыревые изоляторы: а — типа ШФ10-В; б — типа ШСС-10; в — типа ШФ35-Б

Изоляционным материалом изоляторов является фарфор или закаленное стекло.

Линейные изоляторы подразделяются на две основные группы:

а) **штыревые**, закрепляемые на опорах с помощью штырей и крючьев; в СССР изоляторы этого типа применяются на линиях низкого напряжения — до 1000 В, а также на высоковольтных линиях напряжением до 35 кВ включительно;

б) **подвесные**, закрепляемые на опорах с помощью линейной арматуры; они соединяются в гирлянды, состоящие обычно из нескольких сцепленных друг с другом элементов. Подвесные изоляторы применяются на линиях напряжением 35 кВ и выше, а в отдельных случаях — и на линиях более низких напряжений (обычно в натяжных гирляндах опор анкерного типа).

Низковольтные штыревые изоляторы имеют наиболее простую форму. У высоковольтных штыревых изоляторов на 6 и 10 кВ (рис. 2-1, а, б) развиты конструкции «юбок». Изоляторы на 20 и 35 кВ состоят из нескольких склеенных элементов (рис. 2-1, в).

Штыревые изоляторы крепятся на крюках или штырях при помощи пакли, смоченной разведенным на олифе суриком. Расчетной нагрузкой для изоляторов этого типа является нагрузка на изгиб.

Высоковольтные штыревые изоляторы обозначаются шифром, состоящим из буквенной и цифровой частей. Буквенная часть — наименование изолятора (например, ШФ — штыревой фарфоровой), цифра — класс изолятора (напряжение линии), буквы А, Б, В после цифр — исполнение изолятора.

Подвесные изоляторы (рис. 2-2) состоят из фарфоровой или стеклянной изолирующей части и металлических деталей — шапок и стержней, соединяемых с изолирующей частью посредством цементной связки. В СССР применяются тарельчатые изоляторы различных типов. В некоторых

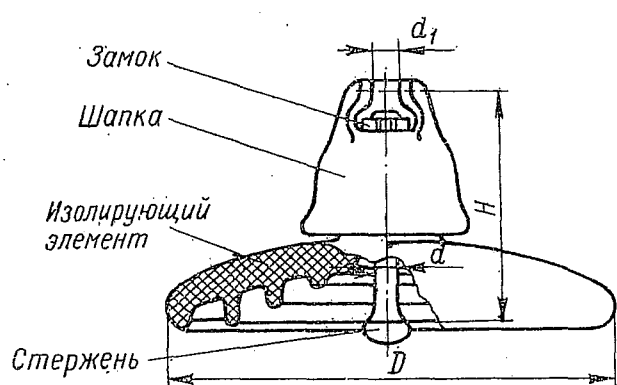


Рис. 2-2. Подвесной изолятор

зарубежных странах используются так называемые стержневые изоляторы, состоящие из длинного фарфорового стержня с несколькими юбками.

Отечественные подвесные изоляторы обозначаются шифром, состоящим из буквенной и цифровой частей. Первая буква П означает подвесной изолятор, буквы С и Ф, стоя-

щие на втором месте, — стеклянный или фарфоровый изолятор. Цифровая часть шифра обозначает разрушающую электромеханическую нагрузку изолятора в тоннах (в десятках килоньютонх).

Основными электрическими характеристиками изоляторов, нормированными ПУЭ, являются мокроразрядное и импульсное разрядное напряжения. Напряжение промышленной частоты, при котором происходит перекрытие изолятора с сухой и чистой поверхностью, называется сухоразрядным; для воздушных линий сухоразрядное напряжение не имеет значения и поэтому не нормируется. Мокроразрядным называется напряжение промышленной частоты, при котором изолятор перекрывается в условиях дождя; в СССР это напряжение определяется при дожде силой 3 мм/мин, с удельным сопротивлением около  $10^4$  Ом·см, направленном под углом  $45^\circ$  к оси изолятора.

Разрядные характеристики изоляторов зависят от поверхности, по которой ток может протекать по изолятору; увеличивая число ребер, можно увеличивать длину пути утечки, повышая таким образом качество изолятора. Длина пути утечки является одной из основных характеристик изолятора, используемой для выбора изоляции.

Импульсное разрядное напряжение определяется при воздействии на изолятор стандартной волны перенапряжения.

Мокроразрядное напряжение определяет условия работы изоляторов при внутренних перенапряжениях, импульсное — при атмосферных перенапряжениях, длина пути утечки — при рабочем напряжении линии.

Нормированные значения мокроразрядных и импульсных напряжений штыревых изоляторов 6—35 кВ, а также мокроразрядных напряжений гирлянд изоляторов 20—500 кВ приводятся в ПУЭ.

При эксплуатации линейные изоляторы подвергаются одновременному воздействию электрического напряжения и механической нагрузки. Поэтому испытания подвесных изоляторов производятся при воздействии напряжения, равного 75—80% сухоразрядного, и при постепенном повышении механической нагрузки. Механическая нагрузка, при которой изолятор пробивается, называется электромеханической разрушающей нагрузкой (а иногда гарантированной электромеханической прочностью) подвесного изолятора.

Полному разрушению изолятора предшествует образование мелких трещин под его шапкой. Предельная механическая нагрузка, которую изолятор выдерживает одновременно с электрическим напряжением в течение 1 ч без каких-либо повреждений, т. е. без образования мелких трещин, называется одночасовой электромеханической нагрузкой (или прочностью); эта нагрузка обычно составляет около 75% разрушающей. В настоящее время значение одночасовой прочности не используется для выбора типа изоляторов (см. § 2-3). Однако это значение, применявшееся ранее для расчетов допустимой механической нагрузки, приводится в технической литературе и используется в старых обозначениях типов изоляторов. Так, например, в новом обозначении подвесного изолятора ПС6-Б цифра 6 обозначает разрушающую электромеханическую нагрузку 6 т, в старом обозначении того же изолятора ПС-4,5 число 4,5 указывает одночасовую нагрузку.

Штыревые изоляторы испытывают при механической нагрузке на изгиб, которая и является исходной характеристикой для проверки их механической прочности (табл. 2-1).

Таблица 2-1

Характеристики штыревых изоляторов

Тип изолятора	Размеры, мм		Разрушающая механическая нагрузка, даН	Масса, кг
	высота	диаметр		
ШФ6-А	94	126	1400	0,97
ШФ10-В ШЖБ-10	122	225	1400	3,2
ШСС-10	110	150	1400	1,35
ШФ35-Б ШЖБ-35	285	310	1500	11,0



Выпускаемые промышленностью штыревые изоляторы рассчитаны на требуемые уровни испытательных напряжений. Для гирлянд из подвесных изоляторов в ПУЭ указано число изоляторов стандартных типов, обеспечивающее необходимые уровни изоляции на линиях 10—500 кВ (см. ниже § 2-3).

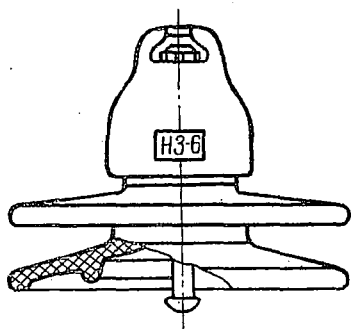
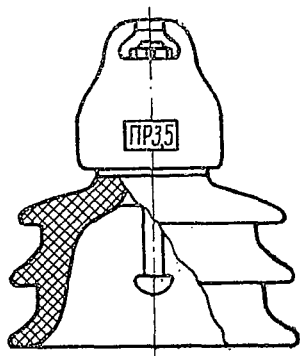


Рис. 2-3. Подвесные изоляторы для загрязненных районов

Основные характеристики выпускаемых в настоящее время штыревых изоляторов даны в табл. 2-1, подвесных изоляторов — в табл. 2-2.

В районах морских побережий, солончаков, котельных электростанций, химических заводов и в других подобных случаях соли или выбросы с предприятий отлагаются на изоляторах и снижают их сопротивление изоляции, что вызывает электрические разряды на поверхности изоляторов. В районах с загрязненной атмосферой следует применять специальные изоляторы с более развитой поверхностью (рис. 2-3) или увеличивать число элементов в гирлянде.

Исследования работы изоляции в загрязненных районах показали, что основным фактором, определяющим надежность эксплуатации изоляции при загрязнении, является удельная длина пути утечки, т. е. длина утечки токов по поверхности изоляции на 1 кВ напряжения.

Основным документом для выбора изоляции на линиях напряжением 35—750 кВ являются «Руководящие указания по выбору и эксплуатации изоляции в районах с загрязненной атмосферой» [13].

## 2-2. Линейная арматура

Линейную арматуру, применяемую при закреплении проводов в гирляндах подвесных изоляторов, можно подразделить по назначению на пять основных видов:

1. Зажимы, служащие для закрепления проводов и тросов, подразделяющиеся на поддерживающие, подвешиваемые на промежуточных опорах, и натяжные, применяемые на опорах анкерного типа.

2. Сцепная арматура (скобы, серьги, ушки, коромысла), служащая для соединения зажимов с изоляторами, для подвески гирлянд на опорах и для соединения многоцепных гирлянд друг с другом.

3. Защитная арматура (кольца), монтируемая на гирляндах линий напряжением 330 кВ и выше, предназначенная для более

ПС  
ПС  
ПС  
ПС  
ПС  
ПС  
ПС  
ПС  
Пд  
Пд  
Пд  
Пд  
Пд  
Пд  
Пд  
Пд  
Пд  
Пд  
Пд  
Пд  
Пд  
ра  
ля  
пе  
до  
фа  
во  
то  
3

## Характеристики подвесных изоляторов

Тип изолятора	Размеры, мм			Электро-механическая разрушающая нагрузка, даН·10 <sup>3</sup> (тс)	Длина пути утечки, см	Масса, кг
	конструктивная высота	диаметр тарелки	диаметр стержня			
<i>Стекланные</i>						
ПС6-А *	130	255	16	6	25,5	4,1
ПС6-Б	130	255	16	6	29,5	4,1
ПС-11 (ПС-8,5)	150	290	16	11	29,0	6,6
ПС-12-А	140	260	16	12	32,5	5,7
ПС16-А (ЛС-16)	180	320	20	16	36,0	8,0
ПС16-Б (со Знаком качества)	170	280	20	16	38,7	7,9
ПС22-А (ЛС-22)	200	320	20	22	39,0	10,8
ПС30-А	217	320	24	30	35,0	12,0
ПС30-Б	185	320	24	30	41,8	9,5
<i>Фарфоровые</i>						
ПФ6-А (П-4,5) *	167	270	16	6	28,5	6,5
ПФ6-Б (ПМ-4,5)	140	270	16	6	28,0	6,0
ПФ6-В (ПФЕ-4,5) (со Знаком качества)	134	270	16	6	35,5	5,3
ПФЕ-11 *	183	320	16	14,5	38,4	9,0
ПФ16-А	173	280	20	16	38,5	9,0
ПФ20-А (ПФЕ-16)	194	350	20	20	42,0	12,8
<i>Специальные стекланные для загрязненных районов</i>						
ПСГ6-А	270	130	16	6	40,0	5,4
ПСГ12-А	137	300	16	12	42,5	6,8
ПСГ16-Б	180	350	20	16	55,5	12,0
<i>Специальные фарфоровые для загрязненных районов</i>						
ПФГ6-А (НС-2)	198	270	16	6	40,0	8,1
ПФГ8-А (НС-6)	214	300	20	8	47,0	13,15
ПФГ5-А	198	250	16	5	45,0	10,4

\* Сняты или снимаются с производства.

равномерного распределения напряжения между отдельными изоляторами гирлянды и для защиты их от повреждения дугой при перекрытиях.

4. Соединительная арматура, служащая для соединения проводов и тросов в пролете, а также для соединения проводов в шлейфах на опорах анкерного типа.

5. Распорки, применяемые для соединения друг с другом проводов расщепленной фазы.

*Поддерживающие зажимы* (рис. 2-4) состоят из лодочки, в которую укладывается провод, плашек и болтов (или болта) для за-

крепления провода в лодочке, пружин, цапф или кронштейнов для крепления зажима в гирлянде. По прочности закрепления провода поддерживающие зажимы подразделяются на четыре основных типа:

1. Глухие зажимы, в которых прочность заделки достигает 30—90% прочности алюминиевых проводов, 20—30% прочности сталеалюминиевых проводов и 10—15% прочности стальных тросов. При такой заделке провод и трос в случае обрыва в одном из пролетов, как правило, не вытягиваются из зажима и тяжение

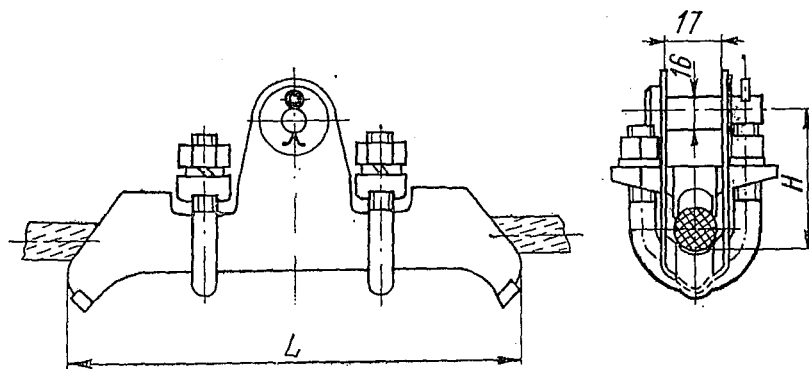


Рис. 2-4. Глухой поддерживающий зажим

провода или троса, оставшегося необорванным, передается на промежуточную опору.

Глухие зажимы являются основным типом зажимов, применяемых в настоящее время на воздушных линиях в СССР и за рубежом.

2. Выпадающие зажимы (называемые также выпадающими), выбрасывающие лодочку с проводом при отклонении поддерживающей гирлянды на определенный угол, (около  $40^\circ$ ) в случае обрыва провода в одном из пролетов. Таким образом, тяжение провода, оставшегося необорванным, не передается на промежуточную опору. Эта особенность работы выпадающего зажима позволяет несколько уменьшить массу промежуточной опоры. Однако в эксплуатации наблюдались случаи выбрасывания проводов из выпадающих зажимов при пляске и неравномерной нагрузке гололедом в смежных пролетах. Поэтому выпадающие зажимы в настоящее время не применяются и ниже не рассматриваются.

3. Зажимы с ограниченной прочностью заделки (рис. 2-5), имеющие прочность заделки провода 600—800 даН. Зажимы этого типа, применяемые на воздушных линиях 500 кВ, отличаются от выпадающих зажимов тем, что при превышении прочности заделки провод протягивается (проскальзывает) в зажиме, но не выбрасывается вместе с лодочкой на землю. Обоснованием применения зажимов этого типа является уменьшение продольных нагрузок на промежуточную опору при обрыве проводов расщепленной фазы.

Однако опыт эксплуатации линий 500 кВ с зажимами ограниченной прочности заделки не вполне удовлетворителен: наблюдаются повреждения отдельных проводов фазы при их обрывах и протягивании через зажимы, в то время как случаи одновременного обрыва всех проводов расщепленной фазы исключительно редки. Поэтому в новой редакции ПУЭ нормативные нагрузки на промежуточные опоры по аварийному режиму при подвеске проводов в глухих зажимах снижены до значений, близких к нагрузкам на линиях 500 кВ с зажимами ограниченной прочности заделки.

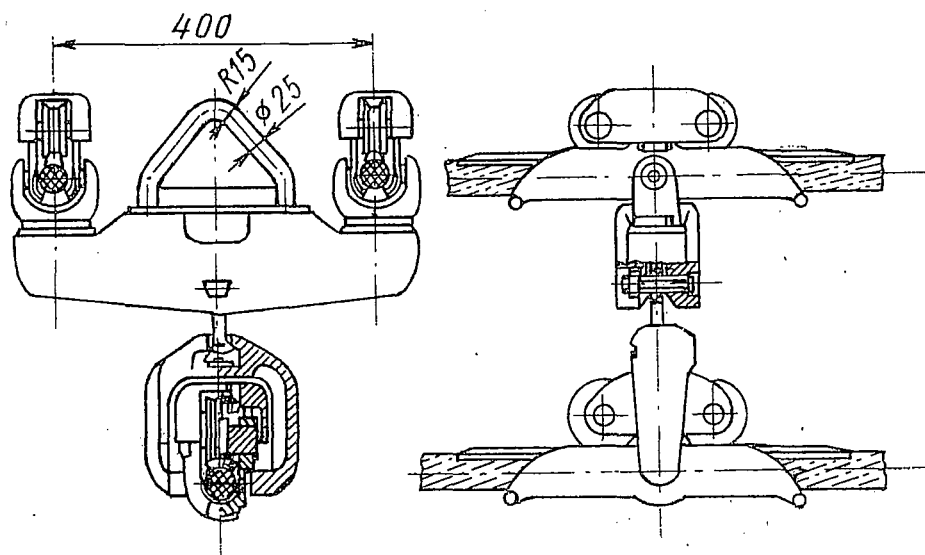


Рис. 2-5. Поддерживающий зажим с ограниченной прочностью заделки

Согласно решению Минэнерго на всех основных промежуточных опорах воздушных линий (ВЛ) 500 кВ допускается подвеска проводов в глухих зажимах.

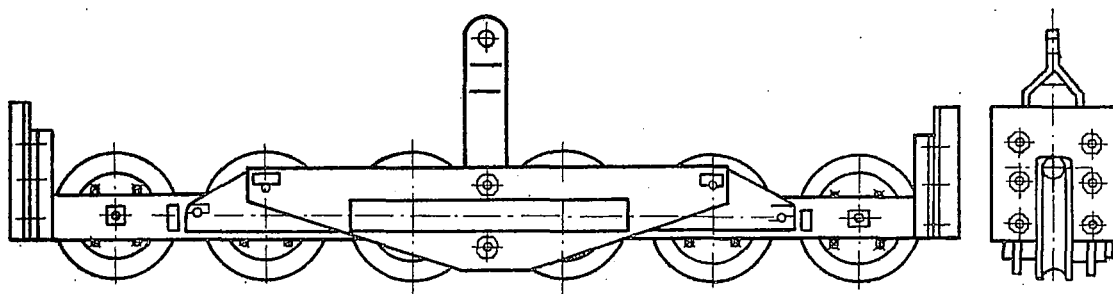


Рис. 2-6. Многороликовый подвес для больших переходов

4. Многороликовые подвесы (рис. 2-6), по существу, не являющиеся зажимами, так как провод может свободно перекатываться по роликам при разности тяжений в смежных пролетах. Многороликовые подвесы применяются для крепления проводов сечением равным или больше  $300 \text{ мм}^2$  и тросов на промежуточных опорах больших переходов. При этом защита сталеалюминиевых проводов обеспечивается специальными гибкими муфтами,

насаживаемыми на провода на участках их возможных перемещений по роликам.

Глухие зажимы для фазы, расщепленной на три провода, по расположению проводов подобны зажиму, показанному на рис. 2-5.

*Натяжные зажимы* подразделяются на три основных типа:

1. Болтовые натяжные зажимы (рис. 2-7), применяемые для монтажа проводов сечением  $35-300 \text{ мм}^2$ . Они состоят из корпуса 1, плашек 4, натяжных болтов с гайками 2 и прокладок 3 из алюминия. Выпускавшиеся ранее болтовые зажимы с расположением болтов и плашек в сторону пролета в настоящее время заменены зажимами, у которых болты расположены со стороны

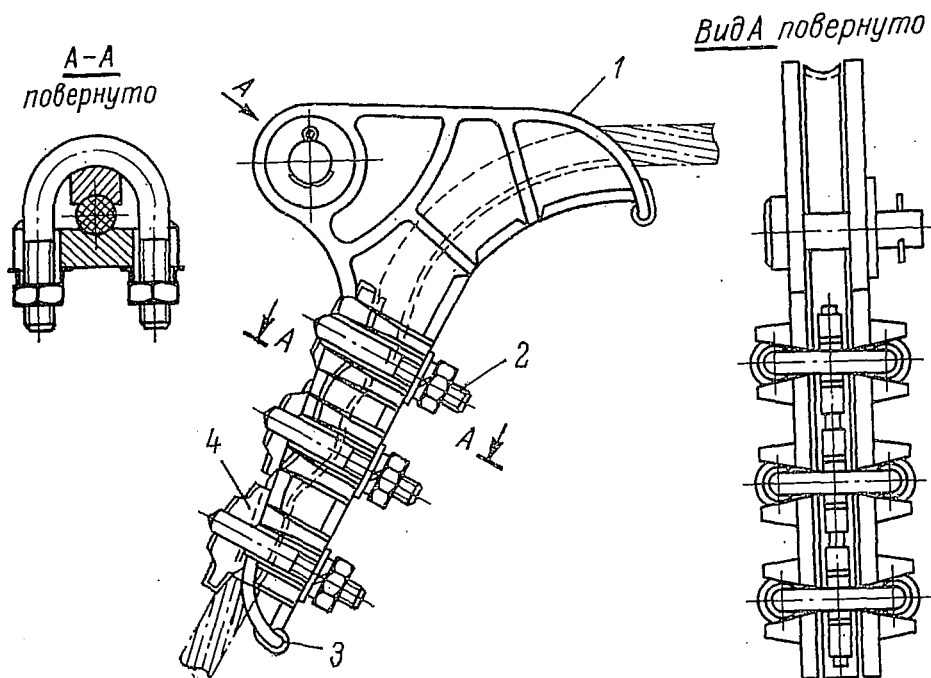


Рис. 2-7. Болтовой натяжной зажим

петли. При новых зажимах возможны ограниченные перемещения провода со стороны пролета, что уменьшает повреждения проводов от вибрации.

2. Прессуемые натяжные зажимы (рис. 2-8), применяемые для монтажа сталеалюминиевых проводов сечением  $300 \text{ мм}^2$  и более. Они состоят из стального анкера 1, в котором на длине  $l_1$  опрессовывается стальной сердечник провода, и алюминиевого корпуса 2, в котором на длине  $l_2$  опрессовывается алюминиевая часть провода со стороны пролета, а на длине  $l$  — шлейф.

Недостатком прессуемых натяжных зажимов с анкером является необходимость разрезать провод для его опрессования. Поэтому выпускается прессуемый натяжной зажим для сталеалюминиевых проводов «проходного» типа, в котором можно монтировать провод, не разрезая его. Однако зажимы этого типа значительно тяжелее, чем прессуемые зажимы по рис. 2-8.

Для монометаллических проводов и стальных тросов выпускаются прессуемые зажимы более простой конструкции, состоящие из гильзы для опрессования провода и детали для подвески гильзы на гирлянде.

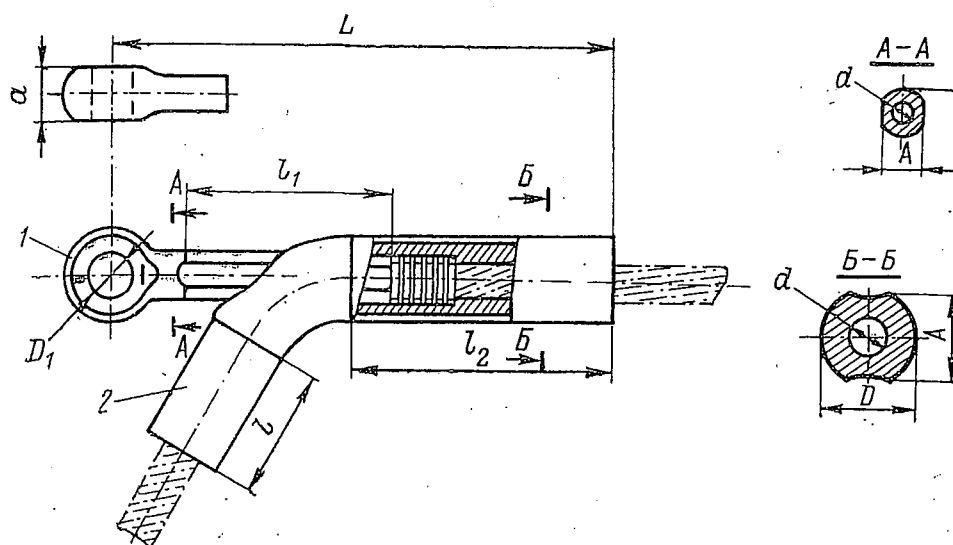


Рис. 2-8. Прессуемый натяжной зажим

3. Клиновые натяжные зажимы (рис. 2-9), применяемые для подвески стальных тросов. Они состоят из корпуса 1 и двойного клина 2. При тяжении троса клин прижимает трос к корпусу, что обеспечивает надежную заделку.

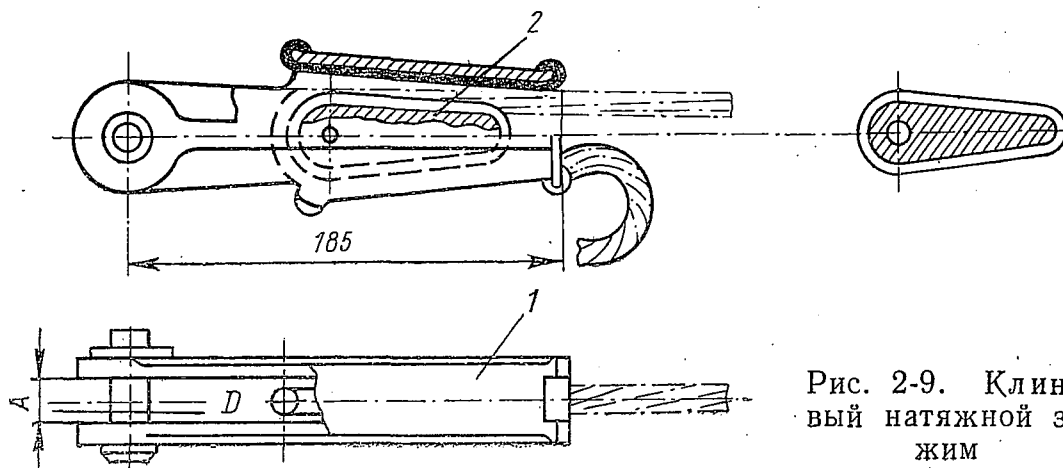


Рис. 2-9. Клиновый натяжной зажим

Сцепная арматура подразделяется на скобы (рис. 2-10), служащие для присоединения гирлянды к опоре или к закрепляемым на опоре деталям, серьги (рис. 2-11), соединяемые с одной стороны со скобами или с деталями на опоре, а с другой стороны — с шапками изоляторов, ушки (рис. 2-12), служащие для сопряжения стержней изоляторов с зажимами или другими деталями гирлянды со стороны провода.

Скобы типа СК (рис. 2-10) имеют большую прочность при работе на изгиб, чем двойные скобы типа 2СК и двойные трехлапчатые скобы типа СКТ, позволяющие повернуть ось пальца на 90°.

Поэтому скобы последних типов можно применять только в случаях, когда возможность возникновения изгибающих нагрузок исключена.

К сцепной арматуре относятся также промежуточные звенья, применяемые для удлинения гирлянд, и коромысла, служащие для перехода от одной к двум или нескольким точкам подвеса.

Защитная арматура может быть выполнена в виде рогов или колец. Защитные кольца для поддерживающих гирлянд линий напряжением 330 кВ и выше выполнялись в виде овалов, устанавливаемых более длинной стороной вдоль линии.

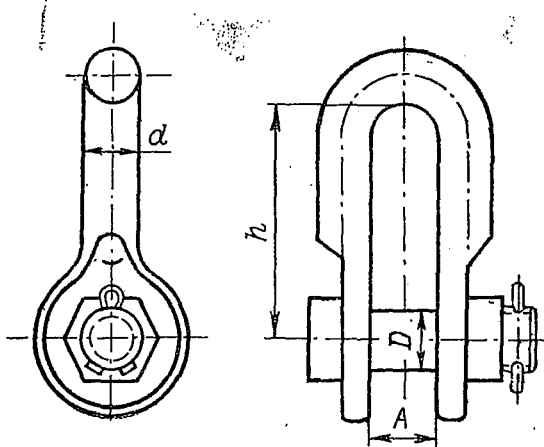


Рис. 2-10. Скобы

В настоящее время на линиях 330 и 500 кВ применяются специальные поддерживающие зажимы с расположением проводов примерно на отметке юбки нижнего изолятора. Зажим такого типа для линий 500 кВ показан на рис. 2-5; на линиях 330 кВ применяются подобные зажимы, но для двух проводов. При использовании таких зажимов установка защитных колец на поддерживающих гирляндах линии 330 и 500 кВ не тре-

буется. На натяжных одноцепных гирляндах устанавливаются кольца в виде полной окружности, на многоцепных гирляндах — в виде ее половины, трех четвертей или четверти.

При изолированной подвеске троса на линиях напряжением 220 кВ и выше изоляторы шунтируются разрядными рогами.

Подвеска поддерживающих гирлянд на промежуточных опорах осуществляется с помощью узлов крепления типа КГП, состоящих из U-образного болта с гайками, закрепляемого в отверстиях траверсы. В комплект узла крепления входит скоба или серьга для подвески гирлянды. Натяжные гирлянды закрепляются на опорах с помощью узлов крепления КГ или КГН. Эскизы узлов крепления приводятся в каталогах линейной арматуры.

Соединители, предназначенные для соединения проводов и тросов, подразделяются на овальные и прессуемые.

Овальные соединители (рис. 2-13) применяются для проводов сечением до 185 мм<sup>2</sup> включительно. В них провода укладываются внахлестку, после чего производится обжатие соединителя с помощью специальных клещей (рис. 2-13, а). Сталеалюминиевые провода сечением до 95 мм<sup>2</sup> включительно закрепляются в соединителях методом скручивания (рис. 2-13, б).

Прессуемые соединители используются для соединения проводов сечением более 185 мм<sup>2</sup> и для стальных тросов всех сечений. Прессуемый соединитель для сталеалюминиевых про-

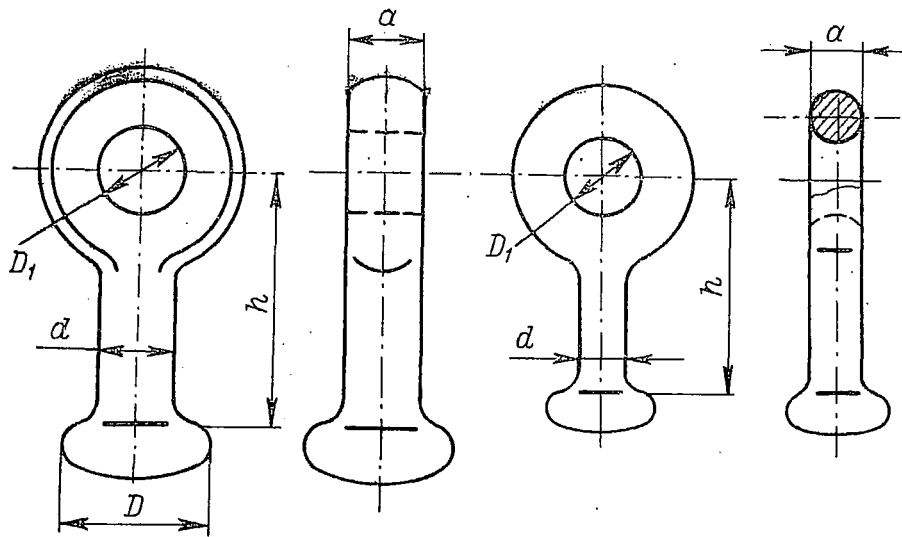


Рис. 2-11. Серьги

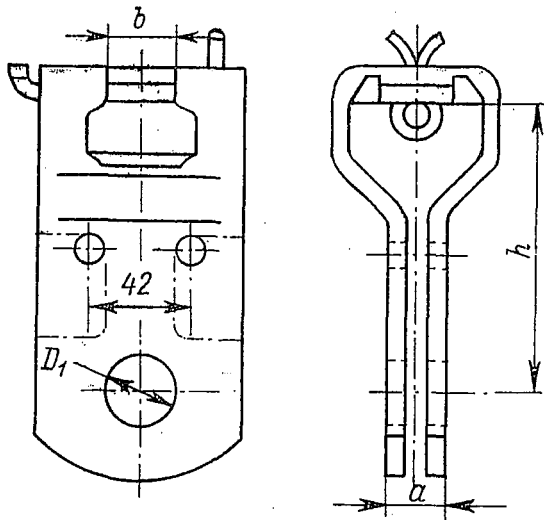


Рис. 2-12. Ушки

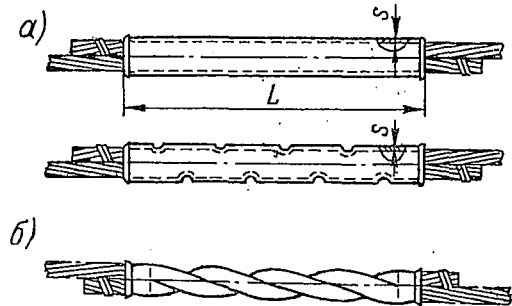


Рис. 2-13. Овальные соединители

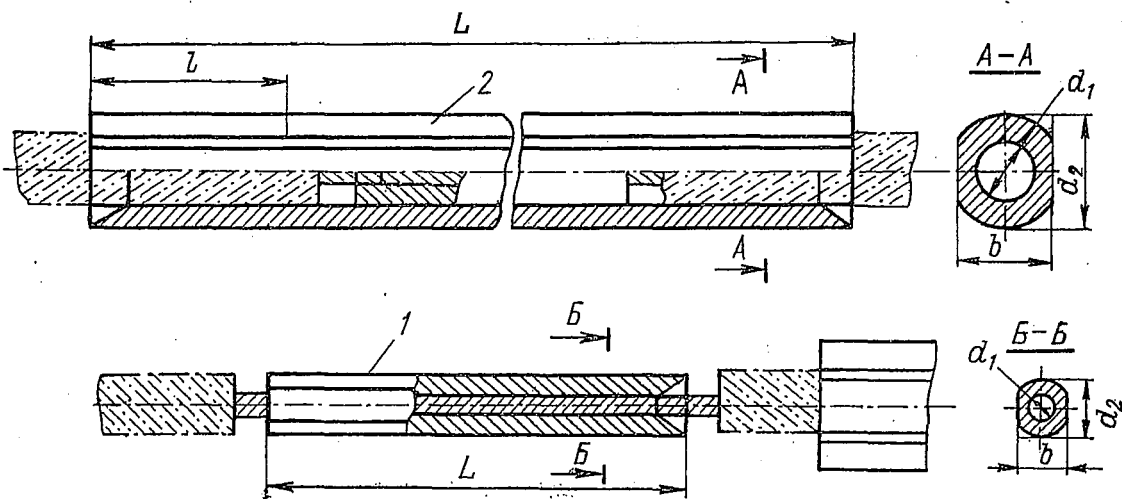


Рис. 2-14. Прессуемый соединитель для сталеалюминиевых проводов



водов (рис. 2-14) состоит из стальной трубки фасонного профиля 1, прессуемой на стальной сердечник, и алюминиевой трубки 2, прессуемой на алюминиевую часть провода. Соединители для монометаллических проводов и стальных тросов состоят из одной трубки.

Распорки (рис. 2-15), устанавливаемые на проводах расщепленной фазы для обеспечения требуемого расстояния  $c$  между проводами, состоят из двух пар плашек, закрепляемых на проводах бол-

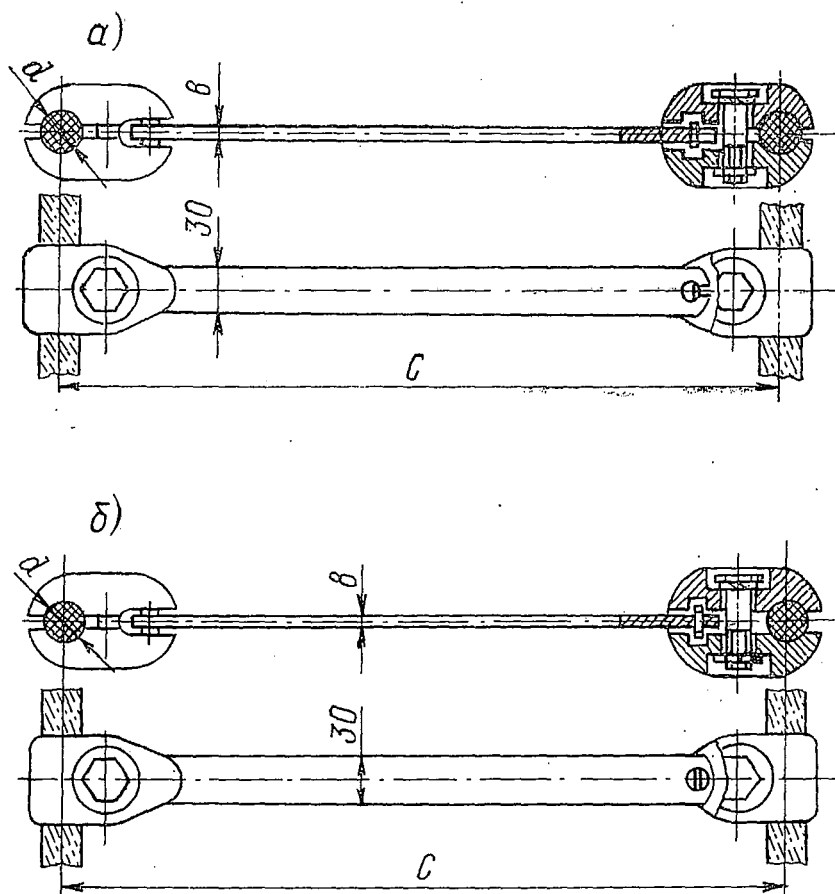


Рис. 2-15. Распорки

тами, и жесткой тяги, шарнирно соединенной с плашками. В настоящее время применяются только глухие распорки. Опыт эксплуатации выпускающих распорок оказался неудовлетворительным, так как распорки этого типа сбрасывались при пляске проводов; поэтому их применение не допускается.

В петлях анкерных опор устанавливаются утяжеленные распорки с грузами, ограничивающие раскачивание петель.

### 2-3. Выбор типов изоляторов и арматуры

Выбор типов изоляторов производится при проектировании на основании требований ПУЭ, определяющих необходимую механическую и электрическую прочность изоляторов. Необходимыми исходными данными являются:

- а) напряжение линии;
- б) район прохождения линии (высота над уровнем моря, наличие или отсутствие участков с загрязненной атмосферой);
- в) материал и тип опор;
- г) нормативные механические нагрузки на изоляторы. Согласно ПУЭ коэффициенты запаса прочности изоляторов в нормальном режиме при наибольшей нагрузке должны быть не менее 2,7, а при среднегодовой температуре, отсутствии гололеда и ветра — не менее 5; в аварийном режиме для подвесных изоляторов линий 500 кВ — не менее 2, а для линий остальных напряжений — не менее 1,8.

Коэффициентом запаса прочности изоляторов является отношение разрушающей нагрузки к нормативной нагрузке, действующей на изоляторы в соответствующем режиме. Значения разрушающей нагрузки (механической для штыревых изоляторов и электро-механической для подвесных) указаны в табл. 2-1 и 2-2.

На пересечениях и при больших механических нагрузках предусматривается двойное крепление проводов на штыревых изоляторах или применение подвесных изоляторов.

При выборе типа изоляторов для линий 35 кВ необходимо решить вопрос, какие следует применять изоляторы — штыревые или подвесные; линии со штыревыми изоляторами значительно дешевле, а с подвесными — надежнее. Поэтому линии 35 кВ с проводами меньших сечений, для которых прочность штыревых изоляторов достаточна, сооружаются преимущественно с такими изоляторами.

Поддерживающие гирлянды воспринимают нагрузку от веса провода и от собственного веса. Поэтому выбор типа изоляторов для поддерживающих гирлянд в нормальном режиме производится по коэффициентам запаса  $n_1$  при наибольшей нагрузке и  $n_2$  при отсутствии ветра и гололеда:

$$n_1 = \frac{P}{\rho_7 l_{\text{вес}} + G_{\Gamma}} \geq 2,7;$$

$$n_2 = \frac{P}{\rho_1 l_{\text{вес}} + G_{\Gamma}} \geq 5,$$

где  $P$  — электромеханическая разрушающая нагрузка изолятора, даН;  $\rho_1$ ,  $\rho_7$  — единичные нагрузки от собственного веса провода и от веса провода с гололедом при ветре, даН/м;  $l_{\text{вес}}$  — весовой пролет (соответствующий расстоянию между низшими точками кривых провисания провода в пролетах, примыкающих к рассматриваемой опоре);  $G_{\Gamma}$  — вес гирлянды, даН.

В расчетах удобнее пользоваться формулами, приведенными к виду

$$2,7 (\rho_7 l_{\text{вес}} + G_{\Gamma}) \leq P; \quad 5 (\rho_1 l_{\text{вес}} + G_{\Gamma}) \leq P. \quad (2-1)$$

Так как точный вес гирлянды до выбора типа изоляторов неизвестен, в формулу (2-1) следует подставлять средние значения  $G_{\Gamma}$ , известные из практики: 20 даН для линий 35 кВ, 40 даН для 110 кВ,

60 даН для 150 кВ, 80 даН для 220 кВ, 170 даН для 330 кВ и 280 даН для 500 кВ. Если точный вес гирлянды окажется значительно больше принятого в расчете, то необходимо производить повторную проверку.

Следует отметить, что при обычных пролетах для поддерживающих гирлянд линий до 220 кВ включительно, проходящих в I—IV районах гололедности, достаточны изоляторы с разрушающей нагрузкой 6000 даН, для линий 330 кВ — 6000 или 12 000 даН, для линий 500 кВ — 12 000 или 16 000 даН.

Выбор типа изоляторов для натяжных гирлянд, воспринимающих нагрузку от тяжения провода и собственного веса гирлянды, производится по формулам:

$$\left. \begin{aligned} 2,7 \sqrt{(\sigma_r F)^2 + \left(\frac{p_l l_{\text{вес}}}{2} + G_r\right)^2} &\leq P; \\ 5 \sqrt{(\sigma_s F)^2 + \left(\frac{p_l l_{\text{вес}}}{2} + G_r\right)^2} &\leq P, \end{aligned} \right\} \quad (2-2)$$

где  $\sigma_r$ ,  $\sigma_s$  — напряжения в проводе при наибольшей нагрузке и при среднегодовой температуре, даН/мм<sup>2</sup>;  $F$  — сечение провода, мм<sup>2</sup>;  $G_r$  — вес гирлянды, даН.

Согласно ПУЭ число изоляторов в поддерживающих гирляндах принимается по табл. 2-3.

Таблица 2-3

Число изоляторов в поддерживающих гирляндах линий с металлическими и железобетонными опорами

Тип изолятора	Номинальное напряжение линии, кВ							
	до 10	20	35	110	150	220	330	500
ПФ6-А (П-4,5)	1	3	3	7	9	13	19	—
ПФ6-Б (ПМ-4,5)	1	3	3	7	10	14	20	27
ПФ6-В	1	3	3	7	9	13	19	26
ПФ6-В (со Знаком качества)	1	3	3	7	9	12	18	25
ПФ16-А	—	—	—	6	8	11	17	23
ПФ20-А (ПФЕ-16)	—	—	—	—	—	10	14	20
П-8,5	—	—	3	6	8	11	16	22
П-11	—	—	—	6	8	11	15	21
ПФЕ-11	—	—	—	6	8	11	16	21
ПС6-А (ПС-4,5), ПС6-Б	1	3	3	8	10	14	21	29
ПС-11 (ПС-8,5)	—	—	3	7	8	12	17	24
ПС12-А	—	—	3	7	9	13	19	26
ПС16-А (ЛС-16)	—	—	—	6	8	11	16	22
ПС16-Б (со Знаком качества)	—	—	—	6	8	12	17	24
ПС22-А	—	—	—	—	—	10	15	21
ПС30-А (ЛС-30), ПС30-Б	—	—	—	—	—	11	16	22

На линиях напряжением 20—220 кВ с деревянными опорами число изоляторов в гирлянде принимается на один меньше, чем указано в табл. 2-3. Число подвесных изоляторов в натяжных гирляндах линий напряжением до 110 кВ включительно следует увеличивать на один по сравнению с указанным в таблице. На линиях напряжением 150 кВ и выше число изоляторов в натяжных и поддерживающих гирляндах принимается одинаковым. Число изоляторов увеличивается на один для линий напряжением до 150 кВ, проходящих на высоте более 1000 и до 2500 м над уровнем моря, и для линий напряжением 220—500 кВ при высоте более 1000 и до 2000 м над уровнем моря.

На переходных опорах высотой более 40 м и число изоляторов в гирлянде увеличивается на один на каждые 10 м высоты сверх 40 м.

В районах с загрязненной атмосферой число изоляторов в гирлянде определяется по удельной длине пути утечки.

Согласно «Руководящим указаниям по выбору и эксплуатации изоляции в районах с загрязненной атмосферой» [13] устанавливается шесть степеней загрязненности атмосферы. В районах с чистой атмосферой и с обычными полевыми загрязнениями (I степень загрязнения) число изоляторов выбирается исходя из удельной длины пути утечки 1,3 см/кВ с добавлением одного запасного изолятора на линиях 110—220 кВ и двух на линиях 330—500 кВ.

При II—VI степенях загрязнения нормированы следующие значения удельной эффективной длины пути утечки, см/кВ:

Степень загрязнения . . . . .	II	III	IV	V	VI
ВЛ 35 кВ . . . . .	1,90	2,25	2,60	3,50	4,00
ВЛ 110—220 кВ . . . . .	1,60	1,90	2,25	3,00	3,50
ВЛ 330—750 кВ . . . . .	1,50	1,80	2,25	3,00	3,50

При определении числа изоляторов следует учитывать поправочный коэффициент, значения которого приводятся в Руководящих указаниях [13].

Выбор арматуры производится в соответствии с принятым типом изоляторов. Изоляторы с электромеханической разрушающей нагрузкой 6000 даН имеют присоединительные размеры, позволяющие сопрягать их с арматурой, гарантированная прочность которой составляет 6000 даН; изоляторы с разрушающей нагрузкой 12 000 даН сопрягаются с арматурой прочностью 12 000 даН и т. д.

Согласно ПУЭ в арматуре требуются несколько меньшие коэффициенты запаса, чем в изоляторах (например, 2,5 при наибольшей нагрузке вместо 2,7 для изоляторов). Поэтому прочность арматуры следует проверять лишь в тех случаях, когда по каким-либо причинам приходится применять арматуру, прочность которой меньше разрушающей нагрузки выбранного типа изолятора.

Поддерживающие зажимы для линий 35—330 кВ принимаются во всех случаях глухие, для линий 500 кВ — глухие или ограниченной прочности заделки.

Натяжные зажимы выбираются в зависимости от марки провода: болтовые — для проводов сечением до 300 мм<sup>2</sup> и прессуемые — для проводов сечением 300 мм<sup>2</sup> и более.

**Пример 2-1.** Выбрать тип изоляторов и арматуры для поддерживающих и натяжных гирлянд линии 110 кВ с железобетонными опорами и проводами АС 185/29, проходящей в IV районе гололедности, III ветровом районе без загрязнения атмосферы, при весовом пролете 275 м.

Тип изоляторов для поддерживающих гирлянд определяем по формулам (2-1):

$$2,7 (2,92 \cdot 275 + 40) = 2280 < 6000 \text{ даН};$$

$$5 (0,728 \cdot 275 + 40) = 1200 < 6000 \text{ даН}.$$

Выбираем изоляторы типа ПС6-Б по 8 шт. в гирлянде (согласно табл. 2-3), арматуру с гарантированной прочностью 6000 даН, промежуточный зажим — глухой.

Тип изоляторов для натяжных гирлянд определяем по формуле (2-2):

$$2,7 \sqrt{(12,2 \cdot 210)^2 + \left(\frac{2,92 \cdot 275}{2} + 40\right)^2} = 7000 < 12\,000 \text{ даН};$$

$$5 \sqrt{(3,65 \cdot 210)^2 + \left(\frac{0,728 \cdot 275}{2} + 40\right)^2} = 3900 < 12\,000 \text{ даН}.$$

Принимаем изоляторы типа ПС12-А по 8 шт. в гирлянде, арматуру с гарантированной прочностью 12 000 даН, натяжной зажим — болтовой.

Следует отметить, что при определении необходимой прочности натяжных гирлянд в формуле (2-2) следует подставлять напряжения  $\sigma_r$  и  $\sigma_a$ , соответствующие фактическим условиям работы гирлянд и определяемым по расчету провода, а не допускаемые значения этих напряжений.

ГЛАВА

## III

# РАСЧЕТ ТЯЖЕНИЯ ПРОВОДА ПРИ ОБРЫВЕ В ОДНОМ ИЗ ПРОЛЕТОВ

### 3-1. Зависимость тяжения провода от горизонтального перемещения одной из его точек подвеса

В ПУЭ установлены наименьшие расстояния по вертикали от проводов линии до пересекаемых сооружений, например до головки рельса железных дорог, до проводов линий связи, трамвайных и троллейбусных линий и других объектов, которые должны быть выдержаны при обрыве провода в смежном пролете, если он подвешен в глухих зажимах на поддерживающих гирляндах. Для расчета этих расстояний необходимо знать тяжение, установившееся

в уцелевшем проводе. Определение тяжения в уцелевшем проводе требуется также для расчета промежуточных опор больших переходов.

При обрыве провода, подвешенного на поддерживающей гирлянде изоляторов, гирлянда отклоняется в сторону пролета с уцелевшим проводом, причем тяжение в нем уменьшается.

Изменение тяжения провода в результате смещения его точки подвеса называется р е д у к ц и е й, установившееся новое тяжение — р е д у ц и р о в а н н ы м, а отношение редуцированного и начального тяжений — к о э ф ф и ц и е н т о м р е д у к ц и и.

Уменьшение тяжения провода, или редукция, зависит в основном от конструкции опоры, длины гирлянды, нагрузки и длины пролета до обрыва провода.

Если считать опору абсолютно жесткой, то перемещение точки подвеса провода будет определяться только отклонением гирлянды. Гибкие опоры отклоняются в сторону уцелевшего провода под воздействием его тяжения, и к перемещению точки подвеса вследствие отклонения гирлянды добавляется прогиб опоры  $\delta$  в месте приложения силы  $\Delta H$ . Этот прогиб определяется по формуле

$$\sigma = km\Delta H, \quad (3-1)$$

где  $k$  — коэффициент гибкости опоры, принимаемый равным: для деревянных опор с составной стойкой — 0,002 м/даН (м/кгс); для деревянных опор со стойкой из одного бревна — 0,001 м/даН; для гибких железобетонных опор без оттяжек — 0,001 м/даН;  $m$  — коэффициент распределения усилий между стойками деревянных двухстоечных (портальных) опор, принимаемый равным: при обрыве крайнего провода на опорах с ветровыми связями 0,75; для деревянных двухстоечных опор без ветровых связей, а также для опор всех других типов — 1; при обрыве среднего провода на деревянных двухстоечных опорах — 0,5.

В расчетах отклонения точки подвеса провода на стальных опорах прогиб их, как правило, не учитывают, так как коэффициент гибкости опор очень мал.

Длина гирлянды оказывает большое влияние на редуцированное тяжение. Чем длиннее гирлянда, тем больше ее отклонение и тем меньше редуцированное тяжение провода. Отметим, что такое тяжение возникает только при подвеске проводов в глухих зажимах; при выпадающих зажимах провод сбрасывается на землю, а при зажимах ограниченной прочности заделки он проскальзывает в зажиме, и его тяжение уменьшается до 600—800 даН. Длина пролета также влияет на редуцированное тяжение: чем больше пролет, тем меньше доля его изменения вследствие отклонения гирлянды. Поэтому при увеличении пролета значение редуцированного тяжения возрастает.

Для определения зависимости тяжения провода от перемещения одной из его точек подвеса рассмотрим провод, подвешенный в двух точках  $A$  и  $B$ , находящихся на одинаковой высоте (рис. 3-1). Точку

В будем перемещать влево на  $-\Delta l$ , точку  $A$  считаем неподвижной. Обозначим начальные параметры провода при его подвеске в точке  $B$  с пролетом  $l$  через  $L_0$ ,  $H_0$  и  $p_0$ , конечные при пролете  $l-\Delta l$  — через  $L$ ,  $H$  и  $p_0$  (нагрузку будем считать постоянной).

Длину провода определим по формуле (1-41):  
в начальном состоянии

$$L_0 = l + \frac{p_0^2 l^3}{24H_0^2}; \quad (3-2)$$

в конечном состоянии

$$L = l - \Delta l + \frac{p_0^2}{24H^2} (l - \Delta l)^3 = l - \Delta l + \frac{p_0^2 l^3}{24H^2} \left(1 - \frac{\Delta l}{l}\right)^3. \quad (3-3)$$

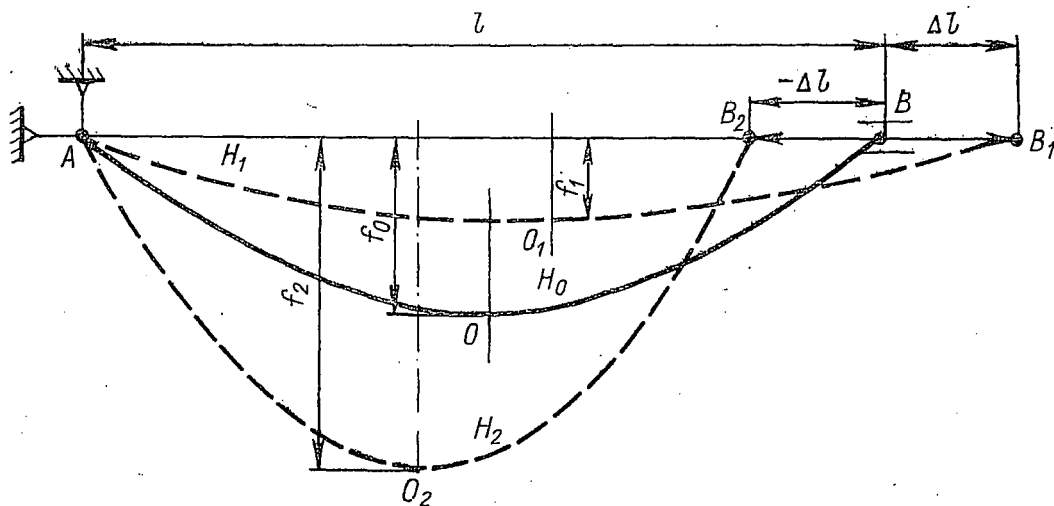


Рис. 3-1. Горизонтальное перемещение одной из точек подвеса провода

Пренебрегаем отношением  $\Delta l/l$ , которое очень мало по сравнению с единицей, напишем

$$L = l - \Delta l + \frac{p_0^2 l^3}{24H^2}.$$

Разность длин проводов в начальном и конечном состояниях

$$\Delta L = L_0 - L = \Delta l + \frac{p_0^2 l^3}{24} \left( \frac{1}{H_0^2} - \frac{1}{H^2} \right).$$

С другой стороны, эту разность можно выразить как упругую деформацию:

$$\Delta L = \frac{l}{EF} (H_0 - H).$$

Приравняв последние два выражения, получим уравнение

$$\Delta l + \frac{p_0^2 l^3}{24} \left( \frac{1}{H_0^2} - \frac{1}{H^2} \right) = \frac{l}{EF} (H_0 - H),$$

решая которое относительно  $\Delta l$ , найдем

$$\Delta l = \frac{l}{EF} (H_0 - H) + \frac{p_0^2 l^3}{24} \left( \frac{1}{H^2} - \frac{1}{H_0^2} \right). \quad (3-4)$$

Формула (3-4) выражает зависимость перемещения точки подвеса от тяжения, а не искомую обратную зависимость тяжения от перемещения. Однако для построения кривой искомой зависимости формула (3-4) удобна. Способ графического определения редуцированного тяжения излагается ниже.

### 3-2. Случай обрыва провода во втором пролете от анкерной опоры

Рассмотрим изменение тяжения провода, подвешенного в точке  $A$  на анкерной опоре и в точке  $B$  на промежуточной, в случае его обрыва в пролете № 1, смежном с промежуточной опорой (рис. 3-2).

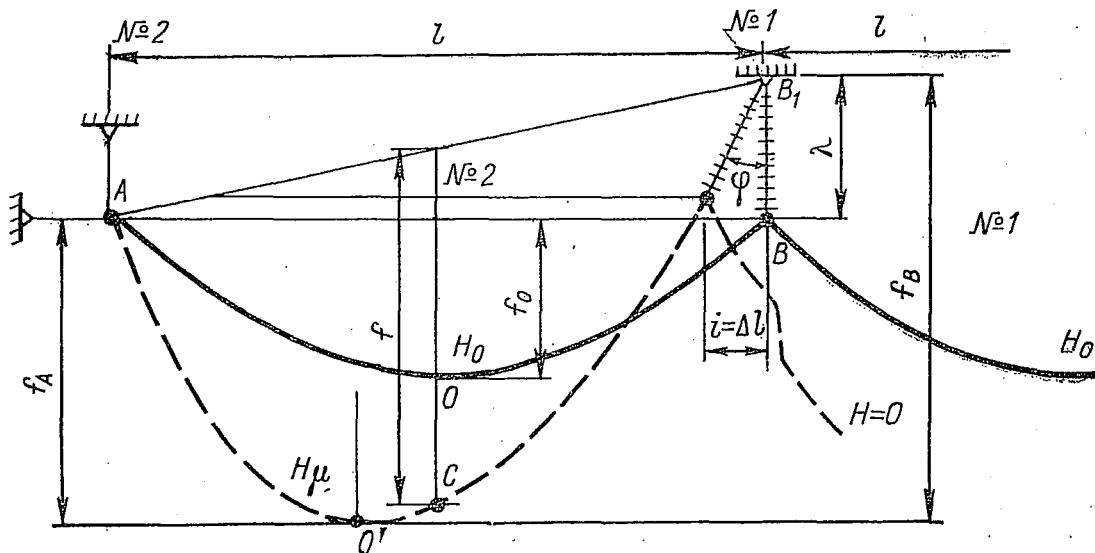


Рис. 3-2. Случай обрыва провода во втором пролете от анкерной опоры

До обрыва поддерживающая гирлянда висит вертикально, и провод занимает положение, показанное сплошной линией. После обрыва провода гирлянда отклоняется на угол  $\phi$ , пролет уменьшается на  $\Delta l = i$ , а тяжение уменьшается до значения  $H < H_0$ . Положение провода после обрыва показано штриховой линией.

Для определения отклонения гирлянды из условия ее статического равновесия напишем уравнение моментов сил относительно точки ее подвеса  $B_1$  (рис. 3-3). Заметим, что вес провода составляет лишь  $p_0 l / 2$ , так как провод в смежном пролете оборван; вес гирлянды  $G_r$  приложен в ее центре тяжести, т. е. на плече  $i / 2$ . Уравнение моментов сил

$$\Sigma M_{B_1} = H \sqrt{\lambda^2 - i^2} - \frac{p_0 l}{2} i - G_r \frac{i}{2} = 0,$$



откуда после простых преобразований находим отклонение гирлянды:

$$i = \frac{\lambda}{\sqrt{1 + \left(\frac{p_0 l + G_r}{2H}\right)^2}} \quad (3-5)$$

В рассматриваемом случае при неподвижной точке  $A$  отклонение  $i = \Delta l$ , поэтому из уравнений (3-4) и (3-5) получаем одно уравнение с одним неизвестным — тяжением  $H$ :

$$\frac{l}{EF} (H_0 - H) + \frac{p_0^2 l^3}{24} \left( \frac{1}{H^2} - \frac{1}{H_0^2} \right) = \frac{\lambda}{\sqrt{1 + \left(\frac{p_0 l + G_r}{2H}\right)^2}}$$

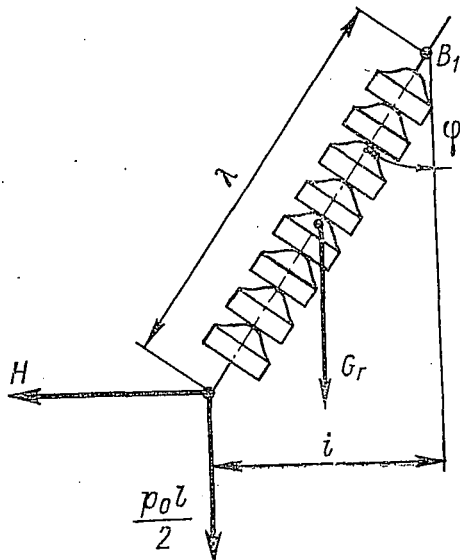


Рис. 3-3. Отклонение гирлянды изоляторов при обрыве провода

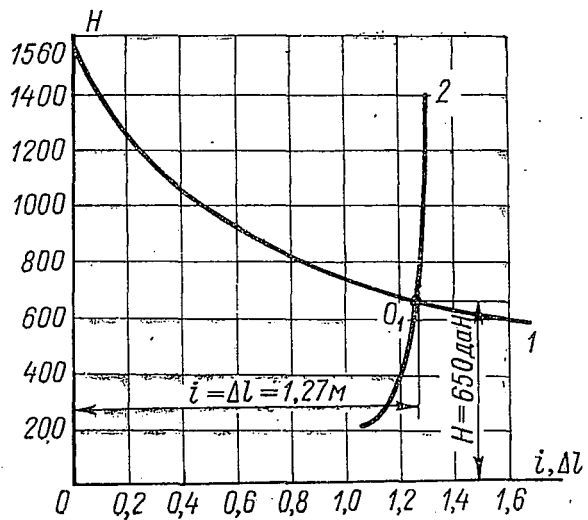


Рис. 3-4. Графический расчет тяжения провода при одном уцелевшем пролете

Аналитическое решение этого уравнения затруднительно, так как искомое тяжение  $H$  входит в правую часть уравнения под знаком корня. Поэтому обычно применяется графический способ решения с построением кривой 1 по уравнению (3-4) и кривой 2 по уравнению (3-5) (рис. 3-4). Точка пересечения кривых  $O_1$  дает решение уравнения; абсцисса этой точки определяет отклонение гирлянды  $i$ , а ордината — искомое редуцированное тяжение  $H$ .

Построение кривых для определения тяжения  $H$  поясним примером.

**Пример 3-1.** Найти редуцированное тяжение и стрелу провеса провода АС 185/29, подвешенного на стальных опорах в пролете 300 м, ограниченном с одной стороны анкерной опорой, после его обрыва в смежном пролете.

Провод подвешен с начальным тяжением  $H_0 = 1560$  даН (кгс). Вес провода  $p_0 = 0,728$  даН/м, модуль упругости  $E = 8,25 \cdot 10^3$ , вес гирлянды  $G_r = 40$  даН, длина гирлянды  $\lambda = 1,3$  м.

Для построения кривой 1 вычислим коэффициенты уравнения (3-4):

$$\frac{l}{EF} = \frac{300}{8,25 \cdot 10^3 \cdot 210,0} = 0,173 \cdot 10^{-3};$$

$$\frac{\rho_0^2 l^3}{24} = \frac{0,728^2 \cdot 300^3}{24} = 5,97 \cdot 10^5,$$

после чего получаем

$$\Delta l = 0,173 \cdot 10^{-3} (1560 - H) + 5,97 (10^5/H^2 - 0,041).$$

Расчет для построения кривой 1 выполним в табличной форме (табл. 3-1)

Таблица 3-1

Расчет точек кривой 1

$H_0$ , даН	$H$ , даН	$1560-H$	$0,173 \cdot 10^{-3} \times$ $\times (1560-H)$	$\frac{10^5}{H^2}$	$\frac{10^5}{H^2} - 0,041$	$5,97 \left( \frac{10^5}{H^2} - 0,041 \right)$	$\Delta l$ , м
1560	1560	0	0	0,041	0	0	0
1560	1400	160	0,028	0,051	0,010	0,060	0,088
1560	1200	360	0,062	0,0695	0,0285	0,170	0,232
1560	1000	560	0,097	0,100	0,59	0,352	0,442
1560	800	760	0,132	0,157	0,116	0,693	0,825
1560	600	960	0,166	0,278	0,237	1,414	1,580

Для вычисления точек кривой 2 подставим численные значения в уравнение (3-5) — см. табл. 3-2:

$$\frac{\rho_0 l + G_r}{2H} = \frac{0,728 \cdot 300 + 40}{2H} = \frac{129}{H};$$

$$i = \frac{1,3}{\sqrt{1 + (129/H)^2}}.$$

Пересечение кривых 1 и 2 дает редуцированное тяжение  $H = 650$  даН. Стрела провеса после обрыва провода

$$f = \frac{\rho_0 l^2}{8H} = \frac{0,728 \cdot 300^2}{8 \cdot 650} = 12,60 \text{ м.}$$

Таблица 3-2

Расчет точек кривой 2

$H$ , даН	$i$	$H$ , даН	$i$
200	1,09	1000	1,29
400	1,24	1200	1,30
600	1,27	1400	1,30
800	1,28		

### 3-3. Случай обрыва провода в любом пролете

Для определения редуцированного тяжения при обрыве провода в любом пролете рассмотрим сначала случай обрыва в третьем пролете, считая от анкерной опоры. Соответствующая схема показана на рис. 3-5. Из сравнения положения провода в пролетах № 2 на рис. 3-2 и 3-5 следует, что при обрыве в третьем пролете пролет № 2 сократился в меньшей степени, чем при обрыве во втором пролете, так как точка подвеса провода на опоре № 2 переместилась

влево. Следовательно, редуцированное тяжение  $H_2$  в пролете № 2 на рис. 3-5 будет больше, чем тяжение  $H_{\mu}$  в пролете № 2 на рис. 3-2.

Отклонение гирлянды на опоре № 1 будет определяться воздействием тяжения  $H_2$  по формуле (3-5). Отклонение гирлянды на опоре № 2 будет значительно меньше, чем на опоре № 1, так как на нее будет воздействовать только разность тяжений  $\Delta H = H_3 - H_2$ . Это отклонение, так же как и отклонения всех гирлянд при обрыве в любом пролете (за исключением гирлянды на первой опоре, ограничивающей пролеты с уцелевшим проводом), будет определяться по формуле

$$i = \frac{\lambda}{\sqrt{1 + \left( \frac{p_0 l + 0,5 G_{\Gamma}}{\Delta H} \right)^2}}, \quad (3-6)$$

где  $\Delta H$  — разность тяжений в пролетах около рассматриваемой опоры.

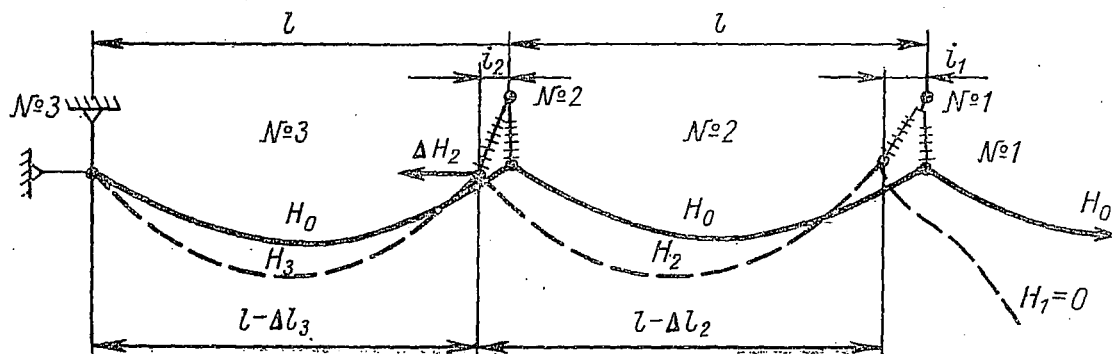


Рис. 3-5. Случай обрыва провода в третьем пролете от анкерной опоры

Заметим, что во второй член подкоренного выражения входит  $p_0 l$  вместо  $p_0 l/2$  в формуле (3-5), так как провод уцелел в обоих пролетах.

Задачу можно решить графоаналитическим способом путем последовательных попыток или графическим способом. Рассмотрим последний способ, являющийся более простым.

В случае обрыва провода во втором пролете от анкерной опоры, рассмотренном в § 3-2, для решения системы двух уравнений с двумя неизвестными  $H$  и  $\Delta l = i$  достаточно построить две кривые 1 и 2, точка пересечения которых дает решение задачи. В рассматриваемом случае обрыва в третьем пролете имеются четыре неизвестных: два тяжения  $H_3$  и  $H_2$  и два перемещения  $\Delta l_3$  и  $\Delta l_2$ . Для решения задачи надо установить зависимость между этими величинами. Зависимость между величинами  $H_3$  и  $\Delta l_3$  определяется уравнением (3-4); следовательно, можно построить кривую 1 (рис. 3-6).

Можно также построить по уравнению (3-5) кривую 2, определяющую зависимость между  $H_2$  и  $i_1$ .

Для выявления дополнительных зависимостей произведем следующие построения. Построим кривую 3 по уравнению (3-6).

Точку  $O_1$  пересечения кривых 1 и 2, определяющую значения  $H_{\mu}$  и  $i_1$  при обрыве провода во втором пролете, т. е. при неподвижной точке подвеса на опоре № 2, спроектируем на вертикальную ось координат. Из полученной точки  $O_2$  построим кривую 4 с абсциссами  $aa' = bb'$ . Для произвольного значения  $H = Oa$  отрезок  $ab'$  определяет отклонение  $i_1$ , а отрезок  $ab$  — уменьшение пролета  $\Delta l'_2$ . Следовательно,  $b'b = i_1 - \Delta l'_2 = i'_2$ . Таким образом, кривая 4 выражает зависимость между  $H_2$  и  $i_2$ .

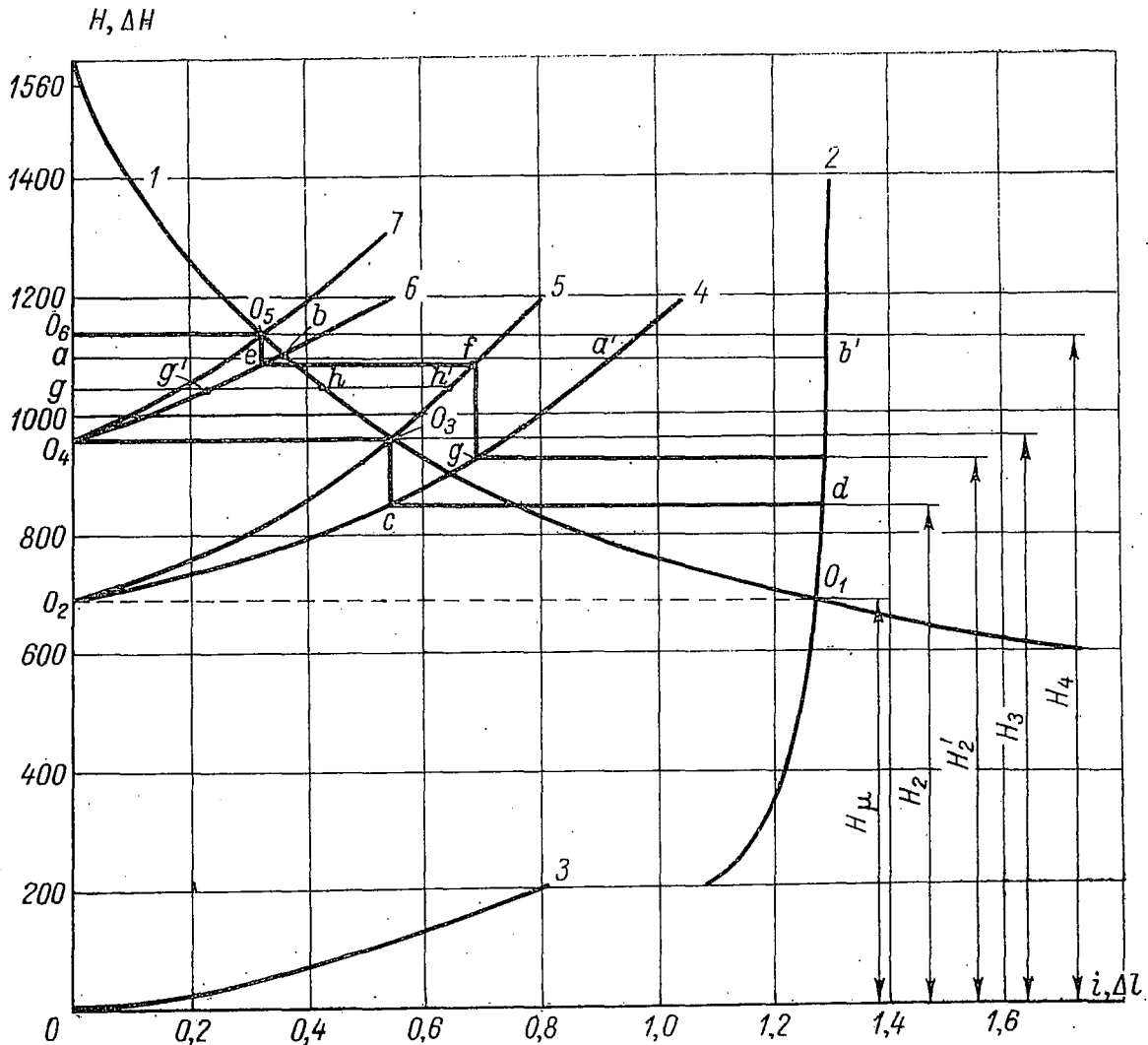


Рис. 3-6. Графический расчет тяжения провода при любом числе уцелевших пролетов

Для получения зависимости между  $H_3$  и  $i_2$  построим из точки  $O_2$  следующую кривую 5. Для построения этой кривой будем прибавлять к ординатам кривой 4 ординаты кривой 3, являющиеся значениями  $\Delta H$  при соответствующих значениях  $i$ . Таким образом, полученная кривая 4 будет иметь ординаты  $H'_3 = H'_2 + \Delta H'_2$ .

Сокращение пролета № 3  $\Delta l_3 = i_2$  (так как точка на опоре № 3 неподвижна). Этому условию соответствует точка  $O_3$  пересечения кривых 1 и 5. Абсцисса  $O_4O_3 = i_2 = \Delta l_3$ , а ордината  $OO_4 = H_3$ .

Тяжение в пролете № 2 должно быть меньше на  $\Delta H_2$ . Проведя из точки  $O_3$  вертикаль до пересечения с кривой 4 в точке  $c$ , полу-

чаем  $O_3c = \Delta H_2$ . Ордината точки  $c$  определяет редуцированное тяжение  $H_2$ , а горизонтальная прямая  $cd = \Delta l_2$ .

Заметим, что кривые 1, 2 и 3 строятся по точкам, а кривые 4 и 5 — при помощи измерителя, которым переносят соответствующие разности абсцисс для кривой 4 и добавляют ординаты для получения кривой 5.

Таким образом, задача решена для случая обрыва провода в третьем пролете. Если требуется найти редуцированное тяжение при обрыве в четвертом пролете, то следует построить из точки  $O_4$  две следующие кривые 6 и 7 таким же способом, как были построены кривые 4 и 5 из точки  $O_2$ , принимая абсциссы кривой 6  $gg' = hh'$ . Точка  $O_5$  пересечения кривых 1 и 7 определяет тяжение  $H_4$ . Проведя из точки  $O_5$  вертикаль до ее пересечения с кривой 6 в точке  $e$ , из этой точки — горизонталь  $ef$  до пересечения с кривой 5, а затем — вертикаль  $fg$  до кривой 4, получим точку  $g$ , ордината которой определяет искомое редуцированное тяжение  $H'_2$  в последнем уцелевшем пролете.

Если требуется найти редуцированное тяжение при обрыве в пятом пролете, то надо построить еще две кривые из точки  $O_6$ , не показанные на рисунке. Таким образом, задача может быть решена для случая обрыва в любом пролете.

Из рис. 3-6 видно, что редуцированное тяжение в пролете, смежном с аварийным, повышается по мере увеличения числа уцелевших пролетов. Наибольшее повышение редуцированного тяжения — примерно на 25% — наблюдается при увеличении числа уцелевших пролетов с одного до двух. При дальнейшем увеличении числа уцелевших пролетов процесс повышения редуцированного тяжения затухает, и при шести уцелевших пролетах его значение отличается от тяжения при пяти уцелевших пролетах менее чем на 1%. Таким образом, при практическом решении задачи можно ограничиться рассмотрением пяти пролетов (если, конечно, анкерная опора не расположена ближе к рассматриваемому пролету).

При определении редуцированного тяжения на линии с гибкими опорами (деревянными или железобетонными) вместо кривой 3 по уравнению (3-6) следует строить кривую 3' по уравнению

$$i = \frac{\lambda}{\sqrt{1 + \left(\frac{\rho_0 l + 0,5 G_T}{\Delta H}\right)^2}} + km\Delta H, \quad (3-7)$$

учитывающему прогиб опоры при воздействии разности тяжений  $\Delta H$ .

РАССТАНОВКА ОПОР  
ПО ПРОФИЛЮ ТРАССЫ

## 4-1. Общие сведения

Первым этапом разработки проекта линии являются электрические расчеты энергоснабжения, при которых выявляется необходимость сооружения воздушной линии из точки *A* в точку *B*, определяются напряжение линии и требуемое сечение провода. Электрические расчеты в настоящей книге не рассматриваются.

Следующим этапом являются изыскания, при которых выбирают трассу линии, уточняют климатические условия района ее прохождения, производят топографическую съемку, составляют продольный профиль линии и определяют геологические условия трассы для выбора типов фундаментов или закреплений опор в грунте.

Для линий напряжением до 1000 В и для высоковольтных линий до 20 кВ, сооружаемых на опорах с небольшими пролетами, продольные профили, как правило, не составляются. В отдельных случаях при совершенно ровной местности можно проектировать и линии более высоких напряжений без составления продольного профиля.

Выбор оптимальной трассы, обеспечивающей возможность наиболее экономичного сооружения линии, является одной из ответственных частей проекта. Теоретически наиболее дешевой линией была бы линия с самой короткой трассой, т. е. проходящая по прямой, соединяющей точки *A* и *B*. Однако, как правило, выбор прямой трассы невозможен: на прямой могут находиться населенные пункты, промышленные сооружения, водные пространства, болота, горы и другие препятствия, преодоление которых привело бы к увеличению стоимости линии. Поэтому выбор трассы начинают с осмотра района прохождения линии по карте, на которую наносят ломаную линию, как можно более приближающуюся к прямой *AB*, но обходящую перечисленные препятствия.

Для оценки выбранной трассы иногда применяется коэффициент, определяющий отношение длины выбранной трассы и прямой *AB*. Однако этот коэффициент не всегда может быть критерием правильного выбора трассы: в ряде случаев более длинная трасса, обходящая болота, горные участки и другие неблагоприятные зоны, будет экономичнее, чем более короткая трасса, пересекающая эти препятствия.

После выбора трассы по карте производится осмотр района прохождения линии в натуре. Новым способом выбора оптимальной трассы является аэрофотосъемка района прохождения линии, позволяющая рассматривать ряд вариантов и определять наилучший [1].

При выборе трассы следует также учитывать условия транспорта материалов на линию. С этой точки зрения трассы, проходящие вдоль железных и шоссейных дорог, выгоднее, чем трассы, находящиеся на большом расстоянии от транспортных путей и требующие доставки материала по бездорожью, что, естественно, значительно дороже.

Вдоль шоссейных дорог обычно проходят линии связи; при параллельном следовании линия электропередачи влияет на линии связи, в которых наводятся опасные и мешающие э. д. с. Поэтому трасса линии должна проходить на известном расстоянии от линий связи, определяемом в соответствии с указаниями правил защиты от влияний [9]. Иногда при изысканиях трудно установить, какой вариант трассы будет более экономичен. В таких случаях составляют профили трассы двух или нескольких вариантов и выбирают оптимальную трассу на основании сравнения стоимости сооружения линии по рассматриваемым вариантам.

Для грубо ориентировочных оценок можно указать, что стоимость 1 км линии напряжением 110 кВ и выше в горных условиях примерно в 2 раза, а на торфяных болотах с глубиной торфа более 4 м — в 1,5 раза больше, чем на местности с ровным или малопересеченным рельефом с сухими грунтами.

Особое внимание должно быть обращено на выбор наиболее удобных мест переходов через реки и водные пространства, а также через различные инженерные сооружения (железные и шоссейные дороги, линии электропередачи, связи и т. д.). Наибольшее удорожание линии могут вызывать переходы через реки и водные пространства: стоимость перехода через реку с пролетом 1 км и более может соответствовать стоимости 10 км и более линии. Поэтому выбор трассы линии, пересекающей крупную судоходную реку, начинают с выбора места перехода. Наиболее удобным будет участок реки с высокими, неразмываемыми берегами: при наличии такого участка установка опор нормальной высоты может обеспечить требуемый габарит проводов над водой. Если такого участка нет, то выбирают место с неразмываемыми берегами, на котором река имеет меньшую ширину; в таком случае для перехода потребуются опоры меньшей высоты. Желательно, чтобы в створе перехода не было широкой заливаемой поймы, в особенности поймы с возможным ледоходом: такие участки удорожают строительство линии, так как на пойме требуется установка специальных фундаментов, защищенных от размыва и рассчитанных на давление льда в случае ледохода.

Совмещение угла поворота трассы с точкой установки высокой переходной опоры крайне нежелательно, так как в этом случае

необходимо устанавливать высокую анкерную угловую опору, масса которой значительно больше, чем промежуточной опоры. При необходимости установки высоких переходных опор наиболее целесообразно выполнять их промежуточными и устанавливать концевые опоры нормальной высоты на расстояниях 300—700 м от промежуточных опор. Концевые опоры должны ограничивать переход согласно требованиям ПУЭ. На этих концевых опорах и следует предусматривать углы поворота трассы в случаях необходимости.

Переходы через железные дороги и шоссейные дороги I категории должны быть ограничены анкерными опорами, поэтому углы поворота трассы целесообразно совмещать с этими опорами. Пересечения с транспортными путями желательно выбирать в местах, где эти пути проходят на уровне земли, или в выемках, чтобы не повышать опоры пересекающей линии.

Линии электропередачи желательно пересекать ближе к середине пролета, где провода и тросы находятся на меньшей высоте над землей, и устанавливать одну из опор верхней, пересекающей, линии возможно ближе к пересекаемой линии. Однако горизонтальное расстояние от этой опоры до проводов пересекаемой линии при их наибольшем отклонении должно быть не менее нормированного ПУЭ. Как правило, провода линии более высокого напряжения должны быть расположены над проводами линии более низкого напряжения.

Пересечения с линиями связи обычно не представляют затруднений и поэтому не влияют на выбор трассы проектируемой линии. В некоторых случаях производят переустройство воздушных линий связи или их замену кабельными на участках пересечений.

#### 4-2. Продольный профиль трассы

Продольный профиль, составляемый на основании результатов топографических измерений, представляет собой очертания вертикального разреза вдоль трассы. Обычно рельеф трассы не бывает ровным, и профиль изображается ломаной линией (рис. 4-1). Как будет показано ниже в § 4-3, профиль используется для проверки вертикальных расстояний линий над землей. Для такой проверки необходим более крупный масштаб, поэтому чертеж профиля выполняется в разных масштабах по горизонтали и вертикали.

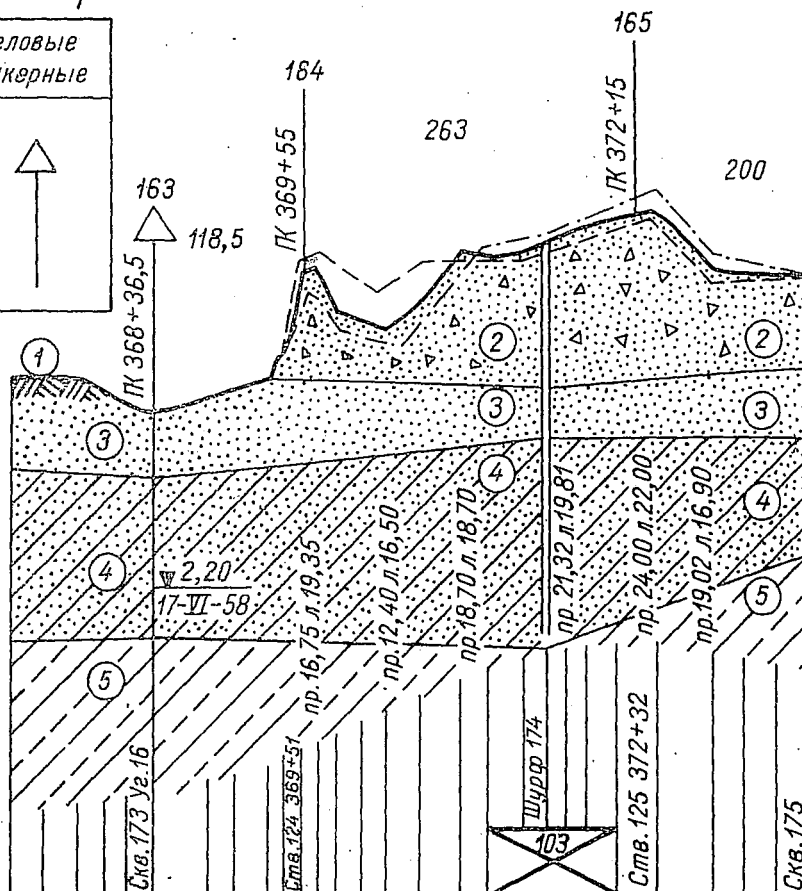
Как правило, для вычерчивания профиля принимают горизонтальный масштаб 1 : 5000, а вертикальный 1 : 500. В этих масштабах 1 мм по горизонтали на чертеже профиля соответствует 5000 мм = 5 м в действительности, а 1 мм по вертикали — 500 мм = 0,5 м. Эти масштабы позволяют определять точки установки опор и высоту провода над землей с достаточной точностью. В некоторых случаях, например на переходах через инженерные сооружения, профиль вычерчивают в более крупных масштабах — 1 : 2000 по горизонтали и 1 : 200 по вертикали.



Условное обозначение опор

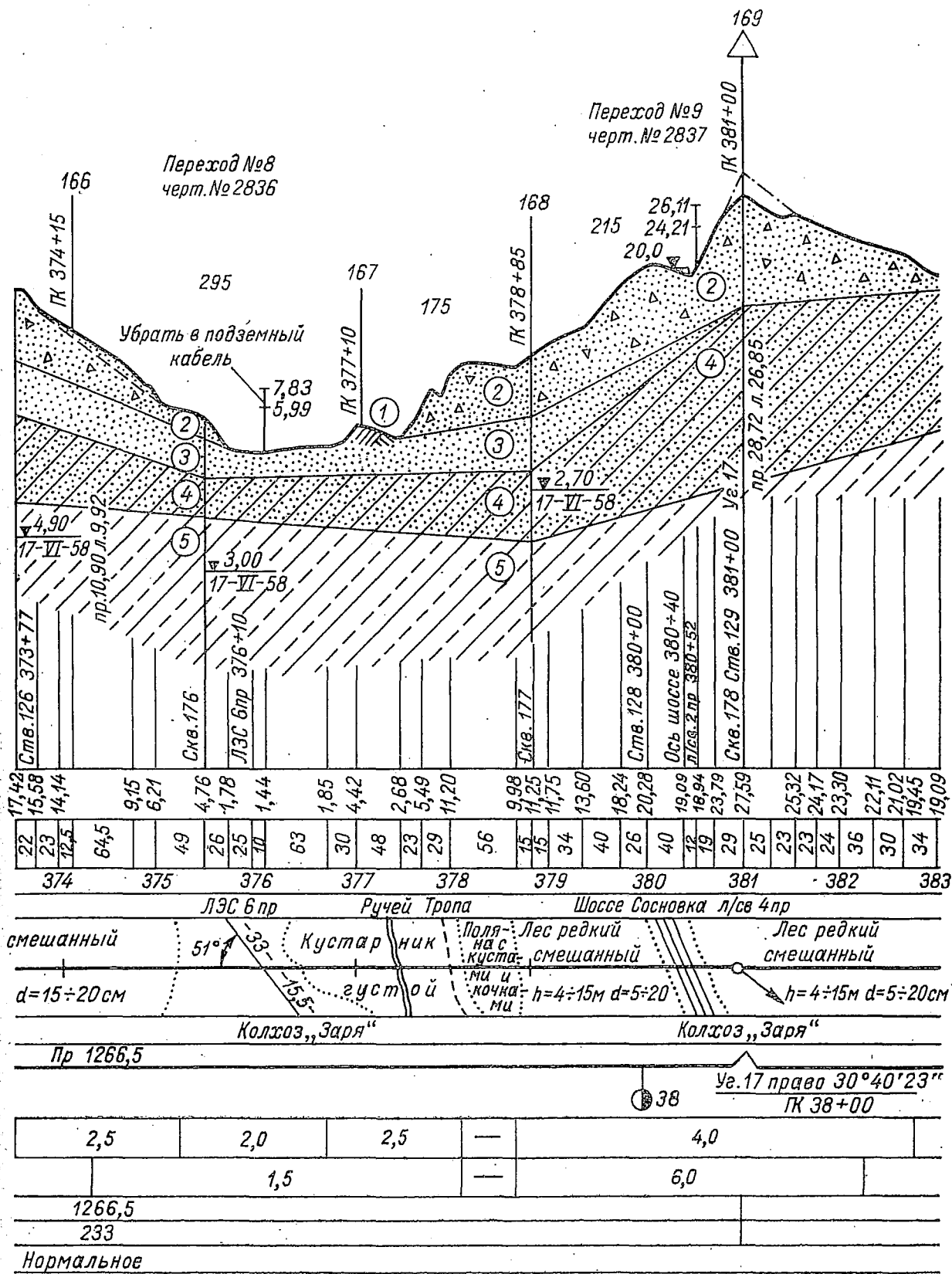
Промежуточные	Угловые анкерные
	↑

- Обозначения грунтов:  
 1 — растительный слой  
 2 — песок крупный с валунами  
 3 — песок крупный  
 4 — супесь  
 5 — суглинок



Отметка профиля	9,95	9,63	7,54	6,97	8,23	9,98	11,30	17,67	18,14	14,65	13,28	15,42	19,55	18,88	19,18	20,07	20,67	21,17	22,74	17,79	17,32	17,42				
Расстояние	27	23	15	21,5	43,5	20	28	13	20	17	22	18	26	34	22	28	17	14	18	26	32	45	23	27	28	
Ликетаж	368				369		370			371			372			373										
Абрис	Лес редкий смешанный											Лес густой														
	$h = 4 \div 15 \text{ м}$											$d = 5 \div 20 \text{ см}$				$h = 10 \div 19 \text{ м}$										
Углы, прямые, километры	Уг. 16 лево $8^{\circ}35'$ ПК 368 + 36,5 37																									
Допускаемое давление на грунт, даН/см <sup>2</sup>	2,5											4,0														
Коэффициент трения свай о грунт, даН·10 <sup>3</sup> /м <sup>3</sup>	2,5											6,0														
Длина анкерowanych участ.																										
Приведенный пролет																										
Тяжение провода																										

Рис. 4-1. Продольный



профиль трассы

При прохождении трассы по склонам гор отметки земли под проводами, расположенными на определенном расстоянии от оси линии, могут отличаться от отметок по оси линии. В этих случаях составляют два дополнительных профиля — **п о д г о р н ы й** и **н а г о р н ы й**, измеряемых на расстояниях от оси линии, равных вылетам траверс; линии этих профилей обозначают штрихами. При значительных разностях отметок в направлении, поперечном к линии, и применении порталных или широкобазных опор для пикетов установки опор снимают поперечные профили.

На продольном профиле обозначают пересекаемые инженерные сооружения — железные и шоссейные дороги, линии электропередачи, связи и т. д., причем указывают отметки полотна дорог, а у линий — число проводов и их отметки. При пересечениях рек обозначают отметки горизонта воды.

На чертеж профиля наносят также геологический разрез по трассе, на котором указывают глубину залегания грунтов различных категорий, а также наличие грунтовых вод и их отметки. Геологический разрез составляют в более крупном вертикальном масштабе — 1 : 200.

Под горизонтальной линией, ограничивающей чертеж профиля, наносят последовательно (сверху вниз) следующие данные: отметки профиля; горизонтальные расстояния между точками, отметки которых были замерены; пикетаж, обозначающий длину трассы в сотнях метров.

Положение отдельных опор или точек условно записывают в виде  $375 + 45$ , что обозначает расстояние 45 м от пикета 375 или расстояние  $37\ 500 + 45 = 37\ 545$  от начала трассы.

Под пикетажем дают узкую полоску плана линии, называемую **а б р и с о м** или **с и т у а ц и е й**. В абрисе указывают границы пересекаемых трассой полей, лугов, лесов, болот и рек, а также инженерные сооружения.

В следующей графе дают условные обозначения углов поворота линии с указанием их точных значений. Углы поворота вправо условно обозначают ломаной линией вверх от горизонтали, углы поворота влево — ломаной вниз от горизонтали (рис. 4-1).

Под обозначением углов поворота указывают допустимое давление на грунт или другие характеристики грунтов.

Последние графы оставляют свободными для данных, определяемых после расстановки опор по профилю, о чем будет сказано в § 4-3.

#### 4-3. Расстановка опор по профилю с помощью шаблона

При расстановке опор по профилю должны быть учтены два основных условия:

а) расстояния от проводов до земли и пересекаемых сооружений должны быть не менее требуемых ПУЭ;

б) нагрузка, воспринимаемая опорами, не должна превышать значений, принятых в расчетах опор соответствующих типов.

Помимо учета этих основных условий, при расстановке опор следует избегать их расположения на местах, требующих выполнения специальных, более сложных фундаментов. Например, при прохождении трассы через болота или обводненные участки небольшой протяженности целесообразно устанавливать опоры за пределами таких участков.

В табл. 4-1 приводятся расстояния от проводов до земли в населенной и ненаселенной местности, требуемые ПУЭ.

Таблица 4-1

Наименьшие расстояния от проводов воздушных линий до поверхности земли, м

Характеристика местности	Напряжение линии, кВ				
	до 110	150	220	330	500
Населенная	7	7,5	8	8	8
Ненаселенная	6	6,5	7	7,5	8
Труднодоступная	5	5,5	6	6,5	7
Недоступные склоны гор, скалы, утесы, и т. п.	3	3,5	4	4,5	5

На линиях напряжением до 1000 В расстояния от проводов до поверхности земли должны быть не менее 6 м как в населенной, так и в ненаселенной местности. При пересечении улиц ответвлениями к вводам в здания допускается расстояние от проводов до тротуаров и пешеходных дорожек не менее 3,5 м.

Для линий с подвесными изоляторами и проводами сечением менее 185 мм<sup>2</sup> требуется проверка расстояния от проводов до поверхности земли при обрыве провода в соседнем пролете в режиме среднегодовой температуры без ветра и гололеда и без учета нагрева провода электрическим током. Эти расстояния должны быть не менее 4,5 м для линии напряжением до 110 кВ и 5 м для 150 кВ. На линиях напряжением 220 кВ и выше одиночные провода сечением менее 185 мм<sup>2</sup> не применяются и проверка расстояний до земли при обрыве провода в соседнем пролете не требуется.

Расстояния, требуемые при пересечениях рек и различных инженерных сооружений, указаны в ПУЭ [10], СНиП [23] и различных справочниках.

В паспортах типовых и унифицированных промежуточных опор и в альбомах приводятся три значения пролетов.

1. **Г а б а р и т н ы й п р о л е т.** При расстановке опор на идеально ровной местности наибольшая возможная длина пролета может быть определена в зависимости от максимальной стрелы провеса  $f$ , которую можно допустить при заданной высоте подвеса

провода на опоре  $H$  и минимальном габарите от провода до земли  $\Gamma$ , требуемом ПУЭ для линий данного напряжения. Этот пролет, определяемый из условия допустимого габарита до земли, называется габаритным пролетом и обозначается  $l_{\text{габ}}$  (рис. 4-2).

2. Ветровой пролет опоры данного типа, обозначаемый  $l_{\text{ветр}}$ , соответствует значению, принятому в расчете этой опоры для определения давления ветра на провода. Ветровая нагрузка в пролете распределяется на обе опоры поровну, поэтому

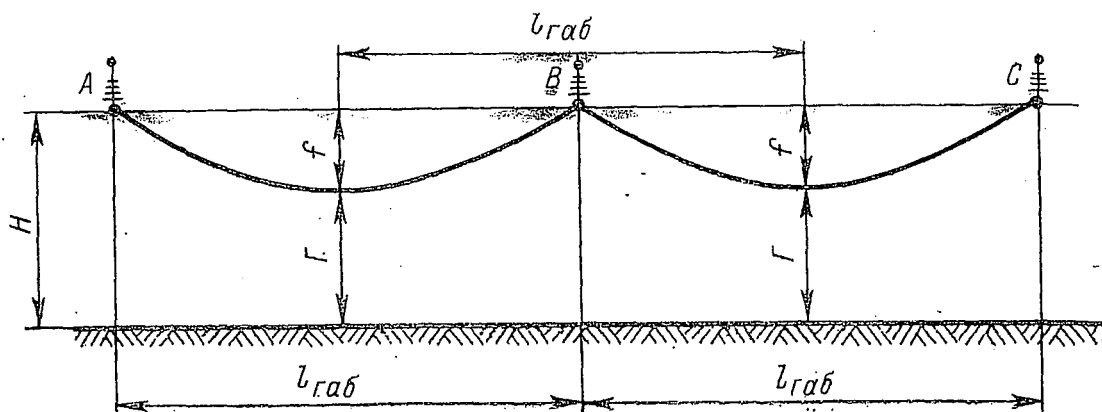


Рис. 4-2. Линия электропередачи с одинаковой высотой точек подвеса провода

фактическое давление ветра на опору соответствует полусумме пролетов по обе стороны от опоры. При расстановке опор по профилю необходимо следить, чтобы фактическое значение ветрового пролета не превышало принятого в расчете значения. Для опоры  $O_1$  (рис. 4-3) это условие выражается формулой

$$\frac{l_1 + l_2}{2} \leq l_{\text{ветр}}. \quad (4-1)$$

3. Весовой пролет опоры данного типа, обозначаемый  $l_{\text{вес}}$ , соответствует значению, принятому в расчете опоры для определения весовых нагрузок от проводов и тросов. При установке опор с одинаковой высотой точек подвеса провода на идеально ровной местности его вес распределяется на обе опоры поровну; в этом случае  $l_{\text{вес}} = l_{\text{габ}}$  (см. рис. 4-2). При различной высоте точек подвеса провода его вес передается на соответствующие опоры на участке от точки подвеса до низшей точки провода в пролете (рис. 4-3). Длина этого участка, равная полусумме соответствующих эквивалентных пролетов (см. выше § 1-5), не должны превышать значения, принятого в расчете опоры:

$$\frac{l_{\text{э1}} + l_{\text{э2}}}{2} \leq l_{\text{вес}}. \quad (4-2)$$

В проектах типовых опор обычно принимают  $l_{\text{вес}} = 1,25 l_{\text{габ}}$ . На идеально ровной местности опоры можно устанавливать на расстояниях, равных габаритному пролету, не производя проверки габаритов над землей. Однако такие трассы встречаются очень

редко. В обычных условиях неровного профиля расстановка опор производится с помощью шаблона.

Шаблон представляет собой две или три кривые (параболы), соответствующие кривой максимального провисания провода и расположенные друг над другом с определенным сдвигом по вертикали.

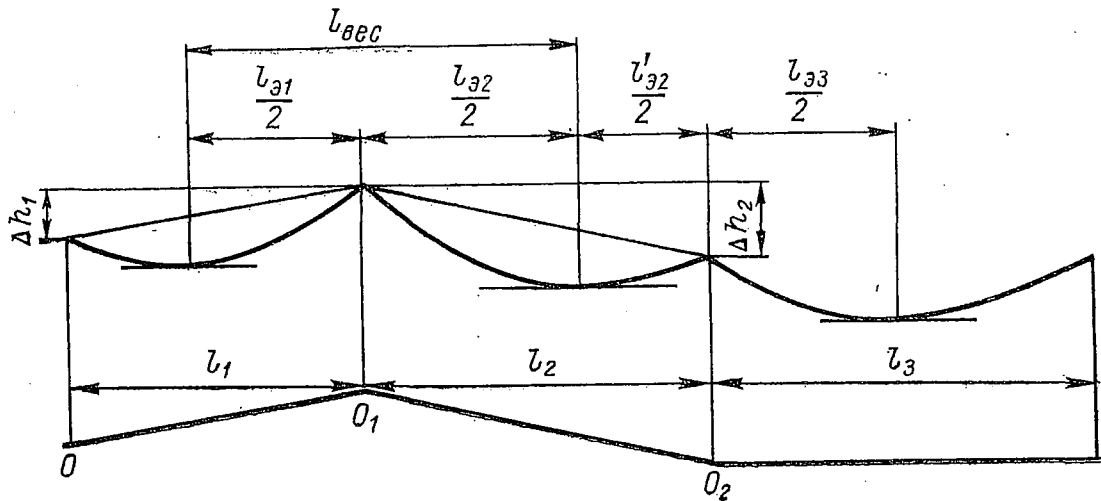


Рис. 4-3. Линия электропередачи с разными высотами точек подвеса провода

Кривая максимального провисания провода строится по формуле (1-15), которая для удобства вычислений приводится к виду

$$y = \frac{\gamma x^2}{2\sigma} = \frac{\gamma \cdot 10^4}{2\sigma} \left( \frac{x}{100} \right)^2 = k_{ш} \left( \frac{x}{100} \right)^2 \quad (4-3)$$

При построении шаблона возникает вопрос, какому значению пролета должно соответствовать напряжение  $\sigma$  в формуле (4-3), которое изменяется в зависимости от пролета. При идеально ровной местности все пролеты будут одинаковыми и равными  $l_{габ}$ . Очевидно, что в таком случае следует принимать напряжение, соответствующее габаритному пролету.

При различных значениях пролетов в пределах анкерowanego участка линии в проводах устанавливается напряжение, соответствующее значению так называемого приведенного пролета, определяемого по формуле

$$l_{пр} = \sqrt{\frac{\sum_1^n l_i^3}{\sum_1^n l_i}}, \quad (4-4)$$

где  $l_i$  — значения отдельных пролетов в пределах рассматриваемого анкерowanego участка.

Таким образом, приведенным пролетом называется условный пролет, равный корню квадратному из суммы кубов пролетов, деленной на длину анкерowanego участка.

При сильно пересеченном профиле или при большой разности точек подвеса на опорах (например, на больших переходах) приведенный пролет определяется с учетом угла  $\theta$  (см. рис. 1-15):

$$l_{\text{пр}} = \sqrt{\frac{\sum_1^n l_i^3 \cos \theta_i}{\sum_1^n \frac{l_i}{\cos \theta_i}}} \quad (4-5)$$

Формулой (4-5) следует пользоваться при значениях  $\text{tg } \theta_i > 0,25$ . При  $\text{tg } \theta_i \leq 0,25$  приведенный пролет определяется по формуле (4-4).

Вывод формул приведенного пролета приводится в технической литературе [2, 3].

В обычных условиях средний арифметический пролет анкерowanego участка получается около 90% габаритного пролета. В практике проектирования обычно строят шаблон, исходя из значения

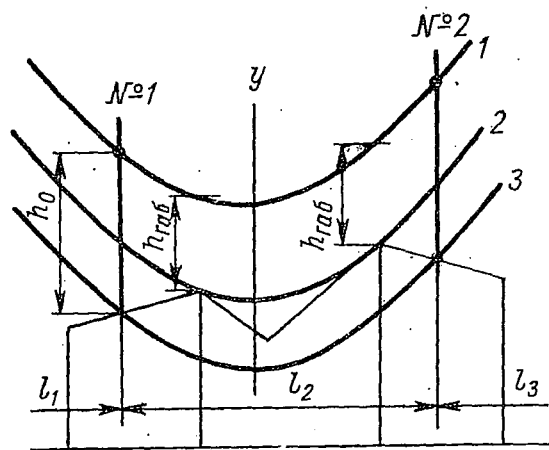


Рис. 4-4. Наложение шаблона на профиль

напряжения, соответствующего предполагаемому приведенному пролету (т. е. 90% габаритного). После расстановки опор по профилю вычисляют значения приведенных пролетов в отдельных анкерowanych участках и проверяют полученную погрешность стрел провеса. Повторное построение шаблона производят для анкерowanych участков, в которых значения  $y$ , вычисленные по формуле (4-3) при точных значениях напряжения  $\sigma$ , отличаются от значений по шаблону более чем на 0,5 м.

Для пояснения построения шаблона предположим, что задача определения положения опор, при котором обеспечен требуемый габарит до земли, решена и опоры № 1 и 2 установлены, как показано на рис. 4-4. Наложим кривую 1 провисания провода, вычисленную по формуле (4-3) и построенную в том же масштабе, как и профиль, так, чтобы она проходила через точки подвеса провода на опорах. Как показано на рисунке, точка подвеса провода на опоре № 1 расположена на высоте  $h_0$  над землей; точка подвеса провода на опоре № 2 находится на такой же высоте.

Для проверки габарита достаточно провести на шаблоне кривую 2, сдвинутую по вертикали вниз от кривой 1 на расстояние, равное требуемому габариту. Обычно принимают некоторый запас габарита: 0,3—0,5 м, с учетом возможных неточностей профиля, и сдвигают кривую 2 вниз на расстояние  $h_{\text{таб}} = \Gamma + (0,3 \div 0,5)$  м. Если кривая 2 не пересекает линию профиля, а только касается

ее, как показано на рис. 4-4, то требуемый габарит выдержан. Чтобы правильно накладывать шаблон без измерения и обозначения высоты подвеса провода на опорах  $h_0$ , достаточно провести кривую 3, сдвинутую вниз от кривой 1 на расстояние  $h_0$ .

Разбивочный шаблон показан отдельно на рис. 4-5. Верхняя парабола 1 называется кривой провисания провода, средняя парабола 2 — габаритной кривой, нижняя парабола 3 — земляной кривой.

Пример расстановки опор по профилю показан на рис. 4-6. Положение концевых опор установлено заранее в зависимости от выбранного положения подстанции. Положение угловых опор должно

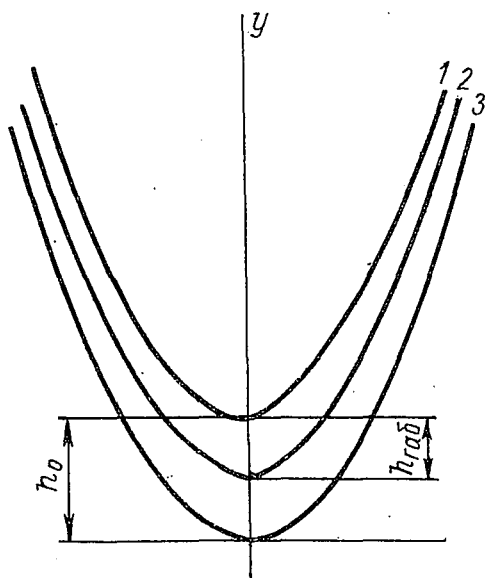


Рис. 4-5. Разбивочный шаблон

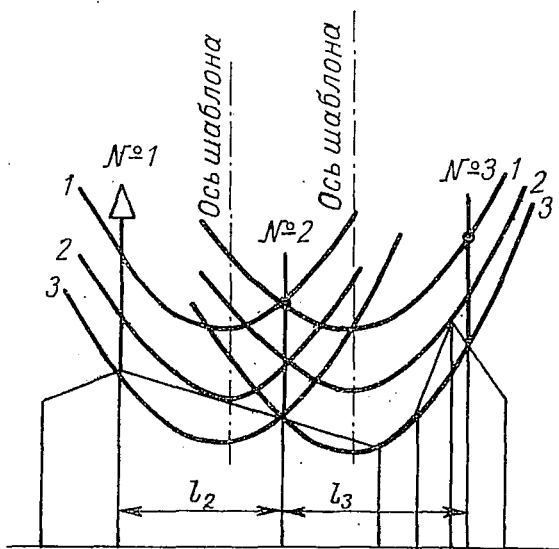


Рис. 4-6. Расстановка опор при помощи шаблона

обязательно совпадать с углами поворота линии, определенными соответствующими точками на профиле. Поэтому расстановку опор начинают с концевой или угловой опоры и продолжают в пределах участка до следующего угла или до анкерной опоры, положение которой может быть установлено заранее (например, до анкерной опоры перехода через железную дорогу).

Предположим, что опора № 1 на рис. 4-6 является концевой или угловой. Наложим шаблон на профиль так, чтобы кривая 3 пересекала профиль в точке установки № 1, а ось шаблона была вертикальной. Перемещаем шаблон так, чтобы габаритная кривая 2 касалась профиля. Точка пересечения земляной кривой 3 с профилем определяет положение следующей опоры № 2. Отмечаем место установки опоры № 2 и, повторяя операцию наложения шаблона, находим точку установки опоры № 3, а затем последующих опор до конца прямого участка трассы. Если последний пролет окажется малым, то его увеличиваем за счет некоторого сокращения предыдущих пролетов. Рекомендуется расставлять опоры так, чтобы смежные пролеты промежуточных опор отличались по длине друг от друга не более чем в два раза.



При расстановке опор надо следить, чтобы были выдержаны значения ветровых и весовых пролетов, определяемые по формулам (4-1) и (4-2), в соответствии с паспортными данными применяемых опор. Необходимо также следить за тем, чтобы точки установки опор не попадали на неудобные места — болота, поймы, грунтовые дороги, крутые склоны и т. п.

При расстановке опор по профилю могут встретиться некоторые особые случаи, которые будут рассмотрены в § 4-4.

#### 4-4. Проверка опор на вырывание

При расстановке опор на пересеченной местности могут встретиться случаи, когда опора № 3 устанавливается на значительно более низкой отметке, чем соседние опоры № 2 и 4 (рис. 4-7). Если

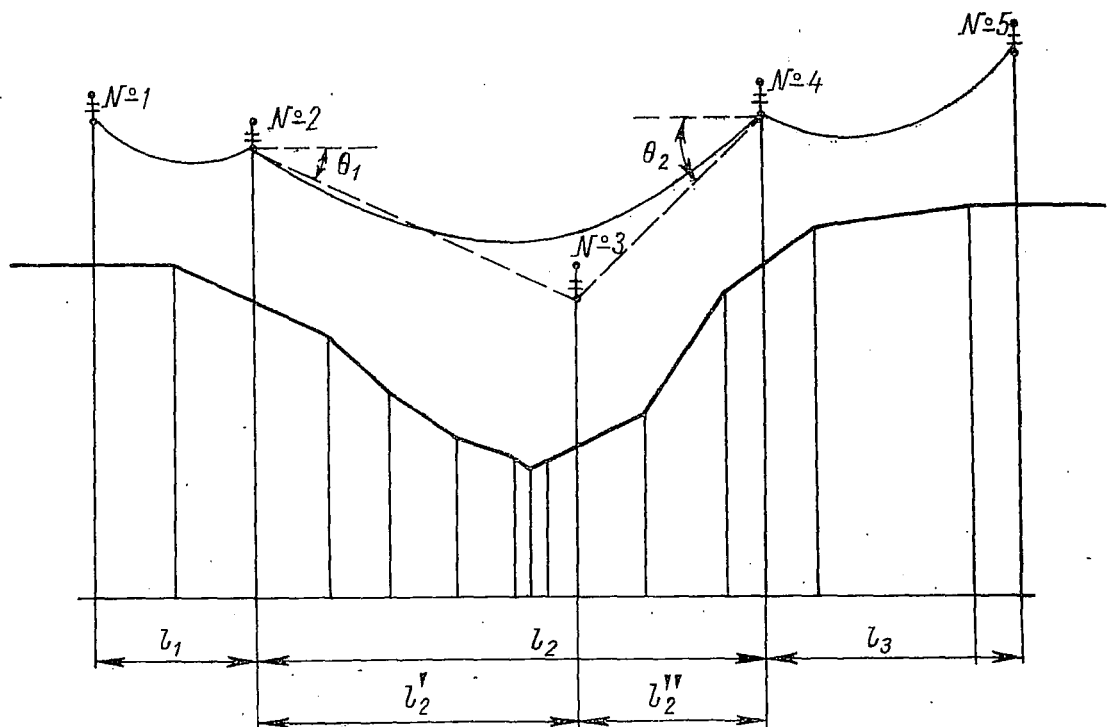


Рис. 4-7. Установка одной из опор на низкой отметке

опора № 3 является промежуточной, то необходимо проверить, не будет ли равнодействующая тяжения провода направлена вверх.

Проверка производится при помощи шаблона, построенного по напряжению в проводе при низшей температуре. Шаблон накладывают на профиль так, чтобы он прошел через точки подвеса провода на опорах № 2 и 4. Если кривая шаблона будет выше точки подвеса провода на опоре № 3, то это значит, что на опору № 3 будет действовать сила, направленная вверх.

Возникает вопрос, зачем устанавливают опору № 3, если кривая провисания провода при отсутствии этой опоры располагается выше, т. е. с избытком обеспечивает требуемый габарит над землей. Установка опоры № 3 необходима в случаях, если при отсутствии

этой опоры значения  $(l_1 + l_2)/2$  или  $(l_2 + l_3)/2$  превышает ветровой пролет, принятый в расчете применяемых опор.

Вертикальная сила, направленная вверх, будет поднимать («поддергивать») поддерживающую гирлянду, что вызовет замыкание провода на землю через траверсу опоры.

Для предотвращения подъема поддерживающих гирлянд могут применяться следующие мероприятия:

- а) подвеска грузов на гирляндах опоры № 3;
- б) установка анкерной опоры вместо промежуточной опоры № 3;
- в) установка пониженных опор № 2 и 4 и повышенной № 3;
- г) ослабление тяжения провода.

Вырывающая сила  $V$  определяется по формуле

$$V = H (\operatorname{tg} \theta_1 + \operatorname{tg} \theta_2),$$

где  $H$  — тяжение провода при низшей температуре;  $\theta_1$  и  $\theta_2$  — углы наклона к горизонтали прямых, соединяющих точки подвеса на опорах № 2 и 3, № 3 и 4 (рис. 4-7).

Вес груза  $G_{\text{гр}}$  рекомендуется принимать равным

$$G_{\text{гр}} \geq V + (0,3 \div 0,5) p_1 l_{\text{габ}},$$

где  $p_1$  — вес провода без гололеда, даН/м;  $l_{\text{габ}}$  — габаритный пролет опор.

При большой разности отметок вес необходимых грузов получается очень значительным. В этих случаях целесообразно заменить промежуточную опору на низкой отметке анкерной опорой.

Применение повышенных и пониженных опор возможно при наличии соответствующих конструкций опор используемого типа.

Ослабление тяжения может быть рекомендовано только в исключительных случаях, так как при этом увеличиваются стрелы провеса, а следовательно, и необходимое число опор на всем анкеро-ванном участке.

#### 4-5. Расчет монтажных стрел провеса

При монтаже провод должен быть подвешен с таким тяжением, чтобы напряжения в проводе во всех режимах соответствовали расчетным значениям. Тяжение провода может быть измерено непосредственно при помощи динамометра или определено косвенным путем по значению стрелы провеса. Последний способ дает более надежные результаты, поэтому необходимое тяжение определяют по замеру стрел провеса. В большинстве случаев можно измерять стрелы провеса путем визирования с опоры на опору, что наиболее просто и удобно (рис. 4-8, а, 4-9).

Если стрела провеса превышает высоту точки подвеса провода на опоре, то следует визировать либо стрелу провеса по наклонной прямой, параллельной прямой, соединяющей точки подвеса (рис. 4-8, б), либо стрелу провеса малого эквивалентного пролета (рис. 4-8, в, г).

На анкерном участке достаточно замерять стрелы провеса в двух-трех пролетах. Поэтому обычно выбирают пролеты, в которых можно визировать стрелу провеса с опоры на опору. Визирование с земли по рис. 4-8, б, г или визирование стрелы малого эквивалентного пролета с опоры по рис. 4-8, в приходится производить лишь в тех случаях, когда обе опоры анкерного типа.

Как было указано в § 4-3, в проводах анкерного участка с разной длиной пролетов устанавливается напряжение, соответствующее значению приведенного пролета. Поэтому стрелы провеса для отдельных пролетов анкерного участка нельзя определять по систематическому расчету провода, в котором значения стрел провеса указаны для напряжений, соответствующих фактическим

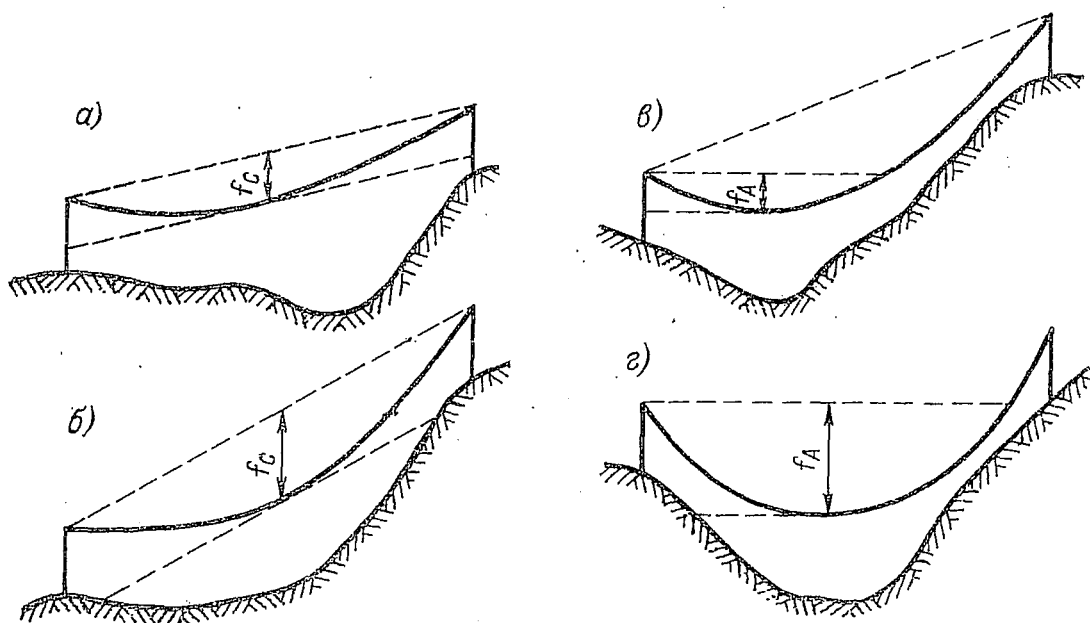


Рис. 4-8. Возможные случаи визирования стрел провеса

пролетам. Монтажные стрелы провеса следует вычислять по формуле

$$f = \frac{\gamma_1 l^2}{8 \sigma_{\text{пр}}}, \quad (4-6)$$

где  $l$  — длина фактического пролета;  $\sigma_{\text{пр}}$  — напряжение, соответствующее приведенному пролету.

Расчет монтажных стрел провеса можно также производить по формуле

$$f = f_{\text{пр}} \left( \frac{l}{l_{\text{пр}}} \right)^2, \quad (4-7)$$

которая упрощает вычисления.

Зависимость стрел провеса от температуры практически линейна. Поэтому можно вычислить стрелы провеса для значений приведенных пролетов по систематическому расчету для температур  $-40^\circ \text{C}$  и  $+40^\circ \text{C}$ , соединить полученные точки прямыми и определить стрелы провеса для промежуточных температур по нанесенным прямым, т. е. путем линейной интерполяции (рис. 4-10).

Следует отметить, что такой способ дает более точные результаты, чем вычисление стрел провеса по значениям напряжений, определенных из уравнения состояния для различных температур (из-за возможных погрешностей в расчетах напряжений). Стрелы провеса для конкретных пролетов определяют по формуле (4-7).

Результаты расчетов монтажных стрел можно представить в виде таблиц или кривых. Учитывая возможные ошибки при отсчетах по кривым в полевых условиях, можно рекомендовать представление монтажных стрел провеса в виде таблиц. Пример оформления монтажных стрел провеса приводится в табл. 4-2.

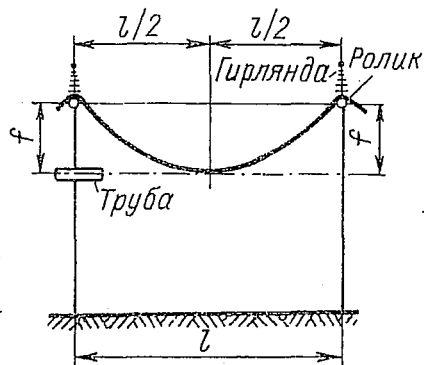


Рис. 4-9. Визирование стрелы провеса с опоры

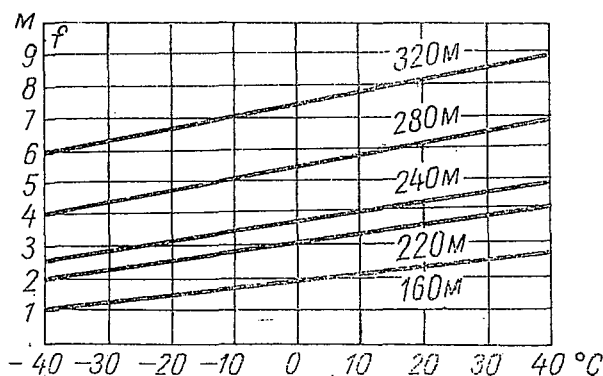
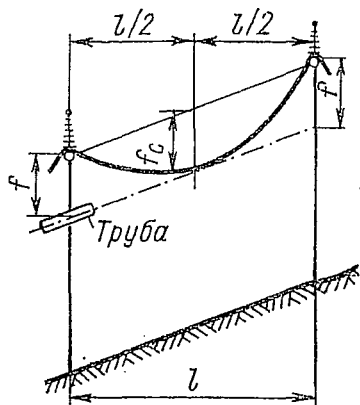


Рис. 4-10. Вспомогательный график для расчета монтажных стрел провеса

В процессе работы на линии провода вытягиваются, и стрелы провеса увеличиваются. Вытяжка происходит в основном в течение первого зимнего периода эксплуатации линии, когда напряжения в проводе достигают наибольших значений при воздействии низших температур и дополнительных нагрузок (гололед). В последующие годы этот процесс постепенно затухает.

Комиссия СИГРЭ (Международной конференции по электрическим сетям) разработала точный метод расчета вытяжки провода в зависимости от его конструкции, характеристики и условий работы. В общем виде вытяжка выражается формулой

$$e = FT^n,$$

где  $e$  — вытяжка за рассматриваемый период;  $F$  — удлинение за 1 ч;  $T$  — время;  $n$  — показатель степени. Необходимые для расчета данные приведены в работе [26] в виде графиков и таблиц.

### Монтажные стрелы провеса

Анкерованные участки			Число пролетов	Приведенный пролет, м	Допускаемое напряжение, даН/мм <sup>2</sup> (кгс/мм <sup>2</sup> )	Расчетные пролеты	
Номер участка	Длина, м	Номера пограничных опор				Длина, м	Номера пограничных опор
1	50	0—1	1	50	5,0	50	0—1
2	2800	1—11	10	250	12,2	220	3—4
						280	7—8
						240	9—10

Для компенсации увеличения стрел провеса и возможного нарушения требуемых расстояний над землей и пересекаемыми сооружениями необходимо уменьшить стрелы провеса при монтаже, т. е. перетянуть провод. Необходимую перетяжку указывают в монтажных таблицах или в примечаниях к ним. В обычных условиях перетяжку принимают в пределах 3—10%.

#### 4-6. Расчет переходов

Расчет переходов, установка переходных опор и монтаж проводов должны выполняться особенно точно, так как недостаточные габариты над пересекаемыми объектами совершенно недопустимы.

Основной задачей расчета переходов является определение высоты над пересекаемыми объектами. В первом приближении эту высоту можно определять при расстановке опор по профилю с помощью шаблона (по расстоянию от кривой  $l$  шаблона до пересекаемого объекта). После выбора положения опор по шаблону необходимо проверить полученное расстояние путем расчета, исходя из отметок точек подвеса провода на опорах  $h_A$  и  $h_B$  и расстояния  $x$  до пересекаемого объекта (рис. 4-11).

Вертикальное расстояние от провода до пересекаемого объекта

$$\Gamma = h_B - y - h, \quad (4-8)$$

где  $h_B$  — отметка подвеса провода на опоре;  $h$  — отметка пересекаемого объекта;

$$y = \frac{\gamma x}{2\sigma} (l - x) + x \operatorname{tg} \theta. \quad (4-9)$$

Значения  $\sigma$  и  $\gamma$  принимаются из расчета провода для режима, в котором стрела провеса получается наибольшей. Отметим, что габариты на переходах через железную дорогу определяются при температуре  $+70^\circ \text{C}$  (с учетом нагрева проводов электрическим

провода АС 150/24

Монтажные стрелы, м, при температуре воздуха, °С						
-30	-20	-10	0	+10	+20	+30
0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90
2,45	2,71	2,97	3,23	3,49	3,75	4,01
3,96	4,38	4,80	5,22	5,64	6,06	6,48
2,91	3,22	3,53	3,84	4,15	4,46	4,77

током), на пересечениях линий между собой — при температуре  $+15^{\circ}\text{C}$ , а на пересечениях остальных инженерных сооружений — при высшей температуре без учета нагрева проводов или при гололеде без ветра.

Если переход ограничен с обеих сторон анкерными опорами, то расчет габарита производится только по нормальному режиму.

Если одна или обе опоры перехода промежуточные, то при пересечениях линий связи, железных и автомобильных дорог, трамвайных и троллейбусных линий, надземных трубопроводов и канатных дорог линиями с проводами сечением менее  $185\text{ мм}^2$  требуется расчет габарита по аварийному режиму при обрыве провода в соседнем пролете. Этот расчет производится в режиме среднегодовой температуры при отсутствии гололеда и ветра. Способы определения тяжения провода при обрыве изложены выше в гл. III.

При пересечениях воздушных линий между собой расчет на обрыв провода в соседнем пролете не требуется.

**Пример 4-1.** Рассчитать переход линии 110 кВ с металлическими промежуточными опорами и проводами АС 185/29 через шоссе II категории с отметкой полотна 120 м (рис. 4-11). Линия проходит во II районе гололедности и в III ветровом районе с температурой  $t_3 = 0^{\circ}\text{C}$ . До ближайших анкерных опор с обеих сторон перехода — по два пролета. Пролет перехода 300 м, расстояние от правой опоры до оси дороги 200 м, отметки точек подвеса провода на опорах одинаковы и равны 134 м. Длина гирлянды  $\lambda = 1,3\text{ м}$ , вес гирлянды 40 даН (кгс).

Согласно ПУЭ вертикальное расстояние от провода до полотна дороги должно быть при нормальном режиме не менее 7 м, а при обрыве провода в соседнем пролете — не менее 4,5 м.

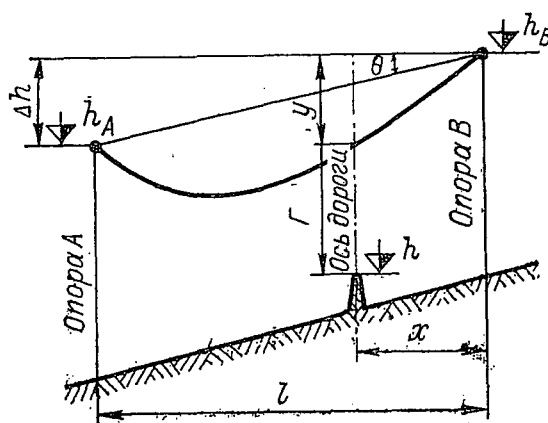


Рис. 4-11. Переход через шоссе II категорию

Расчет в нормальном режиме произведен при температуре  $+ 40^{\circ} \text{C}$ . Решая уравнение состояния, найдем напряжение в проводе при этой температуре:  $\sigma = 5,47 \text{ даН/мм}^2 \text{ (кгс/мм}^2\text{)}$ .

Стрелу провеса над дорогой определяем по формуле (1-25):

$$y = \frac{\gamma_1 x}{2\sigma} (l - x) = \frac{3,46 \cdot 10^{-3} \cdot 200}{2 \cdot 5,47} (300 - 200) = 6,3 \text{ м.}$$

Габарит над дорогой

$$\Gamma = h_B - y - h = 134 - 6,3 - 120 = 7,7 > 7 \text{ м,}$$

что допустимо.

Расчет при обрыве в соседнем пролете производится согласно ПУЭ [10] при среднегодовой температуре  $t_3$  без гололеда и ветра.

Для построения кривой 1 (рис. 4-12) по формуле (3-2) найдем значение  $L_0$ :

$$L_0 = l + \frac{\rho_0^2 l^3}{24 H_0^2} = 300 +$$

$$+ \frac{0,728^2 \cdot 300^3}{24 \cdot 1560^2} = 300 + 0,245 = 300,245;$$

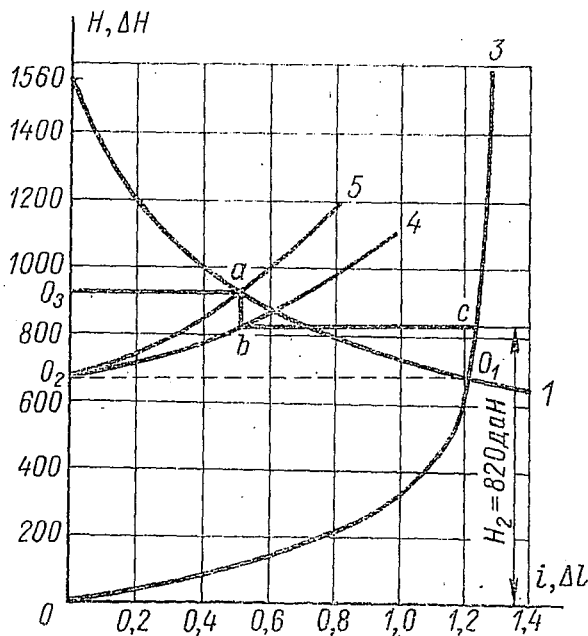


Рис. 4-12. Графический расчет тяжения при двух уцелевших пролетах

$$H = \sqrt{\frac{\rho_0^2 (l - \Delta l)^3}{24 [L_0 - (l - \Delta l)]}} = \sqrt{\frac{0,728^2 (300 - \Delta l)^3}{24 (300,245 - 300 + \Delta l)}} = \sqrt{\frac{0,0221 (300 - \Delta l)^3}{0,245 + \Delta l}}$$

Получаем:

$\Delta l$	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4
$H$	1560	1160	960	840	750	690	640	600

Для вычисления точек кривой 3 подставим численные значения в формулу (3-6):

$$i = \frac{\lambda}{\sqrt{1 + \left(\frac{\rho_0 l + 0,5 G_r}{\Delta H}\right)^2}} = \frac{1,3}{\sqrt{1 + \left(\frac{0,728 \cdot 300 + 0,5 \cdot 40}{\Delta H}\right)^2}} = \frac{1,3}{\sqrt{1 + \frac{5,7 \cdot 10^4}{\Delta H^2}}}$$

Получаем:

$\Delta H$	100	200	400	600	800	1000	1200	1400	1600
$i$	0,50	0,83	1,11	1,20	1,25	1,26	1,27	1,28	1,29

Построим кривые 1 и 3 по полученным точкам, а затем кривые 4 и 5 — при помощи измерителя по способу, описанному выше в § 3-3.

Проводя ломаную линию  $O_3abc$ , получаем редуцированное тяжение  $H_2 = 820$  даН (кгс). Находим напряжение в проводе

$$\sigma = H_2/F = 820/210 = 3,9 \text{ даН/мм}^2 \text{ (кгс/мм}^2\text{)}$$

и значение провеса над дорогой

$$y = \frac{\gamma_1 x}{2\sigma} (l - x) = \frac{3,46 \cdot 10^{-3} \cdot 200}{2 \cdot 3,9} (300 - 200) = 8,9 \text{ м.}$$

Габарит над дорогой

$$G = 135 - 8,9 - 120 = 6,1 \triangleright 4,5 \text{ м,}$$

что удовлетворяет требованиям ПУЭ.

Отметим, что согласно пятому изданию ПУЭ расчет габарита над дорогой при обрыве сталеалюминиевых проводов сечением  $185 \text{ мм}^2$  и более не требуется.

Если в результате расчета окажется, что габарит над дорогой менее требуемого, то необходимо либо изменить расстановку опор (лучше всего приблизить опору  $B$  к дороге), либо предусмотреть установку одной или обеих опор большей высоты.

В некоторых случаях, например на пересечениях с линиями связи, при недостаточных габаритах над пересекаемыми сооружениями производится переустройство последних. Воздушные линии связи можно заменять кабельными или изменять их трассу в пролете пересечения так, чтобы получить требуемые расстояния между проводами линии электропередачи и линии связи. В отдельных случаях целесообразно переустраивать пересекаемые воздушные линии электропередачи более низких напряжений.



## РАСПОЛОЖЕНИЕ ПРОВОДОВ И ТРОСОВ НА ОПОРАХ. НАГРУЗКИ НА ОПОРЫ

### 5-1. Расположение проводов и конструктивные схемы опор

На рис. 5-1 приводятся основные схемы расположения проводов, применяемые в отечественной и зарубежной практике на линиях трехфазного тока.

Провода могут быть расположены в один, два или три яруса. Расположение проводов в один ярус (рис. 5-1, *a—d*) принято называть **горизонтальным**, расположение в два или три яруса без смещения по горизонтали находящихся друг над другом проводов (рис. 5-1, *e—k*) называется **вертикальным**. Расположение проводов в два или три яруса, при котором находящиеся друг над другом провода имеют горизонтальное смещение  $A$  (рис. 5-1, *л—m*), называется **смешанным**.

При горизонтальном расположении проводов схлестывание проводов при неравномерной гололедной нагрузке и ветре менее вероятно. Поэтому ПУЭ рекомендуют в районах с толщиной стенки гололеда 15 и 20 мм отдавать предпочтение горизонтальному расположению проводов (при прочих равных условиях), в особо гололедных районах применение опор с горизонтальным расположением проводов является обязательным.

Горизонтальному расположению проводов следует также отдавать предпочтение в районах, где наблюдается частая и интенсивная пляска проводов.

Необходимо учитывать, что на опорах с горизонтальным расположением проводов возможность схлестывания при неравномерной нагрузке их гололедом исключается только при отсутствии тросов (рис. 5-1, *a*). При неудачном расположении тросов возникает опасность схлестывания их с проводами. Для исключения схлестывания необходимо предусматривать достаточные расстояния между проводами и тросами по вертикали и возможно бóльшие смещения в горизонтальном направлении (рис. 5-1, *б*).

На одноцепных линиях с горизонтальным расположением проводов и без грозозащитных тросов штыревые изоляторы могут быть закреплены на одностоечной опоре с одной траверсой (рис. 5-1, *a*). При подвесных изоляторах для обеспечения подвески среднего

провода опора должна быть выполнена либо двухстоечной (портальной — рис. 5-1, б), либо одностоечной с разделением верхней части ствола на две ветви (опора типа «рюмка» — рис. 5-1, в).

Двухцепные линии с горизонтальным расположением проводов могут быть выполнены на порталных опорах (рис. 5-1, г) или на одностоечных опорах (рис. 5-1, д).

Опоры с вертикальным расположением проводов без горизонтального смещения в соседних ярусах (рис. 5-1, е—к) могут применяться согласно ПУЭ только на линиях напряжением менее 35 кВ, выполняемых обычно со штыревыми изоляторами (рис. 5-1, е, ж, и). Опоры с подвесными изоляторами — одноцепные с треугольным расположением проводов (рис. 5-1, з) и двухцепные с верти-

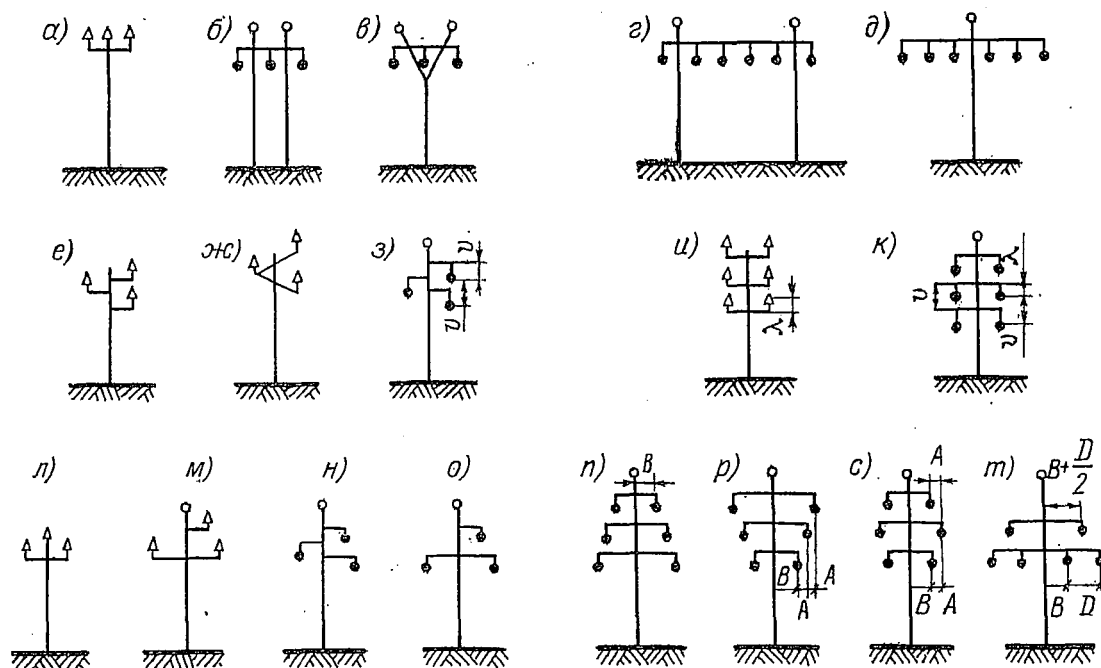


Рис. 5-1. Схемы расположения проводов

кальным расположением проводов (рис. 5-1, к) — часто применяются за рубежом в странах и районах с отсутствием гололеда. Новая редакция ПУЭ допускает вертикальное расположение проводов на линиях любого напряжения при достаточных расстояниях проводов соседних ярусов по вертикали (см. § 5-2).

При смешанном расположении проводов одноцепные опоры со штыревыми изоляторами выполняются обычно с закреплением одного изолятора в вершине ствола опоры и двух изоляторов на траверсе (рис. 5-1, л). В случае необходимости подвески грозозащитного троса он закрепляется в вершине ствола опоры, а изоляторы — на траверсах (рис. 5-1, м). На одноцепных опорах с подвесными изоляторами провода располагаются в вершинах треугольника (рис. 5-1, н и о). Разница между показанными схемами заключается в расположении траверс по высоте в двух или трех ярусах.

В отечественной практике в настоящее время применяются одноцепные опоры с расположением траверс в двух ярусах, которые более экономичны и позволяют использовать одинаковые траверсы для одноцепных и двухцепных опор (рис. 5-1, *о* и *с*).

Двухцепные опоры со смешанным расположением проводов могут быть выполнены с их размещением по двум наклонным прямым, сходящимся кверху (схема или тип «елка» — рис. 5-1, *п*), по двум прямым, сходящимся книзу (схема или тип «обратная елка» — рис. 5-1, *р*), а также с расположением проводов по вершинам шестиугольника (схема или тип «бочка» — рис. 5-1, *с*) или по вершинам двух треугольников (так называемая опора дунайского типа — рис. 5-1, *т*).

Из перечисленных типов двухцепных опор наиболее экономичны опоры с расположением проводов по схеме «бочка». Поэтому в отечественной практике двухцепные стальные и железобетонные опоры, как правило, выполняются такого типа.

Недостатком двухцепных опор с многоярусным расположением проводов по сравнению с одноцепными, в особенности с горизонтальным расположением проводов, является увеличение высоты опор. С увеличением высоты опор повышаются ветровые и гололедные нагрузки, ухудшаются условия грозозащиты. Однако двухцепные опоры, рассчитанные с учетом влияния указанных факторов, имеют практически такую же надежность, как и одноцепные.

## 5-2. Расстояния между проводами

Расположение проводов на опоре и расстояния между ними выбираются с учетом двух основных условий:

а) обеспечения минимальных расстояний по воздуху от проводов до опоры, требуемых по координации изоляции для предотвращения перекрытий на конструкцию опоры;

б) обеспечения минимальных расстояний между проводами, необходимых по условиям работы проводов в пролете для исключения возможности опасного сближения и схлестывания проводов друг с другом и проводов с тросами в пролете.

В табл. 5-1 указаны наименьшие допустимые изоляционные воздушные промежутки, требуемые ПУЭ для линий напряжением 1—500 кВ.

При прохождении линий электропередачи в горных районах наименьшие изоляционные расстояния по рабочему напряжению и по внутренним перенапряжениям должны быть увеличены на 1% на каждые 100 м выше 1000 м над уровнем моря.

В расчетах приближения проводов и не изолированной от них арматуры к элементам опор при атмосферных и внутренних перенапряжениях, а также при рабочем напряжении принимается отклоненное положение гирлянд и петель шлейфов, соответствующее следующим сочетаниям климатических условий: при атмосферных

Наименьшие изоляционные расстояния по воздуху между токоведущими и заземленными частями, см

Расчетные условия	Напряжение линии, кВ							
	до 10	20	35	110	150	220	330	500
При грозовых перенапряжениях для изоляторов:								
штыревых	15	25	35					
подвесных	20	35	40	100	130	180	260	320
При внутренних перенапряжениях	10	15	30	80	110	160	215	300
При наибольшем рабочем напряжении	—	7	10	25	35	55	80	115
По условиям безопасного подъема на опору	—	—	150	150	200	250	350	450

и внутренних перенапряжениях скоростной напор  $0,1 q_{\text{макс}}$ , но не менее  $6,25 \text{ даН/м}^2$  ( $\text{кгс/м}^2$ ) (скорость ветра приблизительно  $0,3 v_{\text{макс}}$ ), температура  $+15^\circ \text{C}$ ; при рабочем напряжении максимальный нормативный скоростной напор ветра  $q_{\text{макс}}$  (скорость ветра  $v_{\text{макс}}$ ), температура  $-5^\circ \text{C}$ .

Угол отклонения поддерживающей гирлянды (рис. 5-2) определяется по формуле

$$\text{tg } \varphi_{\text{г}} = \frac{kP}{G + G_{\text{г}}/2}, \quad (5-1)$$

где  $P$  — горизонтальная составляющая тяжения провода и давления ветра на него в рассматриваемом режиме;  $G$  — вес провода;  $G_{\text{г}}$  — вес гирлянды изоляторов;  $k$  — коэффициент, принимаемый равным 1,0 при  $q = 40 \text{ даН/м}^2$ ; 0,9 — при  $55 \text{ даН/м}^2$  и 0,8 — при  $80 \text{ даН/м}^2$  и более; промежуточные значения определяются линейной интерполяцией.

Угол отклонения петли шлейфа принимается равным  $5-15^\circ$ .

Наименьшие изоляционные расстояния по условиям безопасного подъема на опору определяются от гирлянд и шлейфов в не отклоненном положении (за исключением поддерживающих гирлянд промежуточных угловых опор, которые принимаются отклоненными при отсутствии ветра и гололеда и температуре  $-15^\circ \text{C}$ ).

Опасные сближения или схлестывания проводов в пролете могут быть вызваны: а) пляской проводов; б) неравномерной нагрузкой проводов гололедом и «подскоком» провода при сбросе гололеда; в) действием ветра, вызывающим неравномерное отклонение проводов.

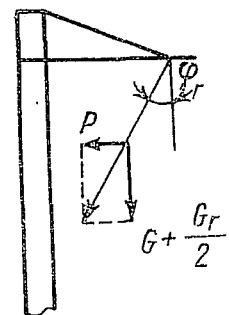


Рис. 5-2. Отклонение поддерживающей гирлянды изоляторов

Таблица 5-2

**Наименьшие горизонтальные смещения, м, соседних проводов  
на промежуточных опорах**

Расстояние между проводами по вертикали	Напряжение линий, кВ	Габаритная стрела провеса, м							
		4	5	6	8	10	12	14	16
2,5	35	0,70	0,70	1,00	1,60	2,00	2,30	2,50	2,60
3,0	35	0,70	0,70	0,70	1,30	1,80	2,15	2,35	2,55
	110	1,20	1,20	1,20	1,70	2,20	2,40	2,65	2,80
3,5	35	0	0,70	0,70	1,00	1,70	2,10	2,30	2,50
	110	1,20	1,20	1,20	1,50	2,00	2,40	2,60	2,70
	150	1,50	1,50	1,50	1,50	2,10	2,50	2,70	2,85
4,0	35	0	0,70	0,70	0,70	1,50	2,00	2,20	2,45
	110	0	1,20	1,20	1,20	1,70	2,20	2,50	2,65
	150	0	1,50	1,50	1,50	1,90	2,30	2,60	2,80
4,5	35	0	0	0,70	0,70	1,10	1,80	2,10	2,40
	110	0	0	1,20	1,20	2,50	2,00	2,40	2,60
	150	0	0	1,50	1,50	1,60	2,10	2,50	2,75
5,0	35	0	0	0	0,70	0,70	1,60	2,00	2,30
	110	0	0	0	1,20	1,20	1,80	2,30	2,50
	150	0	0	0	1,50	1,50	2,00	2,40	2,70
	220	0	0	2,00	2,00	2,00	2,30	2,70	3,00
5,5	35	0	0	0	0,70	0,70	1,00	1,90	2,25
	110	0	0	0	1,20	1,20	1,50	2,10	2,45
	150	0	0	0	1,50	1,50	1,60	2,20	2,60
	220	0	0	2,00	2,00	2,00	2,00	2,60	2,80
	330	0	0	2,50	2,50	2,70	3,05	3,30	3,65
6,0	35	0	0	0	0	0,70	0,70	1,60	2,10
	110	0	0	0	0	1,20	1,20	1,90	2,30
	150	0	0	0	0	1,50	1,50	2,00	2,50
	220	0	0	0	0	2,00	2,00	2,40	2,70
	330	0	0	0	2,50	2,60	2,95	3,25	3,60
6,5	35	0	0	0	0	0	0,70	1,10	1,90
	110	0	0	0	0	0	1,20	1,60	2,10
	150	0	0	0	0	0	1,50	1,70	2,30
	220	0	0	0	0	0	2,00	2,20	2,60
	330	0	0	0	0	2,50	2,85	3,15	3,55
7,0	35	0	0	0	0	0	0,70	0,70	1,60
	110	0	0	0	0	0	1,20	1,20	2,00
	150	0	0	0	0	0	1,50	1,50	2,10
	220	0	0	0	0	0	2,00	2,00	2,35
	330	0	0	0	0	2,50	2,70	3,10	3,50
7,5	330	0	0	0	0	2,50	2,50	3,00	3,45
8,0	330	0	0	0	0	2,50	2,50	2,90	3,40
8,5	330	0	0	0	0	2,50	2,50	2,80	3,20

На линиях со смешанным расположением проводов наблюдались случаи сближений и схлестываний проводов в пролете, а также проводов с тросами преимущественно при небольших горизонтальных смещениях на опорах проводов соседних ярусов или проводов и тросов. Основной причиной этих схлестываний являлась пляска проводов (см. § 1-4).

На основании исследований пляски проводов в дополнение и развитие ПУЭ были выпущены «Руководящие указания для выбора расстояний между проводами и между проводами и тросами на опорах ВЛ 35—500 кВ по условиям пляски проводов».

Согласно Руководящим указаниям и последней редакции ПУЭ наименьшие допустимые расстояния между проводами по вертикали и горизонтальные смещения проводов соседних ярусов на промежуточных опорах установлены в зависимости от напряжения линий и стрелы провеса при габаритном пролете. Для конкретных значений стрел провеса в пределах 3—16 м установлен ряд допустимых сочетаний вертикальных расстояний и горизонтальных смещений; при меньших вертикальных расстояниях требуются большие горизонтальные смещения и наоборот.

Наименьшие горизонтальные смещения соседних проводов, требуемые для промежуточных опор линий 35—330 кВ в районах умеренной пляски при обычно принимаемых расстояниях между проводами по вертикали, приводятся в табл. 5-2. В случаях, отмеченных в табл. 5-2 нулями, горизонтальные смещения соседних проводов не требуются.

В районе I с редкой пляской проводов допускается уменьшать горизонтальные смещения соседних проводов на 0,5 м по сравнению со значениями, указанными в табл. 5-2 (за исключением минимальных смещений на опорах 35 кВ, которые должны быть 0,50 м вместо 0,70 м в районах с умеренной пляской). В районе III с частой пляской требуются смещения соседних проводов, превышающие указанные в табл. 5-2; нормированные значения этих смещений приведены в последней редакции ПУЭ.

Горизонтальные смещения на опорах анкерного типа принимаются по табл. 5-3.

Для линий 500 кВ значения наименьших горизонтальных смещений при смешанном расположении проводов принимаются по указаниям ПУЭ-76.

Таблица 5-3

Наименьшие горизонтальные смещения, м, соседних проводов на опорах анкерного типа

Напряжение линий, кВ	Толщина стенки гололеда, мм	
	5—10	15—20
35	0,5	0,7
110	0,7	1,2
150	1,0	1,5
220	1,5	2,0
330	2,0	2,5

Помимо условий пляски большей или меньшей интенсивности работа проводов в пролете определяется районом гололедности. Опыт эксплуатации показывает, что в районах с толщиной стенки гололеда 15—20 мм (III и IV районы) требуются большие расстояния между проводами, чем в районах с толщиной стенки 5—10 мм (I и II районы). Расстояния по табл. 5-2 несколько больше расстояний, принимавшихся ранее в I—II гололедных районах; поэтому дополнительная проверка принятых по этой таблице расстояний в I—II районах гололедности не требуется. Только при стрелах провеса менее 2,5 м наименьшие расстояния  $d$  в метрах между проводами по прямой определяются по формуле

$$d = 1,0 + U/110 + 0,6 \sqrt{f}, \quad (5-2)$$

где  $U$  — напряжение линии, кВ;  $f$  — наибольшая стрела провеса, соответствующая габаритному пролету линии или фактическому пролету перехода, м.

В III—IV районах гололедности расстояния между проводами по прямой подлежат дополнительной проверке по формуле

$$d = 1,0 + U/110 + 0,6 \sqrt{f} + 0,15 V, \quad (5-3)$$

где  $V$  — расстояние между проводами по вертикали, м.

При стрелах провеса более 16 м расстояния между проводами на промежуточных опорах со смешанным расположением проводов в I—IV гололедных районах определяются по формуле (5-3).

Проверка при сбросе гололеда и при неравномерной гололедной нагрузке по новой редакции ПУЭ не требуется.

Точки крепления проводов в натяжных гирляндах опор анкерного типа имеют гораздо меньшую подвижность, чем в поддерживающих гирляндах промежуточных опор. Поэтому расстояния между проводами по прямой на всех опорах анкерного типа независимо от районов гололедности и расположения проводов определяются по формуле (5-2), а горизонтальные смещения на опорах анкерного типа принимаются по табл. 5-3 (независимо от значений стрел провеса).

При вертикальном расстоянии между проводами соседних ярусов, превышающем  $0,8 f + U/400$  при одиночных и  $f + U/400$  при расщепленных проводах, горизонтальное смещение соседних проводов на опорах всех типов не требуется; смещение не требуется также на линиях, проходящих в районах с отсутствием гололеда.

На линиях с горизонтальным расположением проводов без тросов неравномерная нагрузка проводов от гололеда, подскок провода при сбросе гололеда и пляска проводов не представляют опасности в отношении сближения и схлестывания проводов в пролете. При наличии грозозащитных тросов возможны схлестывания проводов с тросами (см. § 5-3).

На линиях напряжением 35 кВ и выше с подвесными изоляторами при горизонтальном расположении проводов расстояние между проводами определяется по формуле (5-2).

На линиях со штыревыми изоляторами напряжением 35 кВ и ниже провода имеют меньшую подвижность, чем на линиях с подвесными изоляторами. Для этих линий расстояния между проводами  $d$  в метрах при их любом расположении определяются по формуле

$$d = U/110 + 0,19 \sqrt{fb}, \quad (5-4)$$

где  $b$  — толщина стенки гололеда, мм. Остальные обозначения те же, что в формуле (5-2).

### 5-3. Расположение грозозащитных тросов

Согласно ПУЭ воздушные линии напряжением 110 кВ и выше с металлическими и железобетонными опорами должны быть защищены по всей длине от прямых ударов молнии грозозащитными тросами. Линии 35—220 кВ с деревянными опорами, а также линии 35 кВ с металлическими и железобетонными опорами защищаются тросами только на подходах к подстанциям (на участках протяженностью 1—2 км).

Линии со смешанным расположением проводов, как правило, защищаются одним тросом (рис. 5-3, а), линии с горизонтальным расположением проводов — двумя тросами (рис. 5-3, б). Линии 220 и 330 кВ со смешанным расположением проводов на опорах высотой 35—45 м иногда защищаются двумя тросами на подходах к подстанциям, а в отдельных случаях (в районах с сильной грозовой деятельностью) — по всей длине.

При одном грозозащитном тросе защитный угол  $\alpha$  должен быть не более  $30^\circ$ , а при двух тросах — не более  $20^\circ$ .

На металлических опорах с горизонтальным расположением проводов и двумя тросами в III, IV и особом гололедных районах, а также в районах с частой и интенсивной пляской допускается принимать угол защиты до  $30^\circ$ . На железобетонных и деревянных опорах с двумя тросами допускается увеличение защитного угла до  $30^\circ$  во всех случаях.

При защите линий двумя тросами расстояние между ними  $a$  должно быть не более пятикратного превышения тросов над проводами  $h$ .

На опорах с одним тросом горизонтальные смещения троса и верхнего провода, получаемые из условий соблюдения требуемых

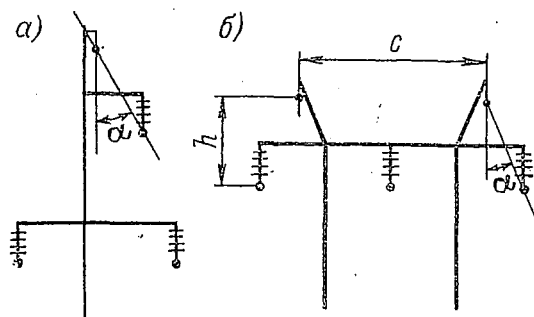


Рис. 5-3. Расположение тросов на опоре



воздушных промежутков от проводов до тела опоры, обеспечивают достаточные расстояния между проводами и тросом в пролете.

На опорах с двумя тросами можно принимать различные расстояния между проводами и тросами по вертикали  $h$ , обеспечивающие требуемый угол грозозащиты и отношение  $a/h < 5$  (рис. 5-3, б).

На некоторых линиях были приняты недостаточные горизонтальные смещения проводов и тросов, приводившие к схлестыванию проводов с тросами при пляске проводов. Поэтому были нормированы следующие наименьшие горизонтальные смещения проводов и тросов для двухтросовых промежуточных металлических и железобетонных опор: 1,0 м для ВЛ напряжением 35 кВ; 1,75 м для ВЛ 110 кВ; 2,0 м для ВЛ 150 кВ; 2,3 м для ВЛ 220 кВ и 2,75 м для ВЛ 330 кВ.

На ВЛ 35—150 кВ с деревянными опорами принимаются горизонтальные смещения проводов и тросов, указанные выше; на ВЛ 220 кВ с деревянными опорами смещение должно быть не менее 2,0 м. На промежуточных опорах ВЛ 500 кВ наименьшие горизонтальные смещения проводов и тросов определяются в зависимости от расстояния между проводом и тросом по вертикали и от габаритной стрелы провеса в пределах 2,0—4,0 м.

Наименьшие расстояния между проводом и тросом в середине пролета указаны выше в § 1-8. Следует отметить, что эти расстояния должны быть обеспечены при габаритном пролете, а не при наибольшем пролете, получающемся при расстановке опор по профилю данной линии.

#### 5-4. Методы расчета. Нагрузки на опоры

Силы, воздействующие на инженерные сооружения, в том числе на опоры и их основания, называются **нагрузками**. Простейшим видом нагрузки является собственный вес, который может быть определен с большой точностью. Нагрузки на опоры, возникающие под действием ветра, могут быть определены со значительно меньшей точностью в зависимости от данных наблюдений за определенный период.

Нагрузки, принимаемые в расчетах опор и их оснований, определяются в соответствии с действующими нормативными положениями (СНиП и ПУЭ).

До середины 60-х годов в СССР расчет стальных и деревянных опор производился по методу допускаемых напряжений, а расчет железобетонных опор и оснований фундаментов опор из любого материала — по методу разрушающих нагрузок.

В расчетах по методу допускаемых напряжений принимались установленные для различных случаев и материалов коэффициенты запаса. По своему значению эти коэффициенты были подобны коэффициентам запаса, принимаемым в расчетах проводов [см.

формулу (1-45) ]. Однако в отличие от расчетов проводов допускаемые напряжения в расчетах стальных опор определялись путем деления на коэффициент запаса предела текучести стали, а не предела прочности. Это объясняется тем, что при достижении предела текучести деформации элементов из стали настолько возрастают, что они становятся непригодными для дальнейшей эксплуатации. В расчетах деревянных опор учитывалась возможность загнивания дерева и допускаемые напряжения назначались с большими коэффициентами запаса.

В расчетах по методу разрушающих нагрузок коэффициент запаса определяется как отношение разрушающего усилия к усилию, возникающему при действии принятых нагрузок.

В настоящее время расчет опор и их оснований производится в СССР по новому методу — методу предельных состояний. Поэтому методы расчета по допускаемым напряжениям и по разрушающим нагрузкам ниже не рассматриваются. Данные о расчетах опор и их оснований по старым методам приводятся в работах [4, 6].

В расчетах по новому методу учитываются предельные состояния, при достижении которых конструкция перестает удовлетворять предъявляемым к ней требованиям.

Предельные состояния подразделяются на две группы. К первой группе относятся состояния, полностью исключающие возможность дальнейшей эксплуатации конструкции (например, вследствие потери устойчивости). При предельных состояниях второй группы эксплуатация возможна, но с некоторыми ограничениями.

Возможность возникновения того или иного предельного состояния зависит от ряда факторов, которые можно подразделить на три группы:

- а) механические свойства материалов, из которых изготовлена конструкция, или физические характеристики грунта основания;
- б) общие условия работы конструкции, условия ее изготовления;
- в) нагрузки.

Для облегчения понимания и практического использования перечисленных факторов в расчетах дадим упрощенные пояснения.

Механические свойства материалов, их способность сопротивляться силовым воздействиям определяются нормативным сопротивлением  $R^н$ , устанавливаемым нормами проектирования с учетом условий контроля и статистической изменчивости сопротивлений. Нормативное сопротивление может равняться значению контрольной, или браковочной, характеристики, устанавливаемой соответствующими стандартами на материалы. Возможные отклонения сопротивлений материалов и грунтов в неблагоприятную сторону учитываются коэффициентами безопасности. Результат деления нормативного сопротивления на коэффициент безопасности называется расчетным сопротивлением материала или грунта  $R$ . Эти величины и принимаются в расчетах конструкций и оснований. Значения расчетных сопротивлений для

расчетов деревянных, стальных и железобетонных опор даны ниже в гл. VI—VIII, характеристики грунтов, принимаемые в расчетах оснований,— в гл. IX.

Вторым фактором, определяющим возможность наступления предельного состояния, являются условия работы отдельных элементов. В качестве примера можно указать условия работы сжатых раскосов стальных опор из одиночных уголков, прикрепленных к поясам одной полкой. Для учета влияния этого фактора в расчеты вводятся коэффициенты условий работы, меньшие единицы; соответствующие их значения приводятся в гл. VI—IX.

Третьим фактором является изменчивость нагрузок. Мера их вероятного увеличения называется коэффициентом перегрузки  $n$ . В виде примера можно указать, что в расчетах нагрузки от собственного веса умножают на коэффициент перегрузки  $n = 1,1$ , так как вероятность превышения собственного веса мала. Нагрузки от гололеда умножают на коэффициент  $n = 2,0$ , учитывающий возможность значительного превышения этих нагрузок.

Нагрузки, соответствующие условиям эксплуатации конструкции или сооружения, называются нормативными нагрузками. К этому виду относятся все нагрузки, рассматривавшиеся в главах, посвященных расчету проводов.

В расчетах опор и их оснований по первому предельному состоянию принимают так называемые расчетные нагрузки, получаемые путем умножения нормативных нагрузок на коэффициенты перегрузки  $n$ . Эти коэффициенты определены в зависимости от вероятности превышения нагрузок различных видов и от состояния линии — так называемого режима.

Согласно ПУЭ и СНиП различают три режима, которые могут быть в процессе монтажа и эксплуатации линий: нормальный, аварийный и монтажный.

Нормальным режимом называется работа линии при необорванных проводах и тросах. При работе в этом режиме на опоры и их основания действуют постоянные нагрузки от собственного веса опор, изоляторов, проводов и тросов без гололеда. К постоянным нагрузкам относятся также нагрузки от тяжений проводов и тросов при среднегодовой температуре и отсутствии ветра и гололеда, передаваемые на опоры некоторых типов (угловые и концевые — см. ниже § 5-5). При работе линии в нормальном режиме опоры подвергаются периодически воздействию кратковременных нагрузок от давления ветра на провода, тросы и опоры, а также от веса гололеда на проводах и тросах. К кратковременным относятся также нагрузки от тяжения проводов и тросов сверх их значения при среднегодовой температуре. Работа линий в нормальном режиме происходит в течение большей части времени их эксплуатации, поэтому принимаемые в нормальном режиме сочетания нагрузок называются основными сочетаниями. В расчетах всех опор по

нормальному режиму принимаются расчетные нагрузки без каких-либо понижающих коэффициентов.

Аварийным режимом называется работа линии при обрыве проводов и тросов. Обрывы проводов и тросов должны быть устранены в возможно кратчайшие сроки для восстановления нормального режима работы линии. Продолжительность воздействия нагрузок аварийного режима сравнительно невелика, на некоторых линиях обрывы проводов и тросов не наблюдаются за все время их эксплуатации. Поэтому в расчетах по аварийному режиму расчетные нагрузки от веса гололеда и от тяжения проводов и тросов умножаются на понижающие коэффициенты сочетаний: 0,8—для промежуточных опор и их фундаментов, 0,9 — для анкерных опор и их фундаментов. Так, например, нормативное тяжение провода при обрыве на промежуточной опоре умножается на коэффициент перегрузки 1,3 (табл. 5-4) и коэффициент сочетаний 0,8, т. е. на  $1,3 \cdot 0,8 = 1,04$ . Нагрузки от собственного веса умножаются только на коэффициенты перегрузки и не умножаются на коэффициенты сочетаний.

Таблица 5-4

Коэффициенты перегрузки в нормальных и аварийных режимах

Вид нагрузок, действующих на опоры и фундаменты	Коэффициент перегрузки
От собственного веса конструкций опор и фундаментов, веса проводов, тросов и оборудования	1,1
От веса гололеда на проводах и тросах	2,0
От давления ветра на конструкции опор:	
при отсутствии гололеда на проводах и тросах	1,2
при наличии гололеда на проводах и тросах	1,0
От давления ветра на провода и тросы:	
свободные от гололеда	1,2
покрытые гололедом	1,4
Горизонтальные нагрузки от тяжения проводов и тросов, свободных от гололеда и покрытых гололедом	1,3

Примечания: 1. При расчете анкерных болтов коэффициент перегрузки от собственного веса принимается равным 0,9. 2. При расчете опор, фундаментов и оснований в монтажных режимах на все виды нагрузок вводится единый коэффициент перегрузки 1,1, за исключением нагрузок от веса монтера и монтажных приспособлений, для которых коэффициент перегрузки принимается равным 1,3.

Монтажным режимом называется работа конструкций в условиях монтажа опор, проводов и тросов. Сочетания этих нагрузок относятся к числу основных. Следует отметить, что в монтажном режиме конструкции могут рассчитываться с учетом временного усиления отдельных элементов или конструкции в целом.

Значения коэффициентов перегрузки, принимаемые в расчетах опор и фундаментов линий, приводятся в табл. 5-4.

Перейдем к определению нормативных нагрузок.

По направлению действия нагрузки можно подразделить на горизонтальные и вертикальные. Основными нагрузками, определяющими размеры элементов опор и фундаментов линий электропередачи, являются горизонтальные нагрузки, возникающие при действии ураганного ветра или при сочетаниях ветра с гололедом, а также нагрузки, возникающие при обрыве проводов и тросов. В этом отношении опоры линий электропередачи резко отличаются от ряда других сооружений, размеры которых определяются в основном постоянными нагрузками от собственного веса и полезными технологическими нагрузками, для которых предназначены сооружения.

В расчетах учитываются нагрузки следующих видов:

1. Горизонтальные: а) ветровая нагрузка на конструкцию опоры; б) ветровая нагрузка на провода и тросы; в) нагрузки от тяжения проводов и тросов.

2. Вертикальные: а) собственный вес опоры; б) вес гирлянд изоляторов (с арматурой); в) вес проводов и тросов (без гололеда и с гололедом — см. § 5-5); г) монтажные нагрузки (вес монтера с монтажными приспособлениями).

*Ветровая нагрузка на конструкцию опоры.* Статическая составляющая нормативной нагрузки от давления ветра на конструкцию опоры в деканьютонах (килограмм-силах) определяется по формуле

$$P_c^H = C_x q S, \quad (5-5)$$

где  $C_x$  — аэродинамический коэффициент, определяемый по таблицам, приводимым в СНиП II.6-74 «Нагрузки и воздействия» [16] и в специальной литературе;  $q$  — нормативный скоростной напор, даН/м<sup>2</sup> (кгс/м<sup>2</sup>), определяемый по табл. 1-3 или по скорости ветра, установленной в результате наблюдений, с учетом указаний § 1-3;  $S$  — площадь проекции конструкции, ее части или элемента по наружному обмеру с наветренной стороны на плоскость, перпендикулярную направлению ветра, м<sup>2</sup>.

Динамические составляющие нормативной ветровой нагрузки на конструкцию опоры, приложенные к середине участков, на которые разбивается опора, определяются по формуле

$$P_{dj}^H = M_j \xi \eta_j v, \quad (5-6)$$

где  $j$  — номер участка (рекомендуется разбивать опоры по секциям);  $M_j$  — масса  $j$ -го участка (секции) опоры, кг·с<sup>2</sup>/м;  $\xi$  — коэффициент динамичности, определяемый в зависимости от параметра  $\varepsilon = Tv/1200$  (здесь  $v = 4 \sqrt{1,2q} = 4,4 \sqrt{q}$ , где  $q$  — скоростной напор в зоне до 15 м;  $T$  — период первой формы собственных колебаний);  $\eta_j$  — приведенное ускорение  $j$ -го участка опоры;  $v$  — коэффициент, учитывающий корреляцию пульсации скорости ветра по высоте, принимаемый в зависимости от высоты опоры и параметра  $\varepsilon$ . Значения  $T$ ,  $\eta_j$  и  $v$  определяются по таблицам, приводимым в СНиП II.6-74 [16] и в специальной литературе.

Для нормальных стальных опор высотой до 50 м полная ветровая нагрузка, состоящая из статической и динамической составляющих, определяется по формуле

$$P^H = C_x q S \beta, \quad (5-7)$$

где  $C_x$ ,  $q$  и  $S$  — те же величины, что и в формуле (5-5), а  $\beta$  — коэффициент, учитывающий динамическое воздействие порывов ветра. Для стальных свободностоящих опор  $\beta = 1,50$ , для опор на оттяжках — 1,65, для свободностоящих порталных опор — 1,60. Для деревянных и железобетонных свободностоящих опор следует принимать  $\beta = 1$ .

Ветровая нагрузка на провода и тросы определяется по формулам:

при направлении ветра, перпендикулярном линии,

$$P^H = p_{4,5} l_{\text{ветр}}, \quad (5-8)$$

при направлении ветра под углом  $45^\circ$

$$P^H = 0,5 p_{4,5} l_{\text{ветр}}. \quad (5-9)$$

Указания по определению нагрузок на провода и тросы даны в § 1-3.

Нагрузки от тяжения проводов и тросов определяются по формуле

$$T = F \sigma, \quad (5-10)$$

где  $F$  — сечение провода,  $\text{мм}^2$ ;  $\sigma$  — напряжение в проводе в рассматриваемом режиме, определяемое из механического расчета,  $\text{даН/мм}^2$  ( $\text{кгс/мм}^2$ ).

Режимы, подлежащие рассмотрению при расчетах опор, указаны в § 5-5.

Нагрузка, действующая на промежуточные опоры с подвесными изоляторами при обрыве провода, зависит от типа зажима, применяемого на линии.

При подвеске нерасщепленных проводов в глухих зажимах нормативная нагрузка на промежуточные опоры по аварийному режиму принимается равной следующим условным значениям: при сечении проводов  $240 \text{ мм}^2$  и выше  $0,4 T_{\text{макс}}$  — для стальных опор,  $0,25 T_{\text{макс}}$  — для железобетонных; при сечении  $185 \text{ мм}^2$  и ниже  $0,5 T_{\text{макс}}$  — для стальных опор,  $0,3 T_{\text{макс}}$  — для железобетонных, где  $T_{\text{макс}}$  — наибольшее нормативное тяжение провода или проводов одной фазы. Для деревянных опор эта нагрузка принимается равной  $0,15 T_{\text{макс}}$  при сечении проводов  $500 \text{ мм}^2$  и выше,  $0,2 T_{\text{макс}}$  — при сечениях  $240\text{—}450 \text{ мм}^2$  и  $0,25 T_{\text{макс}}$  — при сечениях  $185 \text{ мм}^2$  и ниже.

При расщепленных проводах, одновременный обрыв которых менее вероятен, приведенные значения нагрузки умножаются на понижающие коэффициенты: 0,8 — при расщеплении на два провода; 0,7 — на три провода и 0,6 — на четыре провода.

В расчетах промежуточных опор линий 500 кВ с расщепленными проводами и глухими зажимами нормативная нагрузка аварийного режима принимается равной  $0,15 T_{\text{макс}}$ , но не менее 1800 даН (кгс), при зажимах ограниченной прочности заделки — 600—900 даН (кгс) от каждого провода.

Промежуточные опоры с креплением проводов на штыревых изоляторах при помощи проволочной вязки следует рассчитывать на нормативное тяжение одного провода, но не более 150 даН.

Нагрузка от тяжения троса при его обрыве принимается равной  $0,5 T_{\text{макс}}$ .

Нормативные нагрузки от тяжения проводов и тросов, действующие на опоры анкерного типа, определяются по формуле (5-10) без каких-либо понижающих коэффициентов.

*Вертикальные нагрузки* на опоры и фундаменты определяются следующим образом. Нормативные нагрузки от собственного веса опор принимаются по фактическому их весу, определяемому на основании рабочих чертежей, от веса гирлянд изоляторов — по данным каталогов.

Вес проводов и тросов, передаваемый на опору, определяется по формуле

$$G^H = p_{1,3} l_{\text{вес}} \quad (5-11)$$

В проектах типовых опор для определения нагрузок на опоры обычно принимают максимальное значение весового пролета  $l_{\text{вес}} = 1,25 l_{\text{габ}}$ , а при определении нагрузок на вырываемые фундаменты и в расчетах отклонений гирлянд — минимальное значение  $l_{\text{вес}} = 0,75 l_{\text{габ}}$ .

Монтажные нагрузки определяются в соответствии с принятыми методами монтажа. Нормативный вес монтажных приспособлений и монтера с инструментом принимается: 250 даН — для всех опор линий 500 кВ; 150 даН — для промежуточных опор линий 35—330 кВ с подвесными изоляторами; 200 даН — для анкерных опор; 100 даН — для всех опор линий со штыревыми изоляторами.

Монтажные вертикальные нагрузки принимаются приложенными в месте крепления изоляторов.

Элементы решетки опоры, за исключением горизонтальных элементов диафрагм, следует рассчитывать в монтажном режиме на нормативную нагрузку от веса человека, равную 100 даН.

## 5-5. Расчетные схемы опор

Все опоры линий электропередачи рассчитываются на нагрузки нормальных и аварийных режимов работы линии. Принимаемые нагрузки указаны в § 5-4.

**Промежуточные прямые опоры.** Они рассчитываются на следующие условия:

1. Провода и тросы не оборваны и свободны от гололеда. Ветер максимальной скорости направлен перпендикулярно линии. Следует также рас-

смагивать направление ветра под углом  $45^\circ$  к оси линии, если при этом направлении получаются большие усилия в отдельных элементах опоры и большие нагрузки на фундаменты.

2. Провода и тросы не оборваны и покрыты гололедом. Скорость ветра равна 50% максимальной (скоростной напор — 0,25 максимального). В III, IV и в особо гололедных районах скорость ветра — не менее 15 м/с, скоростной напор — не менее 14 даН/м<sup>2</sup>.

3. Аварийный режим для промежуточных опор с подвесными изоляторами: оборван провод (или провода) одной фазы. Гололеда и ветра нет. Тросы не оборваны.

В расчете следует считать оборванным тот провод, обрыв которого вызывает наибольшие усилия в рассматриваемых элементах.

4. Оборван один трос при тяжении, равном половине максимального. Гололеда и ветра нет. Провода не оборваны.

Расчетные схемы промежуточной одноцепной опоры изображены на рис. 5-4, где  $G_T$ ,  $G_{II}$ ,  $G_r$  — соответственно вес троса, провода и гирлянды;  $Q_T$ ,  $Q_{II}$  — ветровые нагрузки;  $T_{II}$  — тяжение провода.

**Промежуточные угловые опоры.** В нормальном режиме на промежуточные угловые опоры, помимо давления ветра на провода и опору, действует равнодействующая тяжения проводов и тросов  $P = 2T \sin(\alpha/2)$  (рис. 5-5), которая добавляется к давлению ветра на провод. Расчет промежуточных угловых опор по нормальному режиму производится по тем же двум схемам, как и промежуточных опор, — при отсутствии и наличии гололеда, причем направление ветра принимается по биссектрисе внутреннего угла поворота линии.

Расчет промежуточных угловых опор по аварийному режиму производится на те же нагрузки, что и промежуточных опор (см. § 5-4). При этом надо рассматривать наиболее неблагоприятный из двух случаев, соответствующих предельным значениям угла поворота, на которые рассчитывается данная опора. При наименьшем угле поворота линии неуравновешенная составляющая тяжения оборванного провода, перпендикулярная траверсе,  $T_{II} \cos(\alpha/2)$  достигает максимального значения (при  $\alpha=0$  значение  $T_{II} \cos(\alpha/2) = T_{II}$ ) и на опору действует наибольший крутящий момент. При наибольшем угле поворота составляющая  $T_{II} \cos(\alpha/2)$  уменьшается, но зато увеличивается составляющая  $T_{II} \sin(\alpha/2)$ , а также составляющие  $2T \sin(\alpha/2)$  в точках крепления гирлянд всех остальных проводов и тросов. Очевидно, что для грани ствола стальной опоры, перпендикулярной оси траверсы, расчетным будет первый случай, а для грани, параллельной оси траверсы, как правило, — второй (при наибольшем значении угла  $\alpha$ ).

Тяжение в необорванных проводах  $T$ , зависящее от нагрузки и температуры, определяется из механического расчета провода по соответствующим режимам.

**Анкерные опоры.** В нормальном режиме анкерные опоры, предназначенные для установки на прямых участках трассы, рассчитываются так же, как промежуточные опоры: на давление ветра максимальной скорости при отсутствии гололеда и на ветровое давление при гололеде. Тяжения проводов, закрепленных с обеих сторон анкерной опоры в натяжных гирляндах, могут быть различными (в зависимости от условий работы проводов на участках, ограничиваемых анкерными опорами). Поэтому анкерная опора может воспринимать разности тяжений в проводах и тросах  $\Delta T_{II}$  и  $\Delta T_T$ , что и учитывается в расчете (рис. 5-5, а).

Из опыта эксплуатации известно, что обрывы сталеалюминиевых проводов сечением 185 мм<sup>2</sup> и выше наблюдаются крайне редко. Поэтому согласно новой редакции ПУЭ опоры линий со сталеалюминиевыми проводами сечением 185 мм<sup>2</sup> и выше рассчитываются на обрыв проводов только одной фазы. Таким образом, в новой редакции ПУЭ требования к расчету нормальных опор анкерного типа в аварийном режиме (рис. 5-5, б) дифференцированы в зависимости от марок проводов, подвешиваемых на линии.

Для линий со сталеалюминиевыми проводами сечением 185 мм<sup>2</sup> и выше, а также со стальными канатами марок ТК нормальные опоры анкерного типа



рассчитываются по аварийному режиму на обрыв проводов одной фазы; тросы при этом считаются необорванными.

Для линий с алюминиевыми проводами, стальными проводами марок ПС и ПМС всех сечений и сталеалюминиевыми проводами сечением до 150 мм<sup>2</sup> включительно расчет нормальных опор анкерного типа производится на обрыв двух проводов, причем тросы считаются необорванными. На линиях этой категории с менее прочными проводами применяются также анкерные опоры облегченного типа, рассчитываемые на обрыв только одного провода.

В расчетах опор анкерного типа по аварийному режиму следует считать оборванными те провода или тросы, обрыв которых вызывает наибольшие усилия в рассматриваемых элементах опоры.

Для обеспечения достаточной прочности опор анкерного типа в продольном направлении в новую редакцию ПУЭ введена схема расчета таких опор по монтажному режиму на нагрузку, равную 2/3 максимального тяжения всех проводов и тросов, смонтированных в одном пролете при отсутствии проводов, тросов и временных оттяжек в другом пролете.

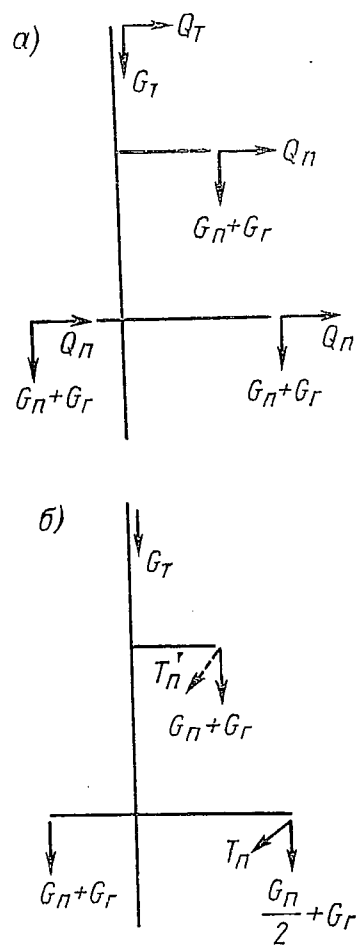


Рис. 5-4. Схемы нагрузок на промежуточную опору: а — при нормальном режиме; б — при аварийном режиме

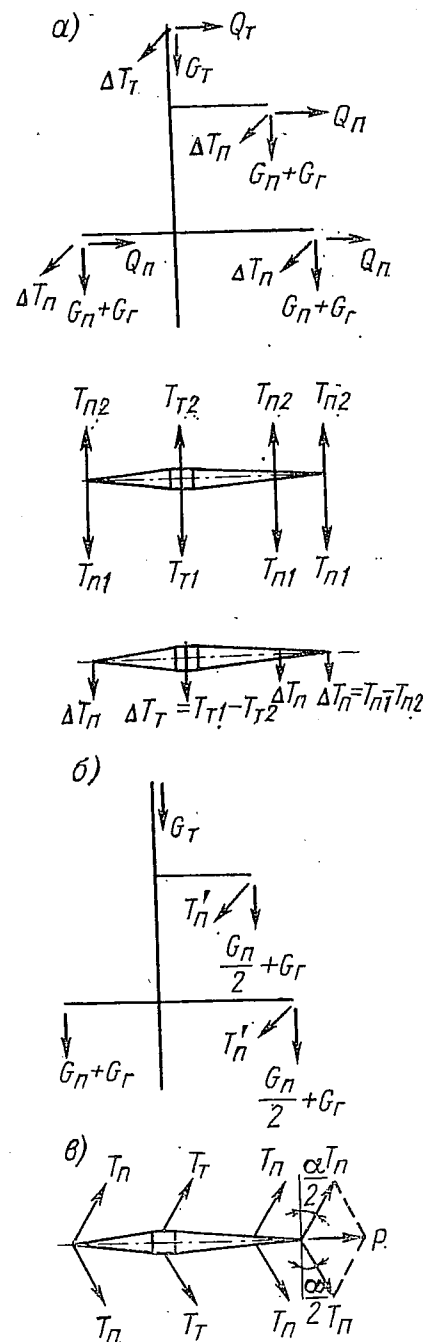


Рис. 5-5. Схемы нагрузок на анкерную и анкерную угловую опоры: а — при нормальном режиме работы анкерной опоры; б — при аварийном режиме работы анкерной опоры; в — при нормальном режиме работы анкерной угловой опоры

В расчете анкерных угловых опор, т. е. анкерных опор, устанавливаемых на углах поворота, учитываются составляющие тяжения проводов и тросов (рис. 5-5, в). Следует отметить, что при расчете на угол поворота  $60^\circ$  эти составляющие  $P = 2 T \sin (\alpha/2) = 2T \sin 30^\circ = T$ , т. е. анкерные угловые опоры рассчитываются на полное одностороннее тяжение проводов и тросов, и, таким образом, при конструкциях, равнопрочных вдоль и перпендикулярно линии (например, при квадратном сечении стальных опор), удовлетворяют расчетным схемам концевых опор с углом поворота  $0^\circ$ .

**Концевые опоры.** При нормальном режиме концевые опоры рассчитываются на полное одностороннее тяжение всех проводов и тросов. Расчет производится по обычным схемам нормального режима: а) при отсутствии гололеда и ветре максимальной скорости; б) при гололеде и ветре, соответствующем гололеду.

При пролетах меньше критического производится дополнительная проверка в режиме низшей температуры при отсутствии гололеда и ветра.

При аварийном режиме концевые опоры рассчитываются на такие же условия, как анкерные опоры, т. е. на обрыв проводов одной или двух фаз (в зависимости от материала и сечения проводов). Следует учитывать, что для одноцепной концевой опоры с расположением двух фаз с одной стороны от оси опоры и одной фазы — с другой обрыв проводов одной фазы создает более тяжелые условия загрузки, чем обрыв проводов двух фаз (в этом режиме на опору передается крутящий момент от тяжения проводов двух фаз, так как тяжение проводов фаз в сторону подстанции, подвешиваемых с очень малым тяжением, принимается равным нулю).

Необходимо отметить, что в расчетах двухцепных концевых опор иногда принимается условие односторонней подвески одной цепи. В этом случае на опору передается крутящий момент от тяжения трех проводов, это сочетание нагрузок является нормальным режимом для концевой опоры. Такая схема нагрузок приводит к значительному утяжелению концевых опор по сравнению с анкерными и анкерными угловыми. Поэтому рекомендуется не учитывать этой схемы нагрузок, а при временной подвеске одной цепи подвешивать на концевой опоре один провод с одной стороны опоры и два — с другой.

Все опоры анкерного типа должны быть проверены на следующие монтажные условия:

1. В одном из пролетов при любом числе цепей на опоре смонтирована лишь одна цепь, тросы не смонтированы.
2. В одном из пролетов на опоре смонтированы тросы, провода на опоре не смонтированы.

При проверке на эти условия можно в случае необходимости предусматривать временное усиление отдельных элементов опор и установку временных оттяжек. Однако, как было указано выше, все опоры анкерного типа должны выдерживать нагрузку, равную  $2/3$  максимального одностороннего тяжения проводов и тросов без установки временных оттяжек.

Траверсы всех опор должны быть рассчитаны на нагрузки, возникающие при принятом способе монтажа, и на дополнительные нагрузки от монтажных приспособлений и веса монтера с инструментом. Соответствующие нагрузки указаны в § 5-4.

Специальные опоры (например, отпаечные) рассматриваются по схемам, указанным выше, в зависимости от того, какому из перечисленных видов опор они соответствуют: промежуточным, анкерным, анкерным угловым и т. д.

## ДЕРЕВЯННЫЕ ОПОРЫ

6-1. Общие сведения о дереве  
как строительном материале

Деревянные опоры на воздушных линиях электропередачи в Советском Союзе, Америке, Швеции, Финляндии и некоторых других странах, располагающих лесными ресурсами, имеют самое широкое распространение. Положительными свойствами дерева как материала для опор являются: небольшой удельный вес, достаточно высокая механическая прочность, электроизоляционные свойства, способствующие повышению электрической прочности изоляции линии при атмосферных перенапряжениях, природный круглый сортимент (бревна), обеспечивающий простые конструкции с наименьшим сопротивлением ветру.

Недостатком древесины является подверженность ее гниению, однако против гниения имеется эффективное средство — пропитка различного рода антисептиками.

Наиболее эффективным и практически единственно применяемым в заводских условиях способом пропитки деревянных опор является обработка их деталей в пропиточных котлах маслянистыми антисептиками при подогреве до 75—90° С. В котлах при этом создается давление 0,4—0,8 МПа (4—8 ат) в зависимости от принятой технологии.

Пропитывать следует ошкуренную и очищенную от луба древесину, высушенную до воздушносухого состояния.

Особым свойством обладает древесина лиственницы. Срубленная зимой, когда деятельность лесных грибов, поражающих растущую древесину, практически парализована, она не требует пропитки антисептиками, так как вследствие большой смолистости не подвергается действию биржевых и домовых грибов.

Расчет деревянных опор ведется по предельному состоянию. При этом определяются напряжения в элементах опоры под действием расчетных нагрузок, которые сравниваются с расчетным сопротивлением древесины.

Условие расчета

$$\sigma \leq R, \quad (6-1)$$

где  $\sigma$  — действующее напряжение в элементе;  $R$  — расчетное сопротивление.

Расчетные сопротивления  $R$  пропитанной заводским способом древесины сосны даны в табл. 6-1. Если рассчитывается опора из непропитанной сосновой древесины, расчетные сопротивления, приведенные в таблице, умножаются на коэффициенты условий работы, учитывающие повышенную влажность и равные 0,85 для надземной части и 0,75 для подземной части опоры.

Таблица 6-1

Расчетные сопротивления древесины сосны, даН/см<sup>2</sup> (кгс/см<sup>2</sup>)

Вид напряженного состояния и характеристика элементов	Обозначение	Нормальный режим		Аварийный режим
		без гололеда	с гололедом	
1. Изгиб:	$R_{и}$			
а) все элементы, за исключением упомянутых в пп. «б» и «в»		130	160	210
б) элементы сплошного прямоугольного сечения с размером сторон 14 см и более при высоте сечения до 50 см		150	185	240
в) бревна, не имеющие врезок в расчетном сечении		160	195	240
2. Растяжение вдоль волокон:	$R_{р}$			
а) элементы, не имеющие ослабления в расчетном сечении		100	120	160
б) элементы, имеющие ослабление в расчетном сечении		80	100	130
3. Сжатие и смятие вдоль волокон	$R_{с}; R_{см}$	130	160	210
4. Сжатие и смятие по всей поверхности поперек волокон	$R_{с 90};$ $R_{см 90}$	18 21	22 24	29 34
5. Смятие местное поперек волокон:	$R_{см 90}$			
а) в опорных плоскостях конструкции		28	33	45
б) в лобовых врубках и шпонах		36	41	56
в) под шайбами при углах сечения от 90 до 60°		48	54	75
6. Скалывание вдоль волокон при изгибе и в соединениях (для максимального напряжения)	$R_{ск}$	24	29	39
7. Скалывание поперек волокон (для максимального напряжения)	$R_{ск 90}$	12	15	19

Расчетное сопротивление древесины смятию под углом  $\alpha$  к направлению волокон определяется по формуле

$$R_{см \alpha} = \frac{R_{см}}{1 + (R_{см}/R_{см 90} - 1) \sin^3 \alpha} \quad (6-2)$$

Расчетное сопротивление древесины скалыванию под углом  $\alpha$  к направлению волокон определяется по формуле

$$R_{ск \alpha} = \frac{R_{ск}}{1 + (R_{ск}/R_{ск 90} - 1) \sin^3 \alpha} \quad (6-3)$$

Расчетное сопротивление изгибу бревен, имеющих врезки в расчетном сечении, следует принимать как для элементов прямоугольника, вписанного в сечение в месте ослабления.

Для пропитанной древесины независимо от ее породы модуль упругости при определении деформации вдоль волокон принимается равным  $E = 100\,000$  даН/см<sup>2</sup>, для непропитанной древесины его значение уменьшается до 85 000 даН/см<sup>2</sup>.

## 6-2. Конструкции деревянных опор

Для линий электропередачи до 20 кВ включительно и линий 35 кВ со штыревыми изоляторами при сравнительно небольших расстояниях между проводами наиболее целесообразной является

одностоечная промежуточная опора с треугольным расположением проводов (рис. 6-1). Вследствие того что при обрыве провод проскальзывает в вязке на изоляторе, усилие, действующее на опору, не превышает 150 даН, и крутящий момент, приложенный к опоре, незначителен.

Анкерные и промежуточные угловые опоры для линий 6—10—20 кВ выполняются в виде А-образной конструкции (рис. 6-2). Анкерные опоры устанавливаются плоскостью вдоль линии, а угловые промежуточные — по биссектрисе угла поворота. Анкерные угловые опоры линий этого класса выполняются А-образными с подкосом, расположенным в плоскости, перпендикулярной плоскости опоры.

Для линий электропередачи 110 кВ, а также для линий 35 кВ с подвесными изоляторами долговечной практикой проектирования, строительства и эксплуатации воздушных линий установлен тип деревянных опор с горизонтальным расположением проводов. Промежуточная опора для линий этих напряжений представляет собой портал, имеющий

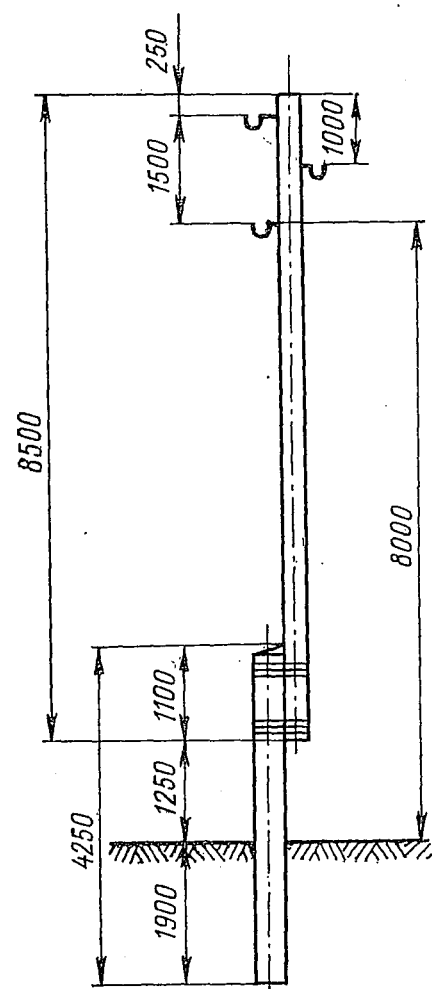


Рис. 6-1. Промежуточная опора ВЛ 6—10—20 кВ

две стойки и горизонтальную траверсу с консолями справа и слева (рис. 6-3). Промежуточные опоры с проводами АС 95/16 и более выполняются с ветровыми связями.

Общий вид унифицированной опоры 110 кВ с ветровыми связями дан на рис. 6-4. Расположение креста ветровых связей выбирается так, чтобы в расчетных сечениях 1, 2 и 3 (см. рис. 6-10), работающих на изгиб, напряжения были примерно одинаковыми.

Конструкция двухстоечной П-образной опоры дает возможность заменять выходящие из строя вследствие гниения детали опоры без отключения линии электропередачи.

Как указывалось выше, преимуществом деревянных опор является повышение импульсной прочности изоляции между фазами и фазой и землей, благодаря чему линии на деревянных опорах строятся без грозозащитных тросов, и только на подходах к подстанциям подвешивается трос для защиты аппаратуры подстанций.

Для воздушных линий 110 кВ применяются промежуточные угловые и анкерные угловые опоры.

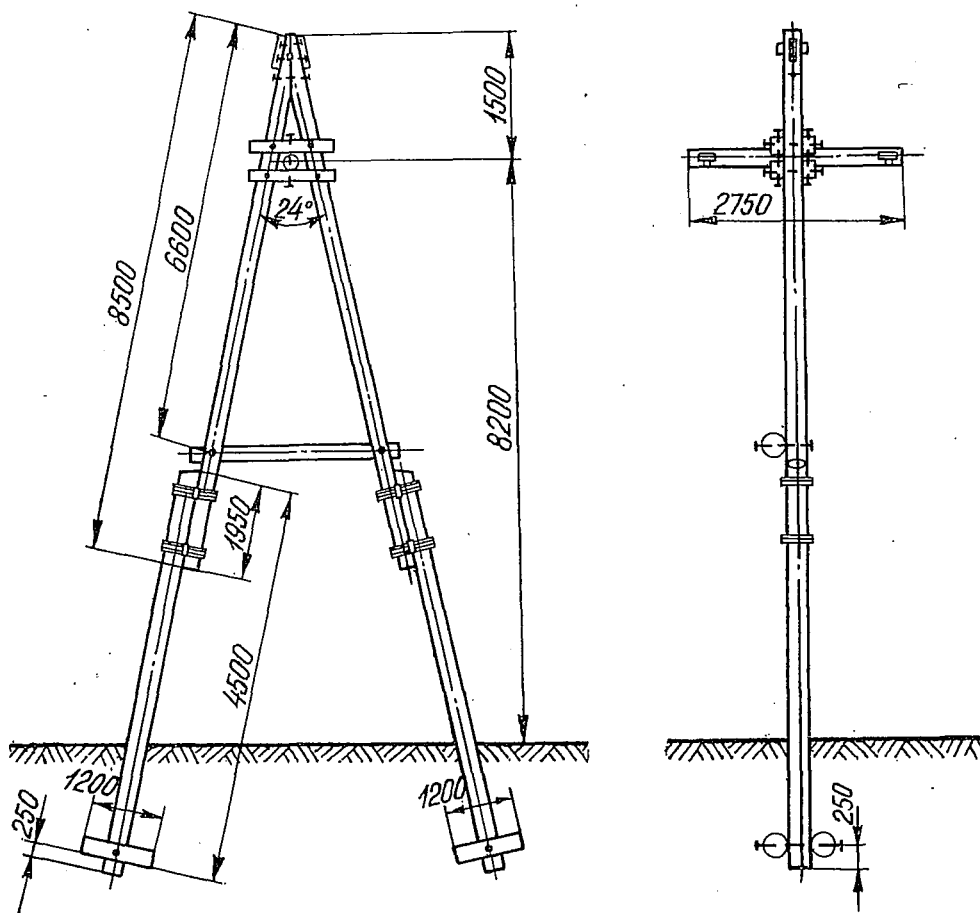


Рис. 6-2. Анкерная опора ВЛ 6—10—20 кВ

Промежуточные угловые опоры в зависимости от значения угла поворота линии выполняются по схеме, показанной на рисунках. Промежуточные угловые опоры при углах поворота до  $20^\circ$  располагаются в плоскости биссектрисы угла и имеют одну стойку в виде А-образной рамы (рис. 6-5). При углах поворота  $20-60^\circ$  обе стойки опоры выполняются А-образными (рис. 6-6). Гирлянды закрепляются на специальных подвесках, которые отводят токоведущие части на необходимое расстояние от деталей опоры. Применение промежуточных угловых опор на углах поворота более  $20^\circ$  невыгодно, так как опоры и их детали становятся громоздкими. Такие опоры не нашли применения в Советском Союзе.

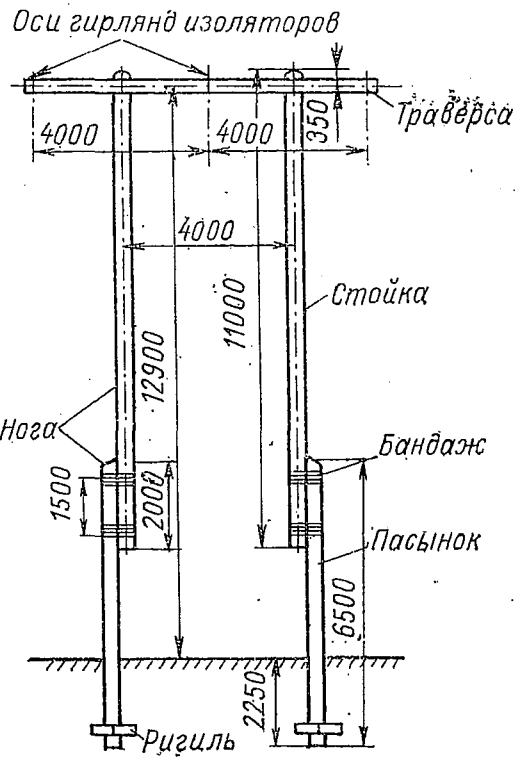


Рис. 6-3. Промежуточная П-образная опора ВЛ 110 кВ

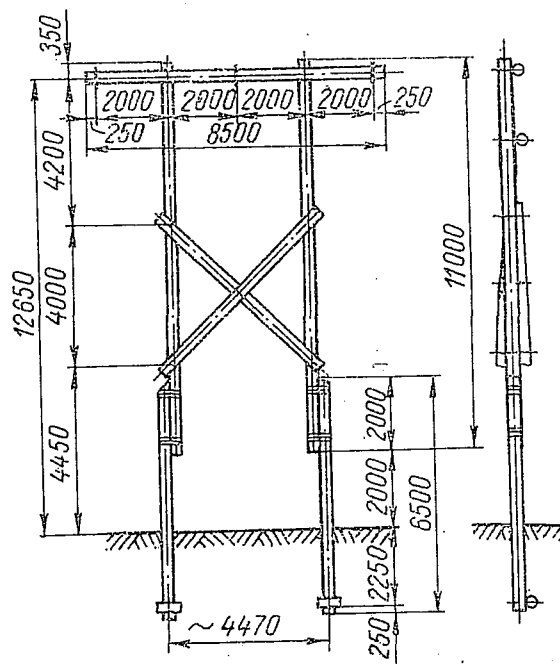


Рис. 6-4. Промежуточная П-образная опора с ветровыми связями ВЛ 110 кВ

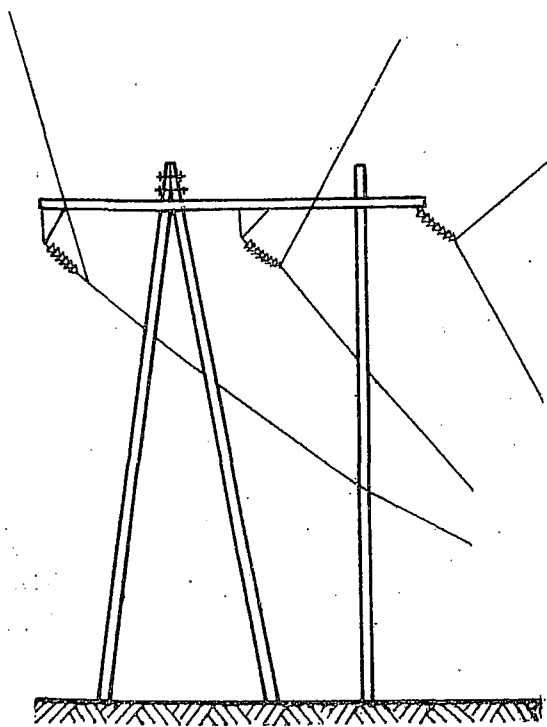


Рис. 6-5. Промежуточная угловая опора на угол поворота до  $20^\circ$  ВЛ 110 кВ

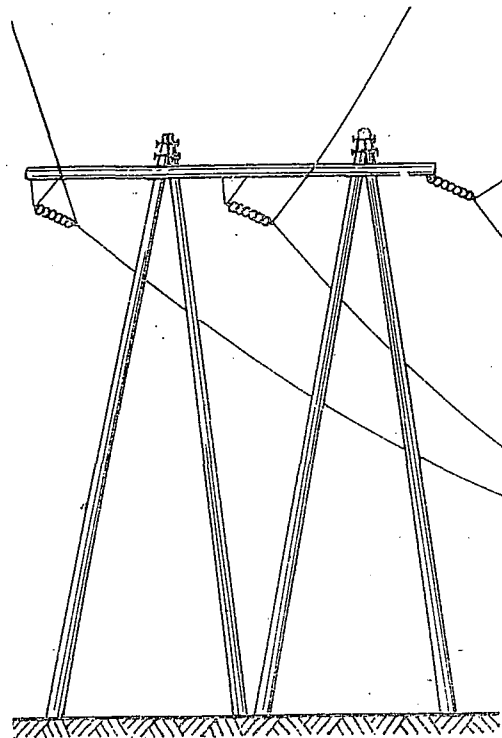


Рис. 6-6. Промежуточная угловая опора на угол поворота до  $20-60^\circ$  ВЛ 110 кВ

на  
 уи  
 це  
 де  
 ви  
 ра  
 де  
 со  
 кс  
 от  
 ра  
 пс  
 ци  
 др  
 зв  
 кс  
  
 к  
 ил  
 ни  
 зя  
 ки  
 оп  
 ра  
 пс  
 эт  
 ди  
 ес  
 с  
 вс  
 в  
 ут  
 зь  
 ве  
 от

Анкерные угловые опоры для воздушных линий 110 кВ выполняются в виде пространственных А—П-образных конструкций.

Угол, который составляют стойки в А-образной раме анкерных угловых опор, принимается равным 20—30°. В прежних конструкциях деревянных опор стойки в верхнем узле А-образной рамы соединялись с помощью дубовых шпонок и стяжных болтов. Как правило, через некоторое время вследствие усушки шпонки переставали работать и соединение оставалось на одних болтах, что повышало деформативность опоры. Теперь на унифицированных опорах это соединение выполняется с помощью металлических деталей.

Деревянные опоры разработаны также и для линий 220 кВ. По конструктивному выполнению они сходны с опорами 110 кВ, но отличаются от последних главным образом размерами. Широкого распространения эти конструкции не нашли вследствие трудности получения длинномерных бревен большого диаметра. Более рациональным является массовое применение хорошо пропитанной древесины на линиях электропередачи 110 кВ и ниже, которое позволяет использовать освободившийся металл и железобетонные конструкции для линий более высоких напряжений.

### 6-3. Расчет промежуточных опор

Деревянные промежуточные опоры могут быть г и б к и м и, к ним относятся одностоечные и простые П-образные конструкции, или ж е с т к и м и, имеющими большую жесткость поперек линии, к ним относятся П-образные конструкции с ветровыми связями — раскосами и конструкции анкерных угловых опор.

Гибкие конструкции под действием нагрузок подвергаются таким большим деформациям, которыми уже нельзя пренебречь при определении изгибающих моментов. Эти конструкции приходится рассчитывать в два этапа:

первый этап — предварительное определение диаметров бревен по данным приближенных расчетов;

второй этап — проверочный расчет полученных на первом этапе диаметров.

На основании проверочного расчета может оказаться необходимым внесение некоторых коррективов в размеры. В том случае, если изменения велики, проверочный расчет следует повторить с учетом этих коррективов.

Деформации жестких опор малы, и дополнительные моменты, возникающие от весовых нагрузок в таких опорах, не учитываются. В этом случае расчет может быть выполнен в один этап, так как уточнение предварительно принятых диаметров бревен мало сказывается на результатах расчета.

Вследствие того что невозможно соблюсти точный размер бревен по диаметрам (диаметр поставляемых на трассу бревен имеет отклонение от номинального 1,0—2,0 см), а также обеспечить точ-



ность работы сопряжений, все расчеты деревянных опор носят приближенный к действительности характер. Такое приближение, тем не менее, практически всегда оказывается удовлетворительным, что отчасти объясняется запасами, заложенными в коэффициенты безопасности по материалу, определяющие расчетные сопротивления древесины.

Расчет опор рассмотрим на конкретных примерах.

**Пример 6-1.** Рассчитать П-образную промежуточную опору линии электропередачи 110 кВ без ветровых связей, установленную на участке без грозозащитных тросов.

Провод марки АС 70/11, район гололедности — II, скоростной напор с повторяемостью один раз в 10 лет, по данным изысканий,  $q = 50$  даН/м<sup>2</sup> (кгс/м<sup>2</sup>), толщина стенки гололеда  $s = 10$  мм.

Расчетный эскиз опоры дан на рис. 6-7.

Стрела провеса провода при заданной высоте подвеса  $h_1 = 13,15$  м, длине гирлянды  $\lambda = 1,2$  м и габарите до земли  $\Gamma = 6,0$  м равна

$$f = h_1 - \lambda - \Gamma - \frac{1}{2} d_k = 13,15 - 1,20 - 6,00 - \frac{1}{2} d_k = 5,95 - \frac{1}{2} d_k,$$

где  $d_k$  — диаметр козла траверсы.

Приняв  $d_k = 30$  см, окончательно получим

$$f = 5,95 - 0,15 = 5,80 \text{ м.}$$

Для провода марки АС при заданных климатических условиях стрела провеса  $f = 5,8$  м соответствует габаритному пролету  $l_{\text{габ}} = 200$  м.

Для расчета опоры принимаем:

$$l_{\text{ветр}} = l_{\text{габ}} = 200 \text{ м; } l_{\text{вес}} = 1,25 l_{\text{габ}} = 250 \text{ м.}$$

*Предварительное определение размеров.*

Опора выполнена из сосновых пропитанных бревен второго сорта. Длина бревна траверсы — 8,5 м, стойки — 11,0 м, пасынка — 6,5 м.

Высота подвески провода  $h_1 = 13,15$  м. При стреле провеса провода  $f = 5,80$  м высота его центра тяжести будет равна  $h_{\text{ц.т}} = 13,15 - \frac{2}{3} 5,80 = 13,15 - 3,87 = 9,28$  м < 10 м; таким образом, коэффициент увеличения скоростного напора ветра по высоте равен единице.

Нормативную нагрузку от давления ветра на провод АС 70/11 при отсутствии гололеда определяем по формуле (1-8): коэффициент неравномерности

$$\alpha = 0,85 + \frac{0,75 - 0,85}{55 - 40} (50 - 40) = 0,85 - 0,07 = 0,78;$$

$$p_4 = 0,78 \cdot 1,20 \cdot 50 \cdot 11,4 \cdot 10^{-3} = 0,534 \text{ даН/м (кгс/м);}$$

$$P_{\text{п}}^{\text{н}} = 0,534 \cdot 200 = 106,8 \text{ даН.}$$

Нормативную нагрузку от давления на провод, покрытый гололедом, вычисляем по формуле (1-9) при  $\alpha = 1,0$ :

$$p_5 = 1 \cdot 1,2 \cdot 0,25 \cdot 50 (11,4 + 20) \cdot 10^{-3} = 0,472 \text{ даН/м;}$$

$$P_{\text{п}}^{\text{н}} = 0,472 \cdot 200 = 94,4 \text{ даН.}$$

Определяем нагрузку от давления ветра на опору при отсутствии гололеда. Ветровую площадь опоры находим как удвоенную ветровую площадь

стойки, которую определяем, как и для одностоечной опоры, по среднему диаметру в предположении, что пасынок является продолжением стойки.

Для предварительного расчета принимаем диаметр бревна стойки в отрубе  $d_0 = 20$  см; тогда при общей длине стойки 13,5 м средний диаметр стойки

$$d_{\text{ср}} = d_0 + 0,8 \frac{13,5}{2} = 20 + 5,4 \approx 25 \text{ см.}$$

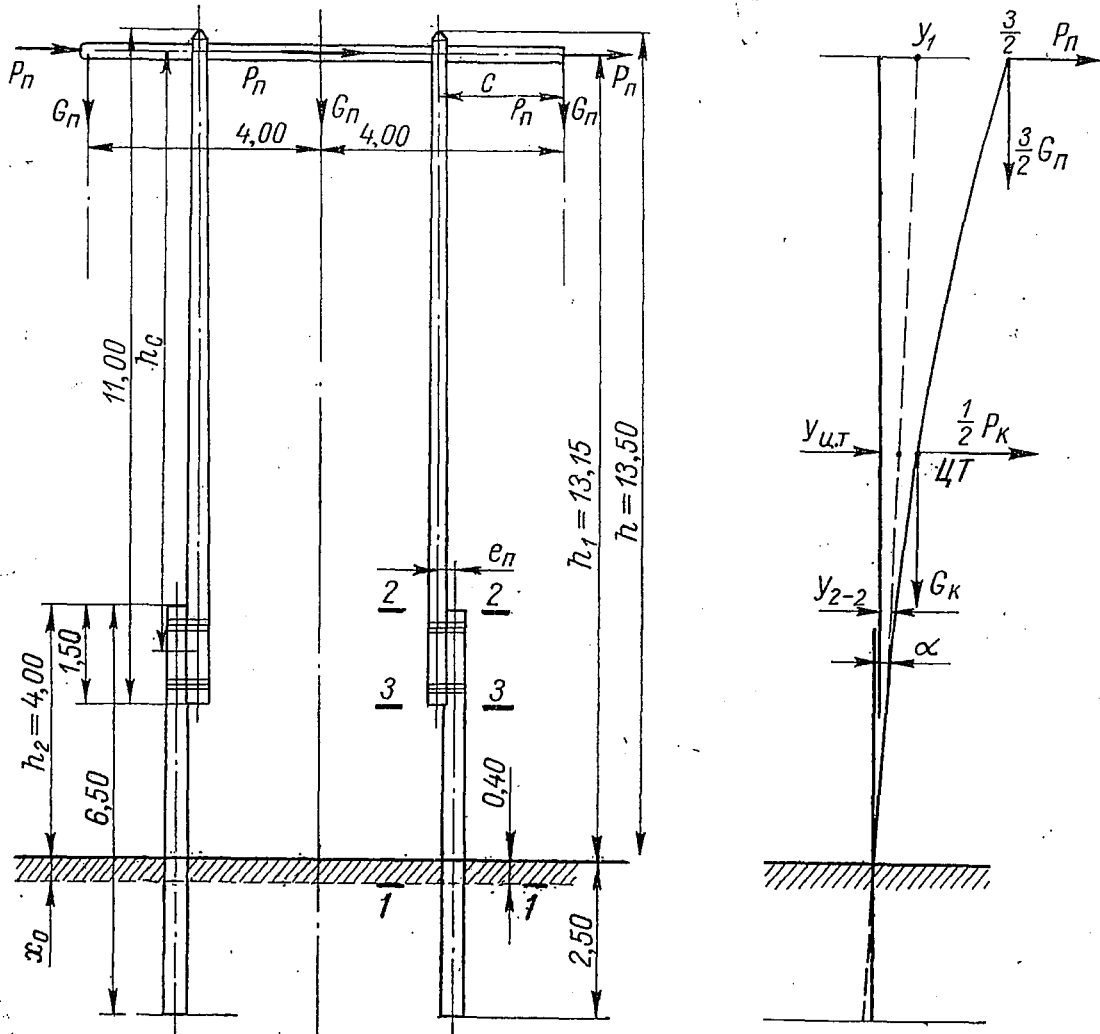


Рис. 6-7. Расчетный эскиз промежуточной П-образной опоры ВЛ 110 кВ

Ветровая площадь стойки

$$F = 13,5 \cdot 0,25 = 3,37 \text{ м}^2.$$

Аэродинамический коэффициент при  $d_{\text{ср}} = 25$  см и  $q = 50$  даН/м<sup>2</sup> по данным СНиП II-6-74 равен  $c_x = 0,5$ .

Коэффициент динамического действия ветра  $\beta$  для деревянных опор принимаем равным единице.

Давление ветра на опору

$$P_{\text{к}}^{\text{н}} = 2 \cdot 0,5 \cdot 50 \cdot 3,37 = 169 \text{ даН.}$$

Ветровая нагрузка на опору при гололеде ( $c_x = 1,0$ )

$$P_{\text{к}}^{\text{н}} = 2 \cdot 1,0 \cdot 0,25 \cdot 50 \cdot 3,37 = 85 \text{ даН.}$$

Определяем вертикальные нагрузки от веса провода без гололеда:

$$p_1 = 0,276 \text{ даН/м};$$

$$G_{\Pi}^H = p_1 l_{\text{вес}} = 0,276 \cdot 250 = 69 \text{ даН.}$$

Вычисляем вертикальную нагрузку от веса провода с гололедом:

$$p_1 + p_2 = 0,276 + \pi \cdot 0,9 \cdot 10 (11,14 + 10) \cdot 10^{-3} = 0,276 + 0,605 = 0,881 \text{ даН/м};$$

$$G_{\Pi}^H = 0,881 \cdot 250 = 220 \text{ даН.}$$

Вертикальная нагрузка от веса гирлянды изоляторов

$$G_{\Gamma}^H = 45 \text{ даН.}$$

Определяем приблизительный вес конструкции опоры, принимая диаметр траверсы в отрубе 22 см. При расчетном объемном весе древесины  $0,8 \text{ даН} \cdot 10^3 / \text{м}^3$  (тс/м<sup>3</sup>) получим

$$G_{\text{к}}^H = \left[ \pi \frac{0,25^2}{4} \cdot 2 \cdot 13,5 + \pi \frac{(0,22 + 0,008 \cdot 4,25)^2}{4} \cdot 8,5 \right] 0,8 = \\ = \frac{\pi \cdot 0,8}{4} (0,0625 \cdot 27 + 0,064 \cdot 8,5) = 0,628 \cdot 2,23 = 1,4 \text{ даН} \cdot 10^3 \text{ (тс).}$$

Определяем расчетные нагрузки на опору.

Горизонтальные нагрузки при ветре без гололеда:

$$P_{\Pi}^P = 1,2 \cdot 106,8 = 128 \text{ даН};$$

$$P_{\text{к}}^P = 1,2 \cdot 169 = 203 \text{ даН.}$$

Горизонтальные нагрузки при ветре с гололедом:

$$P_{\Pi}^P = 1,4 \cdot 94,4 = 132 \text{ даН};$$

$$P_{\text{к}}^P = 1,0 \cdot 85 = 85 \text{ даН.}$$

Вертикальные нагрузки при отсутствии гололеда:

$$G_{\Pi}^P = 1,1 (69 + 45) = 125 \text{ даН};$$

$$G_{\text{к}}^P = 1,1 \cdot 1400 = 1540 \text{ даН.}$$

Вертикальные нагрузки при гололеде:

$$G_{\Pi}^P = 1,1 (0,276 \cdot 250 + 45) + 2,0 \cdot 0,605 \cdot 250 = 125 + 303 = 428 \text{ даН};$$

$$G_{\text{к}}^P = 1,1 \cdot 1400 = 1540 \text{ даН.}$$

Определяем максимальный изгибающий момент, действующий на стойки и пасынки в расчетных сечениях при нормальной работе линии электропередачи. Расчет выполняем в предположении, что горизонтальные нагрузки, действующие на опору, распределяются между стойками поровну.

Максимальный изгибающий момент, действующий на стойку (пасынок стойки), определяем в сечении 1—1 (рис. 6-7), находящемся ниже поверхности грунта на расстоянии  $x_0$ .

Значение  $x_0$  зависит от свойств грунта и конструкции заделки. В расчетах деревянных опор с высотой до нижней траверсы не более 15 м оно принимается равным 0,4 м.

Изгибающий момент в сечении 1—1

$$M_{1-1}^P = (1,25 \div 1,35) \left[ \frac{P_K^P}{2} \left( \frac{h}{2} + x_0 \right) + \frac{3}{2} P_{II}^P (h_1 + x_0) \right]. \quad (6-4)$$

Изгибающий момент при отсутствии гололеда

$$\begin{aligned} M_{1-1}^P &= 1,25 \left[ \frac{203}{2} \left( \frac{13,5}{2} + 0,4 \right) + \frac{3}{2} 128 (13,15 + 0,4) \right] = \\ &= 1,25 (725 + 2600) = 1,25 \cdot 3325 = 4160 \text{ даН} \cdot \text{м (кгс} \cdot \text{м)}. \end{aligned}$$

Изгибающий момент при гололеде

$$\begin{aligned} M_{1-1}^P &= 1,35 \left[ \frac{85}{2} \left( \frac{13,5}{2} + 0,4 \right) + \frac{3}{2} 132 (13,15 + 0,4) \right] = \\ &= 1,35 (304 + 2683) = 1,35 \cdot 2987 = 4032 \text{ даН} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

Изгибающий момент в сечении 2—2

$$M_{2-2}^P = (1,25 \div 1,35) \left[ \frac{P_K^P}{2h} \frac{(h_1 - h_2)^2}{2} + \frac{3}{2} P_{II}^P (h_1 - h_2) \right]. \quad (6-5)$$

Изгибающий момент при отсутствии гололеда

$$\begin{aligned} M_{2-2}^P &= 1,25 \left[ \frac{203}{2 \cdot 13,5} \frac{(13,5 - 4)^2}{2} + \frac{3}{2} 128 (13,15 - 4,0) \right] = \\ &= 1,25 (340 + 1755) = 1,25 \cdot 2095 = 2620 \text{ даН} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

Изгибающий момент при гололеде

$$\begin{aligned} M_{2-2}^P &= 1,35 \left[ \frac{85}{2 \cdot 13,5} \frac{(13,5 - 4)^2}{2} + \frac{3}{2} 132 (13,15 - 4,0) \right] = \\ &= 1,35 (142 + 1812) = 1,35 \cdot 1954 = 2638 \text{ даН} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

Изгибающий момент в сечении 3—3 определяем, подставляя в формулу (6-5) вместо  $h_2$  величину  $h_3 = 4,00 - 1,50 = 2,50$  м.

Изгибающий момент при отсутствии гололеда

$$\begin{aligned} M_{3-3}^P &= 1,25 \left[ \frac{203}{2 \cdot 13,5} \frac{(13,5 - 2,5)^2}{2} + \frac{3}{2} 128 (13,15 - 2,50) \right] = \\ &= 1,25 (455 + 2045) = 1,25 \cdot 2500 = 3125 \text{ даН} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

Изгибающий момент при гололеде

$$\begin{aligned} M_{3-3}^P &= 1,35 \left[ \frac{85}{2 \cdot 13,5} \frac{(13,5 - 2,5)^2}{2} + \frac{3}{2} 132 (13,15 - 2,50) \right] = \\ &= 1,35 (190 + 2110) = 1,35 \cdot 2300 = 3105 \text{ даН} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

Как видно из сравнения результатов, расчетной схемой в нормальном режиме работы линии является схема, соответствующая наибольшей скорости ветра без гололеда; это, как правило, характерно для расчетов опор в I и II районах гололедности.

Определяем изгибающие моменты от тяжения провода при одностороннем обрыве его в аварийном режиме. Рассматриваем обрыв крайнего провода. Как указано в § 5-4, нормативная нагрузка в аварийном режиме для линий с проводами до АС 185/34 включительно принимается равной

$$T_{II}^H = 0,25 T_{\text{макс}}. \quad (6-6)$$

Расчет провода марки АС 70/11 показывает, что пролет 200 м больше второго критического пролета, а  $l_{3к} < l_{2к} < l_{1к}$ ; поэтому максимальное напряжение в проводе будет при наибольшей нагрузке. По табл. 1-6 находим  $\sigma = 10,5$  даН/мм<sup>2</sup>; таким образом, при площади поперечного сечения провода АС 70/11, равной 79,3 мм<sup>2</sup>,

$$T_{\Pi}^H = 0,25 \cdot 79,3 \cdot 10,5 = 208 \text{ даН.}$$

Определяем расчетную нагрузку на опору в аварийном режиме, учитывая коэффициент перегрузки  $n = 1,3$  и коэффициент сочетаний  $k = 0,8$ :

$$T_{\Pi}^P = 208 \cdot 1,3 \cdot 0,8 = 216 \text{ даН.}$$

Для П-образных опор без ветровых связей нагрузку, действующую на ближайшую к оборванному проводу стойку, принимаем равной расчетному тяжению в проводе.

Изгибающий момент в сечении 1—1

$$M_{1-1}^P = 1,35 T_{\Pi}^P (h_1 + x_0); \quad (6-7)$$

$$M_{1-1}^P = 1,35 \cdot 216 (13,55 + 0,40) = 4076 \text{ даН} \cdot \text{м.}$$

Изгибающий момент в сечении 2—2

$$M_{2-2}^P = 1,35 \cdot 216 (13,15 - 4,00) = 2670 \text{ даН} \cdot \text{м.}$$

Изгибающий момент в сечении 3—3

$$M_{3-3}^P = 1,35 \cdot 216 (13,15 - 4,00 + 1,50) = 3110 \text{ даН} \cdot \text{м.}$$

Определяем диаметры элементов опоры.

Как видно из сравнения значений изгибающих моментов, расчетным является нормальный режим при ветре без гололеда.

Находим необходимый момент сопротивления бревен стоек и пасынков. Определяем момент сопротивления стойки в сечении 2—2

$$W_c = \frac{262\,000}{160} = 1635 \text{ см}^3.$$

Учитывая ослабление притеской введением в расчет коэффициента  $k = 0,85$ , находим

$$d = \sqrt[3]{\frac{1635}{0,1 \cdot 0,85}} = 26,8 \text{ см.}$$

Момент сопротивления пасынка в верхнем сечении 3—3

$$W_{\Pi} = \frac{312\,500}{160} = 1955 \text{ см}^3;$$

$$d_p = \sqrt[3]{\frac{1955}{0,1 \cdot 0,85}} = 28,5 \text{ см.}$$

Момент сопротивления пасынка в сечении 1—1

$$W_{\Pi} = \frac{416\,000}{160} = 2600 \text{ см}^3;$$

$$d_p = \sqrt[3]{\frac{2600}{0,1}} = 29,6 \text{ см.}$$

Диаметр стойки в верхнем отрубе

$$d_0 = 26,8 - 0,8(13,5 - 4) = 26,8 - 7,6 = 19,2 \text{ см.}$$

Принимаем  $d_0 = 20 \text{ см.}$

Диаметр пасынка в верхнем отрубе

$$d_0 = 28,5 - 0,8 \cdot 1,5 = 28,5 - 1,2 = 27,3 \text{ см.}$$

Принимаем  $d_0 = 28 \text{ см.}$

Определяем изгибающий момент в траверсе, рассматривая ее как балку на двух жестких опорах (рис. 6-8).

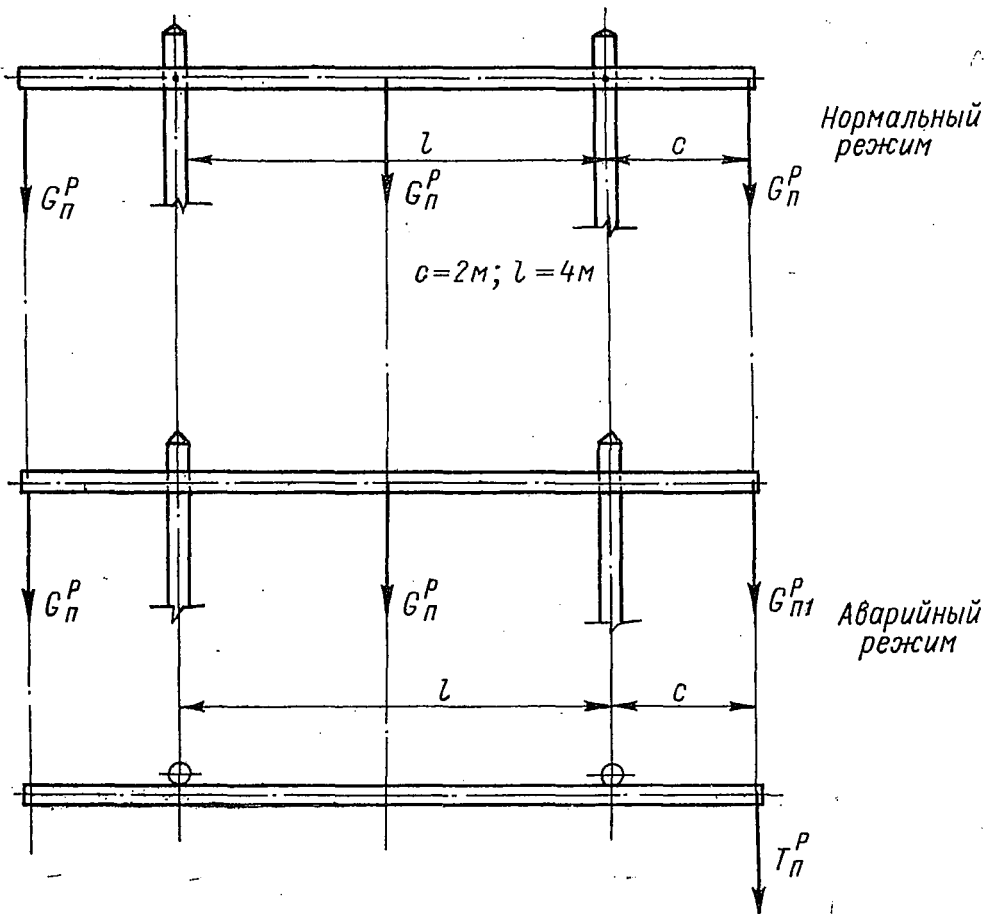


Рис. 6-8. К расчету траверсы

Изгибающий момент в нормальном режиме (с гололедом)

$$M_{I-I}^p = G_{nc}^p + G_n^p \frac{c}{2} = 428 \cdot 2 + 88 \frac{2}{2} = 856 + 88 = 944 \text{ даН} \cdot \text{м,}$$

где  $G_k^p = 1,1 G_k^H$  — расчетный вес консольной части траверсы.

Суммарный изгибающий момент в аварийном режиме

$$M_{I-I}^p = \sqrt{M_B^2 + M_T^2}$$

При этом

$$M_B = G_n^p c + G_k^p \frac{c}{2};$$

$$M_T = T_{nc}^p;$$

$$G_{П1}^P = \left( \frac{1}{2} 69 + 45 \right) \cdot 1,1 = 87,5 \text{ даН};$$

$$M_B = 87,5 \cdot 2 + 88 \frac{2}{2} = 263 \text{ даН} \cdot \text{м},$$

$$M_T = 216 \cdot 2 = 432 \text{ даН}; \quad M_{I-I}^P = \sqrt{263^2 + 432^2} = 506 \text{ даН} \cdot \text{м}.$$

Расчетным для траверсы является нормальный режим с гололедом.

Определяем диаметр бревна для траверсы, учитывая ослабление врубкой введением в расчет коэффициента 0,85:

$$W = \frac{94\,400}{160} = 590 \text{ см}^3; \quad d = \sqrt[3]{\frac{590}{0,1 \cdot 0,85}} = 19,1 \text{ см}.$$

Диаметр траверсы в отрубе

$$d_0 = 19,1 - 0,8 \cdot 2 = 17,5 \approx 18 \text{ см}.$$

*Проверочный расчет опоры с принятыми размерами элементов.*

При расчете П-образной опоры по нормальному режиму горизонтальную и вертикальную нагрузки распределяем между стойками поровну и рассчитываем каждую стойку как одностоечную опору.

Под действием горизонтальных сил от давления ветра на провода и конструкцию опора изгибается и точки приложения вертикальных сил от веса проводов и конструкции опоры смещаются с вертикальной оси на величину прогиба опоры (см. рис. 6-7). Вследствие этого смещения к изгибающему моменту от горизонтальных нагрузок добавляются моменты от вертикальных весовых нагрузок. В свою очередь, вертикальные силы, увеличивая изгибающий момент, увеличивают и сами прогибы от горизонтальной нагрузки. Это свойство гибкой конструкции, которой является стойка П-образной опоры, требует вести расчет по деформированной схеме, т. е. с учетом конечных деформаций, возникающих под действием расчетной нагрузки.

С достаточной для практики точностью прогиб с учетом влияния вертикальных сил следует определять по формуле

$$y = f \frac{1}{1 - u}, \quad (6-8)$$

где  $f$  — прогиб от горизонтальной силы;  $u$  — функция влияния, определенная в зависимости от схемы и расположения нагрузок на опору.

Для стойки portalной опоры функцию  $u$  определяем из выражения

$$u = \frac{\left( \frac{3}{2} G_{П1}^P + G_{Тр1}^P \right) (h_1 + h_{\alpha}) h_1 + G_{К1}^P h_{ц.т} (h_{ц.т} + h_{\alpha})}{\frac{1}{4} \pi^2 EJ}, \quad (6-9)$$

где  $J$  — расчетный момент инерции стойки, по которому определяются ее прогибы.

Момент инерции стойки с пасынком для расчетов принимаем как для цельного бревна по формуле

$$J = \frac{\pi}{64} d_0 d_k^3, \quad (6-10)$$

где  $d_k$  — условный диаметр стойки на уровне заделки;  $h_{\alpha}$  — приведенная высота, учитывающая увеличение податливости стойки за счет поворота ее в грунте под действием расчетного момента на угол 0,01 рад:

$$h_{\alpha} = 3EJ \frac{0,01}{M_{(I-I)}^P}_{\text{макс}}; \quad (6-11)$$

$M_{(l-1)}^P$  макс — наибольший расчетный изгибающий момент в опорном сечении по расчетной схеме, определенный в предварительном расчете.

Изгибающий момент в сечении 1—1

$$M_{1-1}^P = \frac{P_K^P}{2} \left( \frac{h}{2} + x_0 \right) + \frac{3}{2} P_{II}^P (h_1 + x_0) + \left( \frac{3}{2} G_{II}^P + G_{TP1}^P \right) y_1 + G_K^P y_{ц.т} + G_c^P e_{II}, \quad (6-12)$$

где  $e_{II} = 30$  см — эксцентриситет в соединении стойки с пасынком (см. рис. 6-7).

Изгибающий момент в сечении 2—2

$$M_{2-2}^P = \frac{P_K^P}{2h} \frac{(h - h_2)^2}{2} + \frac{3}{2} P_{II}^P (h_1 - h_2) + \left( \frac{3}{2} G_{II}^P + G_{TP1}^P \right) (y_1 - y_{2-2}) + \bar{G}_K^P (y_{ц.т} - y_{2-2}). \quad (6-13)$$

Изгибающий момент в сечении 3—3

$$M_{3-3}^P = \frac{P_K^P}{2h} \frac{(h - h_3)^2}{2} + \frac{3}{2} P_{II}^P (h_1 - h_3) + G_c^P e_{II} + M_y^P, \quad (6-14)$$

где  $M_y^P$  — момент от вертикальных сил, определяемый интерполяцией между значениями этого момента в сечениях 1—1 и 2—2.

Прогибы стойки опоры как консоли, заделанной нижним концом, определяем по известным из курса сопротивления материалов формулам.

Прогиб стойки опоры от силы  $P$ , приложенной на высоте  $h$ ,

$$f_P = \frac{Ph^3}{3EJ}. \quad (6-15)$$

Прогиб стойки опоры в точке на высоте  $x$  от силы  $P$ , приложенной на высоте  $h_1$ ,

$$f_{Px} = \frac{Ph_1^3}{3EJ} \left[ \frac{3}{2} \left( \frac{x}{h_1} \right)^2 - \frac{1}{2} \left( \frac{x}{h_1} \right)^3 \right] = f_{Ph} \left[ \frac{3}{2} \left( \frac{x}{h_1} \right)^2 - \frac{1}{2} \left( \frac{x}{h_1} \right)^3 \right]. \quad (6-16)$$

Прогиб стойки опоры высотой  $h$  от давления ветра на стойку  $P_c$

$$f_{P_c h} = \frac{P_c h^3}{8EJ}. \quad (6-17)$$

Прогиб стойки опоры в точке на высоте  $x$  от давления ветра на стойку

$$f_{P_c x} = \frac{P_c h^3}{8EJ} \left[ 2 \left( \frac{x}{h} \right)^2 - \frac{4}{3} \left( \frac{x}{h} \right)^3 + \frac{1}{3} \left( \frac{x}{h} \right)^4 \right] = f_{P_c h} \left[ 2 \left( \frac{x}{h} \right)^2 - \frac{4}{3} \left( \frac{x}{h} \right)^3 + \frac{1}{3} \left( \frac{x}{h} \right)^4 \right]. \quad (6-18)$$

Дополнительный прогиб в точке на высоте  $x$  от поворота опоры в грунте в расчетах опор принимаем равным

$$f_{x\alpha} = 0,01x. \quad (6-19)$$

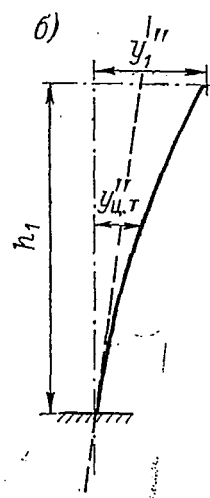
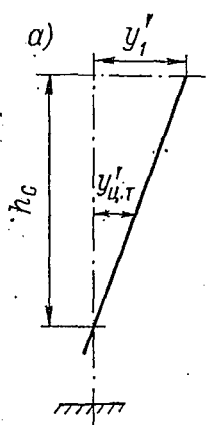


Под действием горизонтальной нагрузки  $T_{II}^P$  в аварийном режиме стойка опоры изгибается и поворачивается в месте сопряжения с пасынком (рис. 6-9); суммарный прогиб стойки при этом определяется по формуле

$$y = \frac{1}{1-u} (k_a T_{II}^P + 0,01h_1), \quad (6-20)$$

где  $k_a$  — коэффициент гибкости опоры, равный в сантиметрах на деканьютон

$$k_a = \left( \frac{h_1^3}{3EJ} + 15 \cdot 10^{-8} h_c \right); \quad (6-21)$$



$u$  — функция влияния, определенная для случая нагрузок с гололедом.

Второй член формулы (6-21) выражает прогиб стойки от поворота в бандажах при креплении стойки к одиночному пасынку;  $h_c$  — длина стойки от оси траверсы до центра бандажного соединения, см;  $h_1$  — высота стойки, см. (рис. 6-7).

Изгибающий момент, действующий на стойку, складывается из момента от горизонтальных сил и момента от вертикальных сил на прогибах. Изгибающие моменты от вертикальных сил в гибкой П-образной опоре достигают 40% суммарного момента, являясь следствием большой гибкости опоры. Эти моменты могут быть сведены практически до нуля, если уменьшить гибкость опоры. Средством уменьшения гибкости (повышение жесткости) П-образных опор является установка в плоскости опоры ветровых связей. Схема связей может быть различной; для унифицированных опор принята схема с двумя перекрестными связями.

**Пример 6-2.** Рассчитать промежуточную П-образную опору с перекрестными ветровыми связями линии электропередачи 110 кВ без грозозащитных тросов с проводом марки АС 185/29. Расчетные климатические условия — II район гололедности ( $c = 10$  мм). По данным

Рис. 6-9. Расчетный эскиз стойки при нагрузке по аварийному режиму: а — прогиб от поворота в соединении; б — прогиб от упругого изгиба и поворота в грунте

изысканий скоростной напор ветра  $q = 50$  даН/м<sup>2</sup> (кгс/м<sup>2</sup>), наименьшая температура  $t_{\min} = -40^\circ$  С. Расчетный эскиз опоры дан на рис. 6-10.

В рассматриваемом примере основные размеры опоры следующие: высота опоры до оси траверсы  $h_1 = 12,65$  м, высота крепления верхнего конца связи  $h_2 = 8,45$  м, высота крепления нижнего конца связи  $h_3 = 4,45$  м. Расстояние между осями стоек  $d = 4,6$  м. В соответствии с данными расчета провода габаритный пролет при этой высоте равен 240 м. Ветровой пролет принимаем равным габаритному:  $l_{\text{ветр}} = 240$  м, весовой пролет  $l_{\text{вес}} = 1,25 l_{\text{габ}} = 300$  м.

Опуская промежуточные вычисления, находим расчетные нагрузки на опору от проводов.

Результаты вычислений сведены в табл. 6-2.

Определяем нагрузки на опору от давления ветра на конструкцию. Принимаем диаметр стойки в отрубе  $d_0 = 22$  см.

Средний диаметр стойки, если считать пасынок ее продолжением,

$$d_{\text{ср}} = 22 + 0,8 \frac{13}{2} \approx 27 \text{ см.}$$

## Расчетные нагрузки на опору от проводов, даН (кгс)

Наименование нагрузки	Обозначение	Нормальный режим		Аварийный режим
		ветер без гололеда	ветер при гололеде	обрыв крайнего провода
Вес провода	$G_{\Pi}^p$	260	260	260
Вес гололеда на проводе	—	—	490	490
Вес провода с гололедом	$G_{\Pi}^p$	—	750	750
Вес гирлянды	$G_r^p$	45	45	45
Давление ветра на провод	$P_{\Pi}^p$	260	195	—
Тяжение при обрыве	$T_{\Pi}^p$	—	—	665

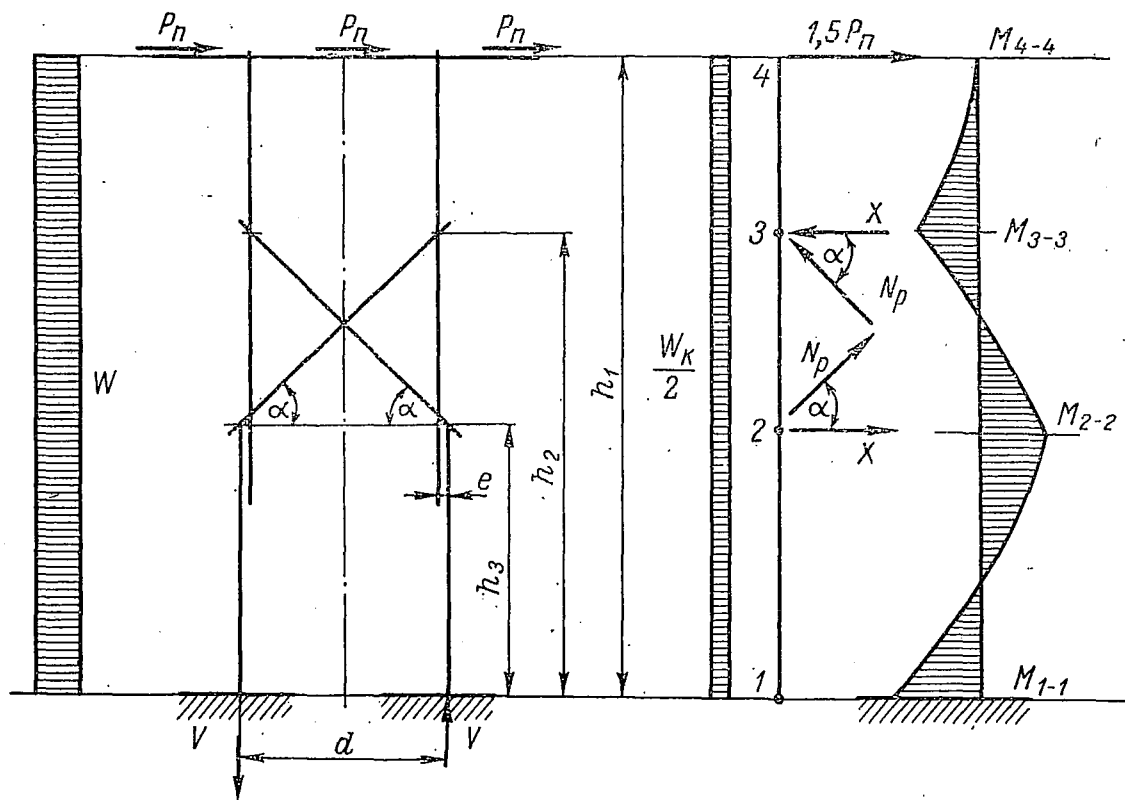


Рис. 6-10. Расчетный эскиз промежуточной П-образной опоры с ветровыми связями ВЛ 110 кВ

Средний диаметр связи при  $d_0 = 16$  см

$$d_{\text{ср}} = 16 + 0,8 \frac{6,5}{2} \approx 19 \text{ см.}$$

Ветровую площадь связей определяем как произведение среднего диаметра на длину проекции связи на ось стойки. Ветровая площадь опоры

$$F_k = 2 [0,27 \cdot 13 + 0,19 (8,45 - 4,45)] = 2 (3,51 + 0,76) = 8,54 \text{ м}^2.$$

Давление ветра при отсутствии гололеда ( $c_x = 0,5$ )

$$P_K^p = 0,5 \cdot 50 \cdot 8,54 \cdot 1,2 = 256 \text{ даН.}$$

Распределенная ветровая нагрузка на одну стойку опоры

$$W_K^p = \frac{256}{2 \cdot 13} = 9,9 \text{ даН/м.}$$

Давление ветра при гололеде ( $c_x = 1,0$ )

$$P_K^p = 1,0 \cdot 0,25 \cdot 50 \cdot 8,54 \cdot 1,0 = 107 \text{ даН;}$$

$$W_K^p = \frac{107}{2 \cdot 13} = 4,1 \text{ даН/м.}$$

Определяем усилия в ветровых связях, изгибающие моменты и нормальные силы в поперечных сечениях стоек.

Опора с ветровыми связями представляет собой статически неопределимую систему. Опуская вывод расчетных формул, приведем его результаты.

Продольное усилие в раскосах ветровых связей опоры, рассчитываемой как симметричная, дважды статически неопределимая система, определяем по формуле

$$N_p = \frac{P_{\text{пр}}}{2 \cos \alpha} \frac{3 \frac{h_1}{h_2} (1 - m^2) - (1 - m^3)}{1 - 3m^2 + 2m^3}, \quad (6-22)$$

где  $P_{\text{пр}}$  — приведенная к оси траверсы горизонтальная нагрузка, приходящаяся на одну стойку, от давления ветра на провода и конструкцию опоры (при расчете опоры с грозозащитными тросами давление ветра на тросы также приводится к силе  $P_{\text{пр}}$ );  $m = h_3/h_2$ .

Горизонтальные составляющие реакции связей в точках 2 и 3 (рис. 6-10)

$$X = N_p \cos \alpha = \frac{P_{\text{пр}}}{2} \frac{3 \frac{h_1}{h_2} (1 - m^2) - (1 - m^3)}{1 - 3m^2 + 2m^3}. \quad (6-23)$$

Вертикальная суммарная составляющая реакции связей, действующая на стойку:

$$V = 2N_p \sin \alpha = 2X \operatorname{tg} \alpha; \quad (6-24)$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h_2 - h_3}{d}.$$

Вычисляем реакции связей и их составляющие. Приведенную нагрузку определяем из условия равенства моментов, создаваемых приведенной, и реально действующими горизонтальными нагрузками, по формуле

$$P_{\text{пр}} = \frac{1}{2} \left[ \frac{1}{2} P_K \left( \frac{h}{h_1} \right) + 3P_{\text{II}} \right]. \quad (6-25)$$

Расчет опоры по нормальному режиму без гололеда:

$$P_{\text{пр}}^p = \frac{1}{2} \left( \frac{1}{2} 256 \frac{13}{12,65} + 3 \cdot 260 \right) = 455,6 \text{ даН (кгс);}$$

$$m = 4,45/8,45 = 0,526; \quad m^2 = 0,279; \quad m^3 = 0,147;$$

$$h_1/h_2 = 12,65/8,45 = 1,495; \quad \cos \alpha = 0,75; \quad \sin \alpha = 0,656;$$

$$N_P^P = 455,6 \frac{1}{2 \cdot 0,75} \frac{3 \cdot 1,495 (1 - 0,279) - (1 - 0,147)}{1 - 3 \cdot 0,279 + 2 \cdot 0,147} =$$

$$= 455,6 \frac{3,23 - 0,853}{1,5 (1 - 0,837 + 0,294)} = 455,6 \cdot 3,45 = 1569 \text{ даН};$$

$$X = 1569 \cdot 0,75 = 1175 \text{ даН};$$

$$V = 2 \cdot 1569 \cdot 0,656 = 2070 \text{ даН}.$$

Изгибающий момент от горизонтальных сил в сечении 1—1

$$M_{1-1}^P = 1,5 P_{II}^P h_1 + \frac{1}{2} W^P h^2 - X (h_2 - h_3) = 1,5 \cdot 260 \cdot 12,65 +$$

$$+ \frac{9,9 \cdot 13^2}{2} - 1175 (8,45 - 4,45) = 4935 + 835 - 4700 = 1070 \text{ даН} \cdot \text{м},$$

Изгибающий момент в сечении 2—2

$$M_{2-2}^P = 1,5 P_{II}^P (h_1 - h_3) + \frac{1}{2} W^P (h - h_3)^2 - X (h_2 - h_3) = 1,5 \cdot 260 \times$$

$$\times (12,65 - 4,45) + \frac{9,9 (13,4 - 4,45)^2}{2} - 4700 = 3200 + 362 - 4700 =$$

$$= -1138 \text{ даН} \cdot \text{м}.$$

Изгибающий момент в сечении 3—3

$$M_{3-3}^P = 1,5 P_{II}^P (h_1 - h_2) + \frac{1}{2} W^P (h - h_2)^2 = 1,5 \cdot 260 (12,65 - 8,45) +$$

$$+ \frac{9,9 (13 - 8,45)^2}{2} = 1640 + 103 = +1743 \text{ даН} \cdot \text{м}.$$

Как видно из расчета, изгибающие моменты в сечениях 1—1 и 2—2 имеют разные знаки, но близки по абсолютной величине, что достигнуто правильным выбором нижней точки крепления раскосов.

Таблица 6-3

Определение веса элементов опоры

Наименование	Количество, шт.	Размеры бревен		Объем 1 шт., м³	Вес 1 шт., даН (кгс)
		диаметр в отрубе, см	длина, м		
Стойка	2	22	11,00	0,620	495
Раскос	2	16	6,50	0,172	138
Пасынок	2	30	6,50	0,560	448
Траверса	1	22	8,50	0,430	344

Изгибающий момент в сечении 3—3 уменьшить нельзя, так как для этого пришлось бы поднять точку крепления раскосов выше. Однако по условиям приближения токоведущих частей к телу опоры поднять раскосы нельзя.

Определяем вес элементов опоры по принятым размерам при объемном весе древесины 800 даН/см³ (табл. 6-3).

Определяем расчетные нормальные силы по сечениям.

Сечение 1—1:

$$N_{1-1}^P = 1,5G_{II}^P + 1,5G_{I}^P + 1,1(0,5G_{TP} + G_c + G'_{пас} + G_p) + V = 1,5 \cdot 260 + 1,5 \cdot 45 + 1,1 \left( 0,5 \cdot 344 + 495 + 448 \frac{4,0}{6,5} + 138 \right) + 2070 = 3715,5 \text{ даН.}$$

Сечение 2—2:

$$N_{2-2}^P = N_{1-1}^P - 1,1G'_{пас} - 0,5V = 2377,5 \text{ даН.}$$

Сечение 3—3:

$$N_{3-3}^P = 1,5G_{II} + 1,5G_{I} + 1,1(0,5G_{I} + G_c) = 1,5 \cdot 260 + 1,5 \cdot 45 + 1,1 \left( 0,5 \cdot 344 + 495 \frac{4,55}{11,00} \right) = 870,5 \text{ даН.}$$

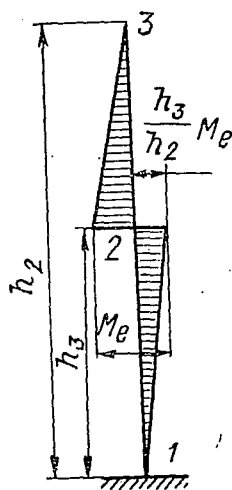


Рис. 6-11. Распределение от эксцентриситета по длине стойки

В месте соединения стойки с пасынком возникает момент от действия вертикальной силы  $N_{2-2}^P$  на плече  $e = kd_{cp}$ , где  $d_{cp}$  — средний диаметр в сопряжении, а  $k = 0,8$  — коэффициент, учитывающий притеску бревен. Находим

$$e = 28 \cdot 0,80 = 22,4 \text{ см; } M_e^P = 2377,5 \cdot 22,4 = 534 \text{ даН} \cdot \text{м.}$$

Этот момент распределяется между сечениями 1—1 и 3—3, как показано на рис. 6-11:

$$M_{e(1-1)} = 0; \quad M_{e(2-2)} = -\frac{h_3}{h_2} M_e \approx -\frac{1}{2} M_e.$$

Суммарные изгибающие моменты:

$$M_{1-1}^P = 1070 \text{ даН} \cdot \text{м;}$$

$$M_{2-2}^P = -1138 - \frac{1}{2} 534 = -1405 \text{ даН} \cdot \text{м;}$$

$$M_{3-3}^P = 1743 \text{ даН} \cdot \text{м.}$$

Напряжение в расчетных сечениях определяем по формуле

$$\frac{NP}{F_{нт}} + \frac{MP R_c}{W_{нт} R_n} \leq R_c,$$

где  $F_{нт}$  — чистое сечение (нетто), т. е. ослабленное врубками, притесками, отверстиями для болтов и т. д.

В том случае, если известны  $NP$  и  $MP$ , то диаметр бревен в расчетном сечении определяем из кубического уравнения

$$d^3 - Ad = B. \quad (6-26)$$

В этом уравнении обозначено:

$$B = \frac{10MP}{R_n k_{3x}}; \quad A = \frac{NP}{0,785 R_c k_1};$$

$k_1$  и  $k_{3x}$  — коэффициенты, учитывающие ослабление сечения притеской.

Сечение 1—1 ( $k_1 = 1$ ;  $k_{3x} = 1$ ):

$$B = \frac{10 \cdot 10\,700}{160 \cdot 1} = 6690;$$

$$A = \frac{3715,5}{0,785 \cdot 130 \cdot 1} = 36,4;$$

$$d^3 - 36,4d = 6690; \quad d(d^2 - 36,4) = 6690.$$

Решая уравнение, получим

$$d = 19,5 \text{ см.}$$

Сечение 2—2:

$$h/d = 0,1; \quad k_1 = 0,948; \quad k_{3x} = 0,871;$$

$$B = \frac{10 \cdot 140\,500}{150 \cdot 0,871} = 10\,750; \quad A = \frac{2377,5}{0,785 \cdot 130 \cdot 0,948} = 24,7;$$

$$d(d^2 - 24,7) = 10\,750; \quad d = 22 \text{ см.}$$

Сечение 3—3 ( $k_1 = 0,95$ ;  $k_{3x} = 0,9$ ):

$$B = \frac{10 \cdot 174\,300}{150 \cdot 0,90} = 12\,910; \quad A = \frac{870,5}{0,785 \cdot 130 \cdot 0,95} = 9;$$

$$d(d^2 - 9) = 12\,100; \quad d = 23,6 \text{ см.}$$

Требующийся диаметр стойки в отрубе

$$d_0 = 23,6 - 0,8 \cdot 4,2 = 23,6 - 3,4 \approx 20 \text{ см.}$$

Диаметр стойки в сечении 2—2 при этом

$$d_{2-2} = 20 + 0,8 \cdot 8,2 = 20 + 6,6 \approx 27 \text{ см} > 22 \text{ см.}$$

Диаметр пасынка в отрубе конструктивно принимаем равным диаметру стойки в сопряжении, т. е.  $d_0 = 27 \text{ см.}$

Раскосы рассчитываются на продольный изгиб по формуле

$$\sigma = \frac{N^P}{F_{бр}\varphi},$$

где  $F_{бр}$  — полное, неослабленное сечение элемента (брутто);  $\varphi = 3100/\lambda^2$ ;  $\lambda = 4l_p/(2d_{ср})$ ;  $l_p$  — длина раскоса, а  $d_{ср}$  — его средний диаметр. В нашем случае  $\sigma = 5,6 \text{ даН/см}^2$ .

Проверка прочности опоры по нормальному режиму с гололедом:

$$P_{пр}^P = \frac{1}{2} \left( \frac{1}{2} 107 \frac{13}{12,65} + 3 \cdot 195 \right) = 320 \text{ даН} < 455,6 \text{ даН.}$$

Ввиду того что нормальные силы создают лишь небольшое напряжение в элементах жесткой опоры, их увеличение в режиме с гололедом не компенсирует снижения напряжения от изгиба уменьшенной приведенной нагрузкой  $P_{пр}$ ; поэтому схема нормального режима с гололедом для стойки и раскосов не является расчетной.

Прочность траверсы определяем в консольной части со стороны отруба по схеме нагрузок с гололедом.

Диаметр и момент сопротивления траверсы в расчетном сечении:

$$d = 22 + 0,8 \cdot 2,25 = 23,8 \text{ см}; \quad W = 0,1d^3 = 1348 \text{ см}^3.$$

Изгибающий момент

$$M^P = (G_{\Pi}^P + G_{\Gamma}^P) l + G_{\text{к. тр}}^P \frac{l_{\text{к. тр}}}{2} = (750 + 45) 2 + 1,1 \times \\ \times \left( 344 \frac{2,25}{8,50} \right) \frac{2,25}{2} = 1590 + 112 = 1702 \text{ даН}\cdot\text{м},$$

где  $G_{\text{к. тр}}^P$  и  $l_{\text{к. тр}}$  — соответственно вес и длина консольной части траверсы.

Напряжение в расчетном сечении траверсы

$$\sigma = \frac{170200}{1348} = 127 \text{ даН/см}^2 < 195 \text{ даН/см}^2.$$

Диаметр траверсы в отрубе оставляем равным предварительно заданному:  $d_0 = 22$  см.

*Проверка по аварийному режиму.*

При работе в аварийном режиме, в котором нагрузка действует вдоль линии, опора с ветровыми связями является гибкой конструкцией и должна рассчитываться по деформированной схеме так же, как П-образная опора без связей (см. пример 6-1).

Для расчета опоры нужно определить функцию влияния  $u$  по формуле (6-9) и прогиб стойки опоры по формулам (6-20) и (6-21).

Нагрузка на рассчитываемую ближнюю к оборванному проводу стойку при наличии ветровых связей

$$P^P = 0,75 \cdot T_{\Pi}^P. \quad (6-27)$$

В аварийном режиме следует проверить также прочность консольной части траверсы при совместном действии горизонтальной силы от тяжения и вертикальных от веса, но при повышенном нормативном сопротивлении в соответствии с табл. 6-1.

**Одностоечные опоры с треугольным расположением проводов** являются также гибкими конструкциями, и изгибающий момент в стойках таких опор необходимо определять с учетом моментов от вертикальных сил на прогибах.

Одностоечные опоры рассчитываются по деформированной схеме аналогично расчету стойки П-образной опоры без ветровых связей.

Функция влияния  $u$  для одностоечной опоры с треугольным расположением проводов (рис. 6-12) определяется по формуле

$$u = \frac{3G_{\Pi}^P h_2 (h_2 + h_{\alpha}) + G_{\text{к. тр}}^P h_{\text{ц. т}} (h_{\text{ц. т}} + h_{\alpha})}{\frac{1}{4} \pi^2 EJ}. \quad (6-28)$$

Прогибы стоек определяются по формулам (6-15)—(6-20) от каждой действующей горизонтальной силы для каждой расчетной точки,

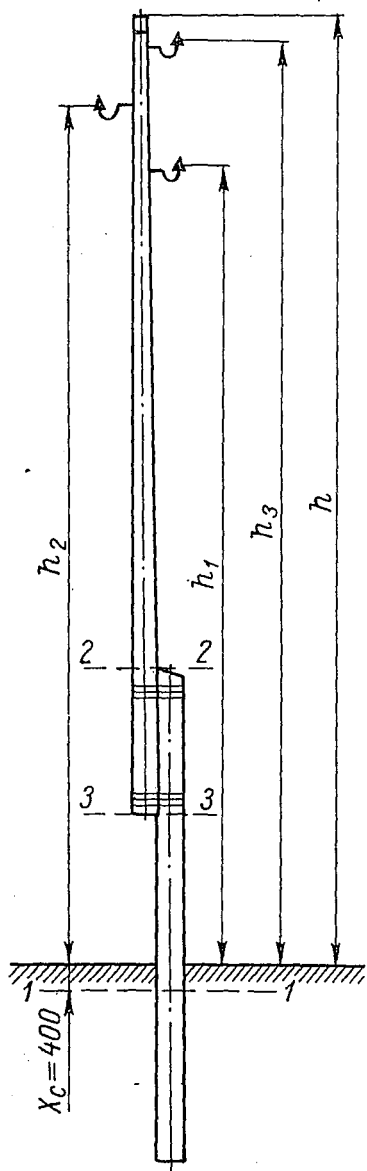


Рис. 6-12. К расчету одностоечной опоры

а затем для каждой расчетной точки определяется суммарный прогиб, являющийся плечом соответствующей вертикальной силы.

Одностоечные промежуточные опоры линий 10—20 кВ с алюминиевыми проводами до марки А50 включительно при пролетах 80—90 м и высоте 10—12 м испытывают сравнительно небольшие изгибающие моменты от вертикальных сил на прогибах. Это объясняется как малыми прогибами относительно коротких стоек (прогиб пропорционален третьей степени высоты), так и малым значением самих вертикальных нагрузок.

В табл. 6-4 приведены результаты расчета стойки опоры линий 10 кВ высотой 10 м, с проводом А50, предназначенной для установки во II районе гололедности при скоростном напоре  $q = 50 \text{ даН/м}^2$ .

Таблица 6-4

Изгибающие моменты в расчетных сечениях

Сечение	Изгибающий момент, даН·м (кгс·м)			$\frac{M_B}{M_\Sigma}$ , %
	от горизонтальных сил $M_H$	от вертикальных сил $M_B$	суммарный $M_\Sigma$	
Сечение на уровне заделки	1442,15	124,7	1566,85	7,95
Сечение на уровне верха па- сынка	918,15	48,40	966,55	5,00

Как видно из таблицы, увеличение изгибающего момента от действия вертикальных сил в данном случае составило не более 8%. При таком небольшом увеличении изгибающих моментов нет необходимости делать трудоемкие расчеты стойки опоры по деформированной схеме, и для одностоечных опор 10—20 кВ влияние вертикальных сил на изгибающий момент следует учитывать коэффициентом  $k_M$ , на который умножается изгибающий момент от горизонтальных сил: для негололедных районов  $k_M = 1,10$ ; для гололедных районов  $k_M = 1,12$ .

#### 6-4. Расчет соединений элементов

Соединения элементов деревянных опор выполняются в основном с помощью болтов. Расчетная несущая способность болта в соединениях зависит от сопротивления древесины смятию и работы болта на изгиб. В результате теоретических исследований и многократных испытаний болтовых соединений деревянных элементов для расчета болтов выведены формулы, определяющие несущую способность болта на один срез. В данном случае термин «срез» является условным, так как в действительности соединение разрушается не от среза, а от смятия дерева и разрыва болта. Такое раз-



рушение происходит при очень больших деформациях, недопустимых для нормальной работы соединения. Поэтому формулы для определения расчетной несущей способности болтового соединения составлены так, чтобы деформации соединений в предельном состоянии не были чрезмерными.

Расчетная несущая способность болта  $T$  на один срез по условию смятия древесины определяется по формулам:

для симметричных соединений

$$T = 0,5cdR_{см}; \quad T = 0,8adR_{см}; \quad (6-29)$$

для несимметричных соединений

$$T = 0,35cdR_{см}; \quad T = 0,8adR_{см}. \quad (6-30)$$

В этих формулах:  $c$  — толщина среднего элемента в двухсрезных соединениях и одинаковых или наиболее толстых элементах односрезного соединения;  $a$  — толщина крайнего элемента в двухсрезных соединениях и наиболее тонкого элемента односрезного соединения;  $d$  — диаметр болта.

Значения  $c$ ,  $a$ ,  $d$  принимаются в сантиметрах, значение  $T$  получается при этом в деканьютонах (даН);  $R_{см}$  — расчетное сопротивление смятию под болтом, принимаемое по табл. 6-1 с введением коэффициента  $k_d$ , ограничивающего деформации соединения:  $k_d = 0,8$  при  $a$  и  $c < 24$  см;  $k_d = 0,7$  при  $a$  и  $c \geq 24$  см.

Расчетная несущая способность болта по смятию древесины принимается меньшей из двух полученных значений.

Расчетная несущая способность болта по условиям его изгиба на один срез определяется в зависимости от режима работы линии: при нормальном режиме без гололеда

$$T = 380d^2 \text{ даН (кгс);} \quad (6-31)$$

при нормальном режиме с гололедом

$$T = 420d^2 \text{ даН;} \quad (6-32)$$

при аварийном режиме

$$T = 540d^2 \text{ даН,} \quad (6-33)$$

где  $d$  — диаметр болта, см.

Если болтовое соединение передает усилие под углом  $\alpha$  к волокнам соединяемых элементов, то его расчетная несущая способность уменьшается вследствие снижения сопротивления древесины смятию. Это снижение ухудшает и условия работы болта на изгиб.

При расчете по формулам (6-29) и (6-30) значение  $T$  уменьшается путем умножения на коэффициент  $k_\alpha$ , т. е.

$$T_\alpha = Tk_\alpha. \quad (6-34)$$

Значения коэффициента  $k_\alpha$  даны в табл. 6-5. Промежуточные значения  $k_\alpha$  определяются интерполяцией.

При проверке несущей способности болта по изгибу значения  $T$ , определенные по формулам (6-31) — (6-33), следует уменьшить путем умножения на коэффициент  $\sqrt{k_\alpha}$ :

$$T_\alpha = T \sqrt{k_\alpha}. \quad (6-35)$$

При применении накладок из листовенницы расчетная несущая способность болта на один срез по условию смятия увеличивается умножением на коэффициент 1,2, а по условию изгиба болта — на коэффициент  $\sqrt{1,2}$ .

Расстояние между осями болтов и до края бревна следует принимать не менее 25 см.

В случае применения двухсрезного соединения со стальными накладками, которое может быть только симметричным, расчет выполняется по приведенным выше формулам по толщине среднего элемента  $s$ . Смятие в накладках проверяется по расчетному сопротивлению для стали.

Соединения с помощью шпонок в настоящее время в конструкциях деревянных опор не применяются.

Соединение стойки с пасынком как в промежуточных, так и в анкерных опорах выполняется с помощью проволочных бандажей. Рассмотрим расчет бандажа в соединении пасынка со стойкой промежуточной опоры. Обозначим изгибающий момент, действующий на стойку опоры, в плоскости опоры и в сечении 3—3 (см. расчетную схему на рис. 6-7) через  $M_{3-3}^p$ , а расстояние между бандажами — через  $l_6$ .

Можно написать, что усилие  $P_6^p$ , разрывающее верхний бандаж, с некоторым запасом будет равно

$$P_6^p = \frac{M_{3-3}^p}{l_6}. \quad (6-36)$$

Если бандаж имеет  $n$  витков проволоки диаметром  $d$  мм, то напряжение в проволоке бандажа будет равно

$$\sigma = \frac{4P_6^p}{2 \cdot 0,7n\pi d^2} = 2,86 \frac{P_6^p}{n\pi d^2}, \quad (6-37)$$

где 0,7 — коэффициент, учитывающий неравномерность работы отдельных проволок в бандаже.

Напряжение, полученное по формуле (6-37), должно удовлетворять условию

$$\sigma \leq R,$$

где  $R$  — расчетное сопротивление проволоки на разрыв.

Таблица 6-5

Значение коэффициента  $k_\alpha$

Угол $\alpha, \dots^\circ$	Диаметр болта $d$ , см		
	1,6	2,0	2,4
30	0,90	0,90	0,90
60	0,70	0,65	0,60
90	0,60	0,55	0,50

В аварийном режиме нагрузка действует на бандаж в плоскости, перпендикулярной плоскости бандажа. Как показали испытания, в этом случае бандаж также может рассчитываться на разрыв, но вследствие перекосов, происходящих при скольжении стойки по пасынку, коэффициент неравномерности работы витков следует принимать равным 0,5.

Расчетная формула будет иметь вид

$$\sigma = 4 \frac{P_6^p}{n\pi d^2}. \quad (6-38)$$

Усилие  $P_6^p$  в этом случае определяется по формуле

$$P_6^p = \frac{M_{(3-3) \perp}^p}{l_6},$$

где  $M_{(3-3) \perp}^p$  — изгибающий момент, действующий на стойку в сечении 3—3 от тяжения провода при обрыве.

Изгибающие моменты для расчета бандажа как в нормальном, так и в аварийном режиме работы опоры принимаются с учетом влияния вертикальных сил.

## ГЛАВА VII

# СТАЛЬНЫЕ ОПОРЫ

### 7-1. Свойства строительной стали, применяемой для изготовления опор и фундаментов

Сталь является основным материалом, из которого изготавливаются металлические опоры и различные детали (траверсы, тросостойки, оттяжки) железобетонных опор. Сталь применяется также для армирования стоек железобетонных опор и фундаментов и для соединения элементов деревянных опор.

Стальные опоры выполняются из малоуглеродистой или низколегированной стали в зависимости от назначения опор и расчетной температуры в районе сооружения линии электропередачи. Выбирая конструктивные схемы опор и подходящие профили проката, можно получать конструкции стальных опор для любых условий и нагрузок, требующихся на линиях электропередачи.

Достоинством стальных опор по сравнению с железобетонными является их высокая прочность при малой массе. К числу недостатков стали следует отнести ее подверженность коррозии, что вызы-

вадет необходимость периодической окраски, требующей дополнительных затрат в эксплуатации. Этот недостаток может быть устранен при оцинковке опор горячим способом, обеспечивающей надежную и долговечную защиту стали от коррозии.

Все строительные стали должны обладать определенными гарантированными характеристиками прочности и пластичности при различных условиях эксплуатации, определенным химическим составом, от которого зависят их свойства, а стали, применяемые для сварных конструкций, — хорошей свариваемостью.

Основными характеристиками строительной стали являются: предел упругости, предел текучести, предел прочности и относительное удлинение образца стали.

Пределом упругости  $\sigma_y = P_y/F_0$  называется напряжение, при котором еще не обнаруживаются остаточных деформаций. Пределом текучести  $\sigma_T$  называется напряжение, при достижении которого деформации продолжают практически без увеличения напряжения.

Пределом прочности, или временным сопротивлением,  $\sigma_B = P_B/F_0$  называется наибольшее напряжение, предшествующее разрушению образца стали.

Относительным удлинением  $\varepsilon = (l_1 - l_0) \cdot 100/l_0$  называется приращение длины образца после разрыва, отнесенное к начальной длине образца и выраженное в процентах. Способность стали сопротивляться динамическим нагрузкам при отрицательных температурах характеризуется ударной вязкостью стали. Ударная вязкость малоуглеродистой стали (см. ниже) зависит от технологии плавки стали — способа ее раскисления в изложницах.

Для опор линий электропередачи применяются стали классов С 38/23; С 44/29 и С 46/33.

Сталь класса С 38/23 может быть малоуглеродистой, обозначенной по ГОСТ 380—71 маркой ВСтЗ, или низколегированной, а стали классов С 44/29 и С 46/33 относятся только к низколегированным сталям по ГОСТ 5058—65.

В соответствии с ГОСТ 380—71, введенным в действие с 1 января 1972 г., способ изготовления стали в ее обозначении не указывается, а дополнительные требования к изгибу в холодном состоянии и ударной вязкости определяются категориями стали, обозначенными цифрами от 1 до 6. Эти цифры добавляются к обозначению марки стали после букв, обозначающих способ раскисления стали («пс» или «сп»). Стали категорий 2, 3, 4, 5 и 6 поставляются с дополнительными гарантиями временного сопротивления, предела текучести, относительного удлинения, загиба в холодном состоянии, а также химического состава. Для категории 3 гарантируется также ударная вязкость при температуре  $+20^\circ\text{C}$ , для категории 4 — при температуре  $-20^\circ\text{C}$ . Для категории 6 гарантируется ударная вязкость после механического старения, а для стали категории 5 — после механического старения и при температуре  $-20^\circ\text{C}$ .

В соответствии с ведомственными указаниями для опор линий электропередачи, устанавливаемых в районах с расчетной температурой не ниже  $-30^{\circ}\text{C}$ , следует применять сталь ВСтЗпсб. В районах с расчетной температурой от  $-30$  до  $-40^{\circ}\text{C}$  для болтовых опор применяется также сталь марки ВСтЗпсб, а для сварных опор элементы толщиной до 9 мм могут изготавливаться из стали ВСтЗпсб, а элементы толщиной 10—25 мм должны выполняться из стали марки ВСтЗпб.

В районах со средней температурой ниже  $-40^{\circ}\text{C}$  применяются только низколегированные стали.

Специальные опоры больших переходов воздушных линий через реки в районах с температурой не ниже  $-40^{\circ}\text{C}$  выполняются из стали ВСтЗпсб при толщине элементов до 10 мм, а при толщине

от 11 до 25 мм — из стали ВСтЗпб. Элементы толщиной более 25 мм должны выполняться из низколегированной стали с гарантией ударной вязкости при температуре  $-40^{\circ}\text{C}$ .

Для переходных опор большой высоты применяются бесшовные стальные трубы, изготавливаемые обычно из стали марки 20 по ГОСТ 8732—70 или из сталей других марок, если это требуется по условиям низких температур.

Для опор линий электропередачи перспективным материалом являются алюминиевые сплавы, так как объемная масса их почти

в три раза меньше объемной массы стали. Особым преимуществом алюминиевых сплавов является их коррозионная стойкость. Ввиду большой стоимости алюминиевых сплавов их применение экономически оправдано только на трассах линий электропередачи, особенно сложных для транспортировки опор на пикет.

Основным видом стального проката, применяемого для опор, является угловой равнобокий или неравнобокий прокат, листовая сталь и в отдельных случаях швеллеры. В настоящее время выполнен ряд стальных конструкций из гнутых специальных профилей, такие конструкции при освоении гнутых профилей для опор могут дать существенный экономический эффект.

Для расчета опор принимаются расчетные сопротивления  $R$ , получаемые делением нормативных сопротивлений  $R^H$  на коэффициенты безопасности  $k$ . В табл. 7-1 приведены нормативные сопро-

Таблица 7-1

Нормативные сопротивления  $R^H$ , даН/см<sup>2</sup>, и коэффициенты безопасности  $k$  для прокатной стали

Обозначение	Класс прокатной стали		
	С 38/23	С 44/29	С 46/33
$R^H$	2300	2900	3300
$k$	1,10	1,10	1,15
$R^H_B$	3800	4400	4600
$k_B$	1,45	1,45	1,50

Примечание.  $R^H$  — равно пределу текучести  $\sigma_T$ ,  $R^H_B$  — пределу прочности  $\sigma_B$ .

Таблица 7-2

Расчетные сопротивления  $R$ , даН/см<sup>2</sup>, для прокатной стали

Вид напряженного состояния	Условное обозначение сопротивления	Класс прокатной стали		
		С 38/23	С 44/29	С 46/33
Растяжение, сжатие, изгиб	$R$	2100	2600	2900
Срез	$R_{ср}$	1300	1500	1700
Смятие торцевой поверхности (при наличии пригонки)	$R_{см.т}$	3200	3900	4300
Смятие местное при плотном касании	$R_{см.м}$	1600	2000	2200

Таблица 7-3

Расчетные сопротивления  $R^{св}$ , даН/см<sup>2</sup>, сварных соединений

Вид сварного соединения	Вид напряженного состояния	Условное обозначение сопротивления	Класс стали конструкции		
			С 38/23	С 44/29	С 46/38
Соединения встык	Сжатие	$R_c^{св}$	2100	2600	2900
	Растяжение при сварке с применением физических способов контроля	$R_p^{св}$	2100	2600	2900
		$R_p^{св}$	1800	2200	2500
	Срез	$R_{ср}^{св}$	1300	1500	1700
Угловые швы	Срез	$R_y^{св}$	1500	1800	2000

тивления и коэффициенты безопасности для прокатной стали трех классов, применяемых для стальных опор линий электропередачи. Расчетные сопротивления прокатной стали даны в табл. 7-2, для сварных соединений — в табл. 7-3, для болтовых соединений — в табл. 7-4.

Расчетное сопротивление растяжению стальных канатов для оттяжек принимается равным разрывному усилию каната в целом, деленному на коэффициент безопасности  $k = 1,6$ :

$$R = S_p / 1,6.$$

Таблица 7-4

Расчетные сопротивления  $R$ , даН/см<sup>2</sup>, болтовых соединений

Болт	Вид болтового соединения	Сопротивление									
		растяжению болтов классов			срезу болтов классов			при $a/d$	смятию конструкции из стали классов		
		4.6	5.6	8.8	4.6	5.6	8.8		С 38/23	С 44/29	С 46/33
нормальной точности	Одноболтовое	1700	2100	4000	1500	1700	3000	2,0 1,5	3800 3200	4700 4000	5200 4400
	Многоболтовое	1700	2100	4000	1300	1500	2500	—	3400	4200	4600
грубой точности	Одноболтовое	1700	2100	—	1500	1700	—	2,0 1,5	3800 3200	—	—
	Многоболтовое	1700	2100	—	1300	1500	—	—	3400	—	—

Примечание. Обрез  $a$  — расстояние от оси отверстия до края элемента вдоль усилия, см;  $d$  — диаметр отверстия, см.

## 7-2. Конструкции стальных опор

Стальные опоры, установленные на линиях электропередачи в СССР и за рубежом, имеют самые разнообразные решения по схемам и конструкциям. Это разнообразие типов объясняется в основном разработкой индивидуальных проектов опор для отдельных линий, причем проектировщики, естественно, стремились найти оптимальные решения в соответствии с особенностями конкретных линий.

В СССР проведена унификация конструкций опор, при которой было выбрано ограниченное число типов, наиболее подходящих для соответствующих областей применения.

В дальнейшем будем рассматривать только схемы и конструкции опор, принятые в серии унифицированных.

Стальные опоры, применяемые на линиях электропередачи напряжением 35 кВ и выше, по конструктивному решению ствола могут быть отнесены к двум основным схемам — башенным или одностоечным (рис. 7-1), и порталным (рис. 7-2), а по способу закрепления на фундаментах — к свободностоящим опорам (рис. 7-1 и 7-2) и опорам на оттяжках (рис. 7-3).

Опоры изготавливаются из стального уголкового проката, причем в подавляющем большинстве случаев применяется равнобокий уголок; высокие переходные опоры могут быть изготовлены из стальных труб. В узлах соединения элементов применяется стальной лист различной толщины. Это основной сортament проката, применяемый в опорах; в отдельных случаях могут быть использованы и другие виды проката.

Независимо от конструктивного решения и схемы стальные опоры выполняются в виде пространственных решетчатых конструкций, основными элементами которых являются (рис. 7-4):

пояса 1, воспринимающие нормальные усилия, возникающие при действии изгибающих моментов и осевых сил;

решетка 2, воспринимающая поперечные силы и крутящие моменты.

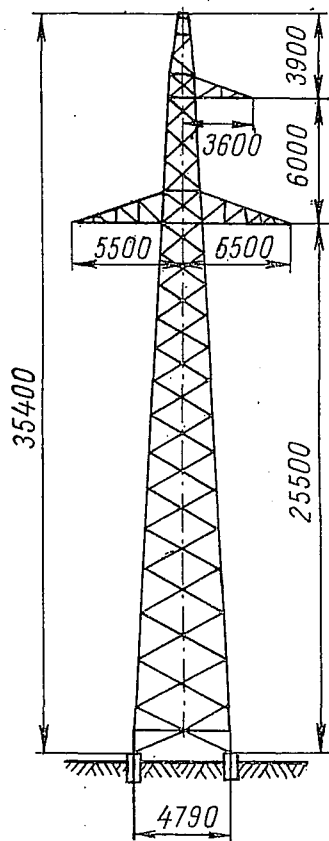


Рис. 7-1. Промежуточная опора башенного типа

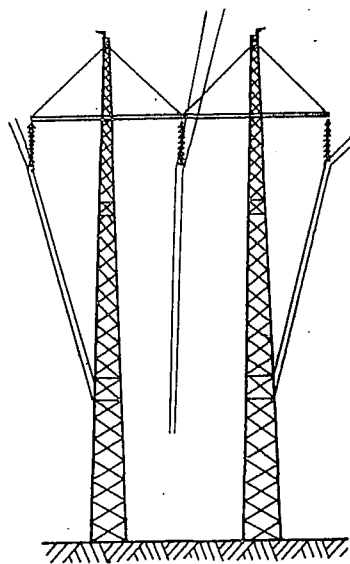


Рис. 7-2. Промежуточная порталная опора

В свою очередь, решетка состоит из основных рабочих элементов и дополнительных связей, устанавливаемых в зоне крепления траверс и на перегибах направления поясов;

диафрагмы 3, обеспечивающие пространственную жесткость конструкции.

По способу соединения элементов стальные опоры разделяются на сварные и болтовые. В первом случае все соединения стержней пространственной конструкции опоры выполняются на сварке, а во втором случае — на болтах. Практически чисто сварных или чисто болтовых конструкций не бывает. Сварные опоры изготавливаются на заводе в виде нескольких пространственных сварных секций, которые соединяются на месте установки при



помощи болтов. Болтовые опоры обычно имеют отдельные элементы со сварными соединениями.

Выбор вида соединений элементов опор зависит от способа их защиты от коррозии. До последнего времени основным средством защиты являлась окраска, при которой можно применять как болтовые соединения, так и сварные всех типов, в том числе и сварные соединения внахлестку (см. § 7-5) с приваркой элементов по двум сторонам. При внедряемой в настоящее время горячей оцинковке опор последний вид соединений недопустим, так как кислота, применяемая для травления элементов перед оцинковкой, может за-

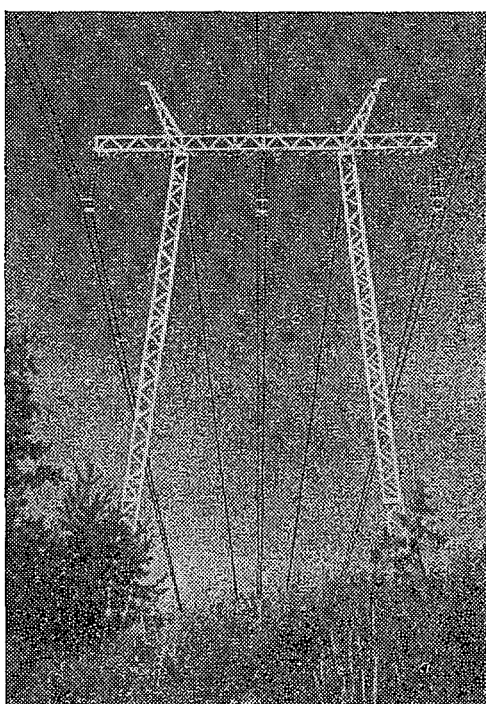


Рис. 7-3. Промежуточная опора порталного типа на оттяжках

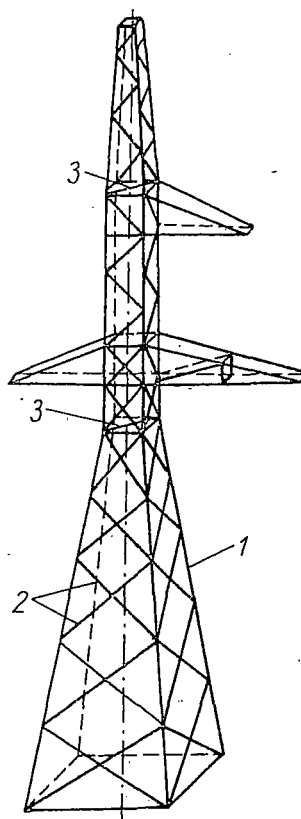


Рис. 7-4. Элементы пространственных решетчатых опор

текать в зазоры между элементами и разрушаться впоследствии соединением; поэтому цинкуемые опоры должны выполняться со сваркой элементов встык.

Для оцинковки наиболее удобны болтовые конструкции, при которых можно оцинковывать отдельные стержни, собранные в пакеты.

При разработке конструкций свободностоящих опор прежде всего должны быть определены размеры ствола. Высота опоры определяется путем технико-экономических сравнений общей стоимости участка линии с опорами различной высоты. Чем ниже опора, тем меньше ее масса, но тем больше число опор, а следовательно, и фундаментов, изоляции и т. д. Для заданного провода и климати-

ческ  
трап  
опор  
I  
при  
меж

I  
при  
ясам  
Ба  
гла  
пуст  
шак  
масс  
С  
деля  
рова  
110-  
дела  
лин  
лета  
на г  
ных  
500  
в пр  
I

для  
150  
опор  
мож  
I  
гут  
варк  
ввах  
Е  
одни  
чать  
У  
с со  
ним  
Г.  
порт  
ходя

ческих условий можно вычислить высоту опоры, при которой затраты на 1 км линии будут наименьшими. Пролет, соответствующий опоре такой высоты, называется *экономическим*.

Во избежание многообразия конструкций в Советском Союзе приняты следующие оптимальные высоты (в метрах) стальных промежуточных опор (до нижней траверсы):

35 кВ . . . . .	12—15
110 кВ . . . . .	19,0
220—330 кВ (одноцепные) . . . . .	25,0
220—330 кВ (двухцепные) . . . . .	27,5
500 кВ . . . . .	29,0

Ширину верхней части ствола опор следует подбирать так, чтобы при сварной конструкции было возможно крепление раскосов к поясам без фасонки, а при болтовой — с помощью одного болта. *База опоры* (ширина ее ствола) у основания определяется главным образом условиями закрепления опор в грунте, т. е. допустимыми нагрузками на фундаменты. При увеличении базы уменьшаются усилия в поясах и, следовательно, их масса, но возрастает масса решетки.

Оптимальные размеры ствола стальных башенных опор определяются в результате сравнения вариантов. Практика проектирования показывает, что для башенных промежуточных опор 110—150 кВ ширину ствола вверху целесообразно принимать в пределах 600—1200 мм, у анкерных опор 1000—1500 мм. Для опор линий 220—330 кВ при проводах большего сечения и длинных пролетах, характерных для линий этого класса, ширина ствола вверху на промежуточных опорах принимается 1000—1400 мм, а у анкерных 1500—2000 мм; для свободностоящих порталных опор линий 500 кВ ширину ствола на отметке траверсы можно рекомендовать в пределах 800—1000 мм.

База у основания унифицированных опор принята 2,0—3,0 м для промежуточных и 4,6—6,0 м для анкерных опор линий 110—150 кВ, 4,5—5,5 м для промежуточных и 8,0—10,0 м для анкерных опор линий 220 и 330 кВ. Такие размеры базы обеспечивают возможность применения сборных фундаментов.

Как отмечалось выше, соединения раскосов с поясами опор могут быть сварными и болтовыми. Узел сварной секции опоры с приваркой раскосов к поясам встык показан на рис. 7-5, с приваркой внахлестку — на рис. 7-6.

В болтовых опорах в каждом узле два раскоса крепятся к поясу одним болтом (рис. 7-7). Такой способ крепления позволяет получать наименьшее число болтов в конструкции опоры.

Унифицированные свободностоящие опоры выполняются либо с соединениями всех элементов на болтах, либо со сварными верхними и болтовыми нижними секциями.

При проектировании сварных опор необходимо учитывать транспортные условия: сварные секции должны иметь размеры, не выходящие за пределы габаритов железнодорожных вагонов, и по

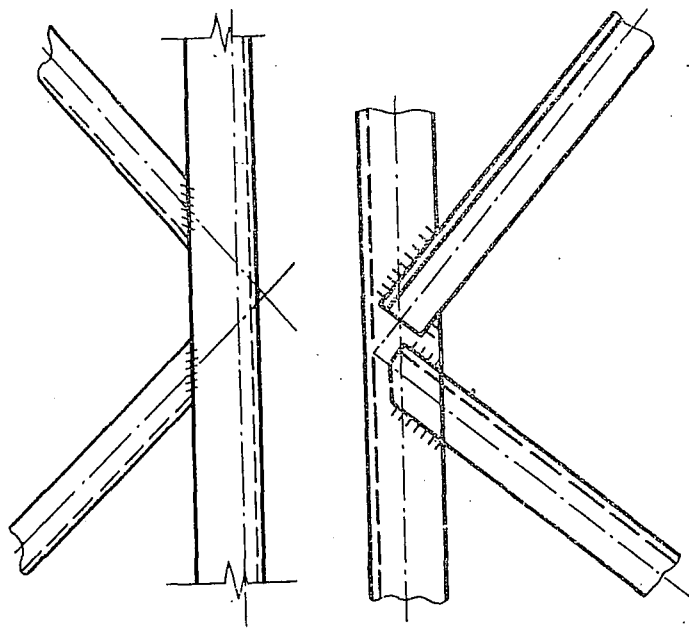


Рис. 7-5. Узел крепления раскосов к поясам встык

Рис. 7-6. Узел крепления раскосов к поясам внахлестку

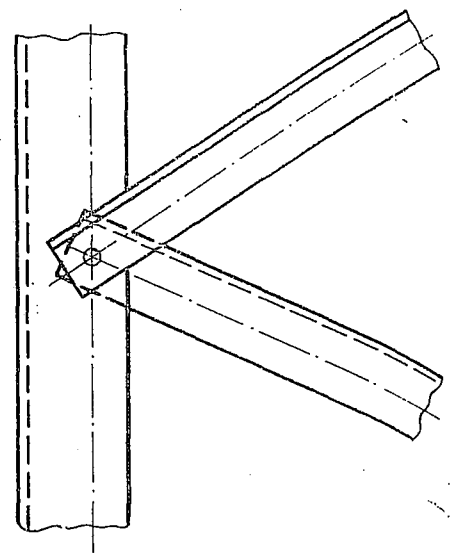


Рис. 7-7. Узел крепления раскосов к поясам одним болтом

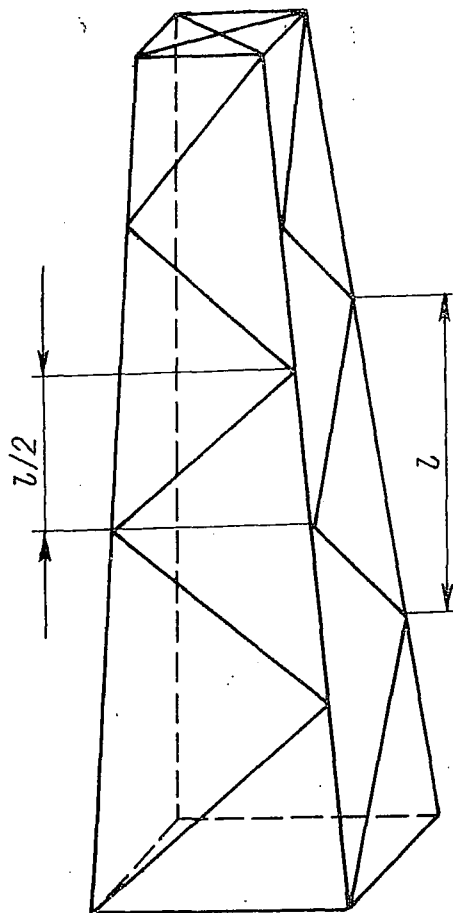


Рис. 7-8. Ствол опоры с треугольной решеткой (решетка «в елку»)

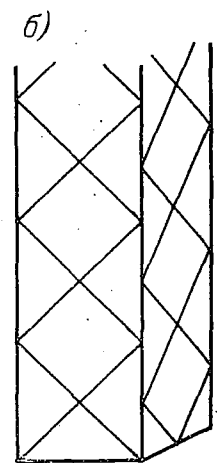
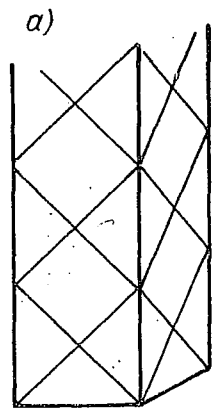


Рис. 7-9. Ствол опоры с перекрестной решеткой

возможности обеспечивать наиболее полное использование грузоподъемности вагонов. Болтовые опоры комплектуются на заводах в пакеты и могут перевозиться любым видом транспортных средств, они обеспечивают практически их полную загрузку.

Опоры на оттяжках состоят из порталной или односоечной конструкции (см. рис. 7-3 и 7-16) и системы оттяжек. Портал или стойка таких опор выполняются, как правило, сварными, так

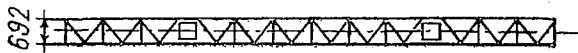
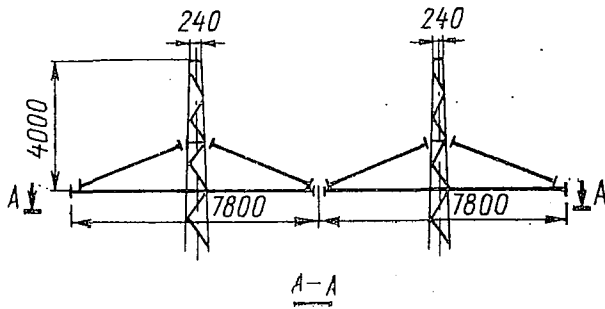


Рис. 7-10. Шпренгельная траверса порталной опоры

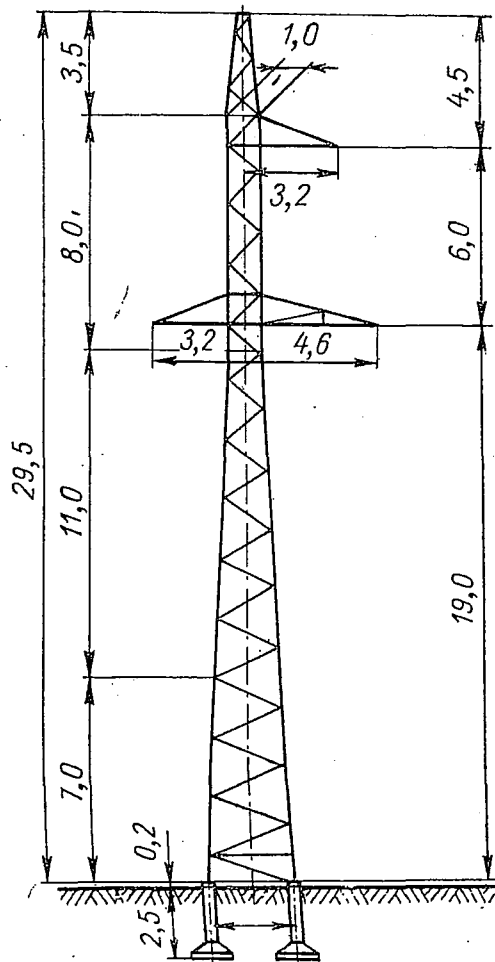


Рис. 7-11. Унифицированная одноцепная промежуточная опора ВЛ 110 кВ

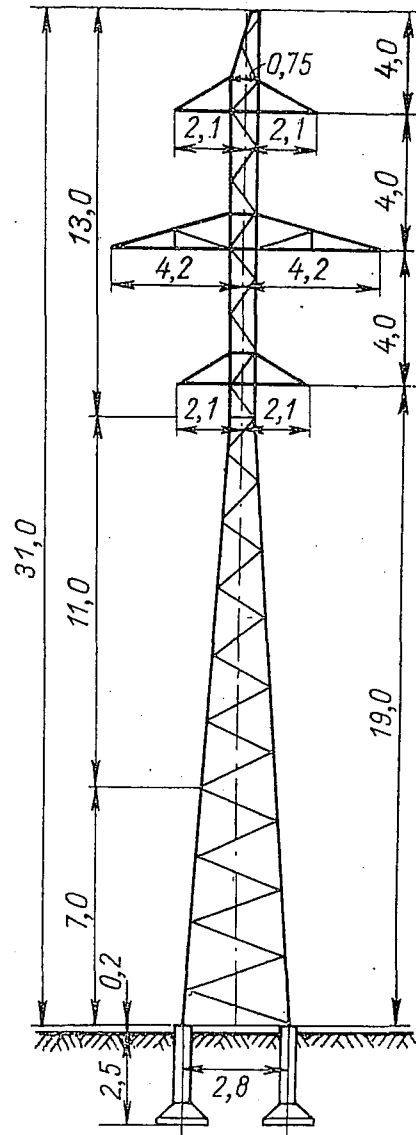


Рис. 7-12. Унифицированная двухцепная промежуточная опора ВЛ 110 кВ

как небольшие поперечные размеры элементов позволяют цинковать сварные секции. Применение болтовых опор на оттяжках может быть целесообразным лишь в специальных случаях, например

при необходимости транспортировки на большие расстояния. Расположение оттяжек опор определяется допустимыми нагрузками на типовые сборные фундаменты под стойки и на анкерные плиты.

Решетка ствола башенных опор может быть различных типов. Для опор с небольшими нагрузками может применяться так называемая решетка «в елку» (рис. 7-8), смещенная на половину панели в соседних гранях (панелью называется расстояние между узлами по длине пояса). При больших нагрузках такая решетка оказывается невыгодной, в этих случаях применяется перекрестная решетка (рис. 7-9, а) или перекрестная решетка со смещением узлов в смежных гранях (рис. 7-9, б).

Решетка стоек порталных опор на оттяжках выполняется по схеме «в елку», а верхняя секция одностоечных опор — с перекрестной решеткой. Другие решетки в опорах применяются в специальных случаях.

В стволах шириной до 3 м устанавливаются через 8 м диафрагмы. При более широких стволах расстояние между диафрагмами может быть увеличено до трехкратной средней ширины наиболее узкой грани (в опорах с прямоугольным сечением ствола).

Траверсы опор башенного типа при небольших нагрузках могут быть выполнены плоскими из швеллеров. При больших нагрузках траверсы такого типа становятся слишком тяжелыми, в этих случаях применяются пространственные решетчатые траверсы из углового проката. Такого же типа траверсы используются для одностоечных опор на оттяжках.

Траверсы порталных опор на оттяжках выполняются балочными (см. рис. 7-3) или шпренгельными. Шпренгельные траверсы (рис. 7-10) применяются также и для свободностоящих порталных опор.

Подвеска грозозащитных тросов осуществляется на тросостойках, выполняемых обычно в виде пространственных конструкций типа усеченной пирамиды.

Современная одноцепная промежуточная опора линий электропередачи 110 кВ показана на рис. 7-11, а двухцепная — на рис. 7-12. Верхняя часть опор выполнена сварной с параллельными поясами, в нижних секциях предусмотрены болтовые соединения раскосов с поясами. База опор — прямоугольная.

Для линий, проходящих в лесных районах, и по заболоченным труднодоступным трассам, применяется одностоечная опора на оттяжках (рис. 7-13). Особенности этой опоры являются система двойных оттяжек и способ крепления их к стволу. Опора закрепляется тремя оттяжками, из которых две двойные — так называемые расщепленные. Нижние концы каждой пары расщепленных оттяжек крепятся к общему анкеру, а верхние закреплены к противоположным концам траверсы. Такая система позволяет передавать на оттяжки усилия от крутящего момента при одностороннем обрыве одного из крайних проводов. Третья оттяжка — нерасщепленная — расположена в плоскости траверс (т. е. перпен-

дикулярной оси линии). При нормальном режиме работы линии система расщепленных оттяжек частично разгружает нижнюю часть стойки от изгибающего момента, создаваемого нагрузкой на верхнюю фазу; для этого расщепленные оттяжки должны быть направлены противоположно верхней траверсе.

Одностоечные опоры на оттяжках особенно удобны на пересеченной местности, где порталные опоры должны иметь стойки различной длины (в зависимости от места установки опоры).

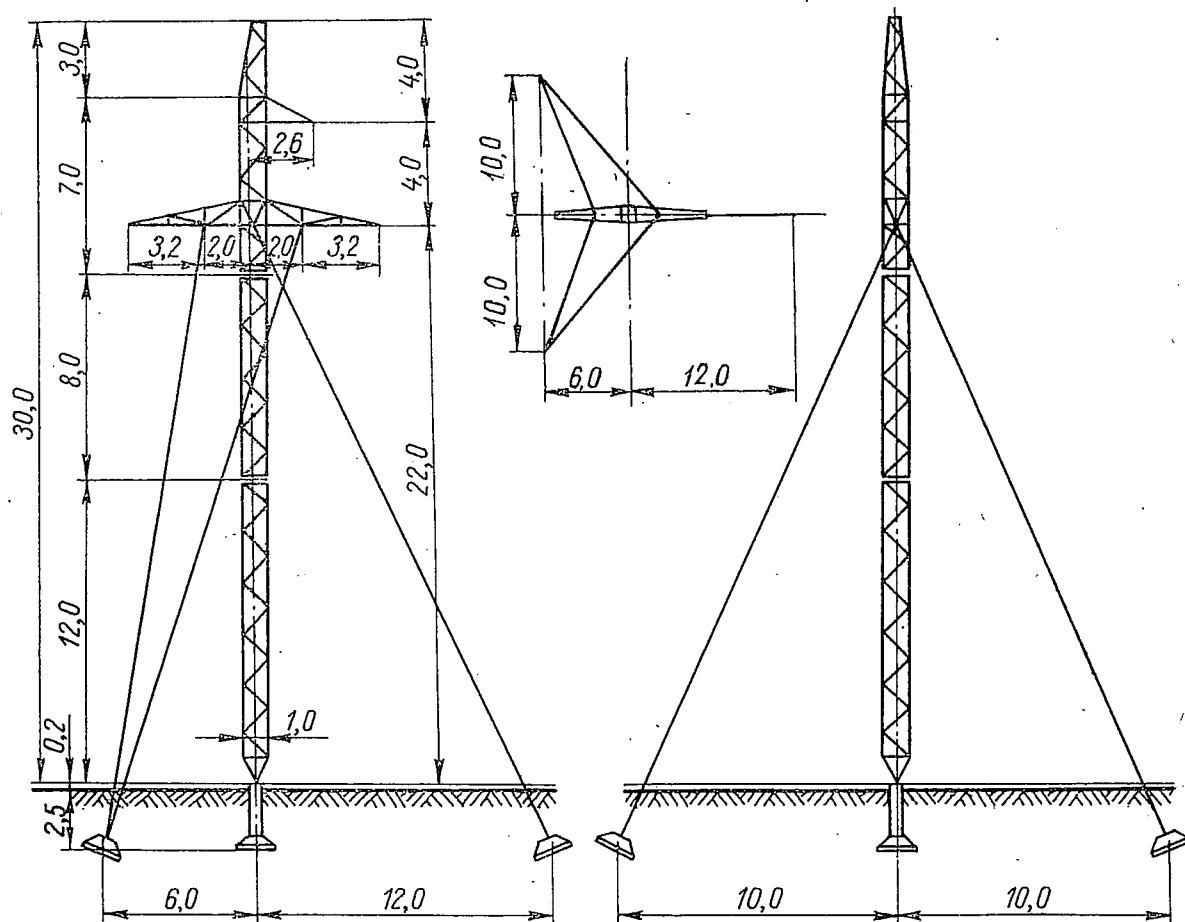


Рис. 7-13. Одностоечная одноцепная опора на оттяжках ВЛ 110 кВ

На рис. 7-14 представлена стальная одноцепная унифицированная опора, а на рис. 7-15 — двухцепная опора линии 220 кВ. Эти опоры выполнены болтовыми, за исключением некоторых сварных деталей, как, например, опорные узлы поясов и концы траверс. Пояса опор приняты прямолинейными без перегибов, что вызывает необходимость применения траверс различных размеров в каждом ярусе, но упрощает конструкцию и улучшает работу ствола. При больших нагрузках, действующих на опоры линий напряжением 220 кВ и выше, в месте перегиба поясов возникают значительные усилия как в поясах, так и раскосах. На линиях 220 кВ применяются также одностоечные опоры на оттяжках.

Башенные одноцепные промежуточные опоры линий 330 кВ отличаются от опор линий 220 кВ только расстоянием между проводами и длиной траверс. Наряду со свободностоящими на линиях

330 кВ применяются и одностоечные опоры на оттяжках (рис. 7-16), схема которых отличается от схемы опор 110 кВ лишь размерами, а также порталные опоры на оттяжках (рис. 7-17).

Стойки порталных опор, имеющие в поперечном сечении размеры в пределах  $0,8 \times 0,8$  м, выполняются сварными и оцинкуются целиком. Траверсы порталных опор выполняются обычно балочными в виде решетчатого бруса постоянного прямоугольного сечения, а в некоторых случаях — шпренгельными.

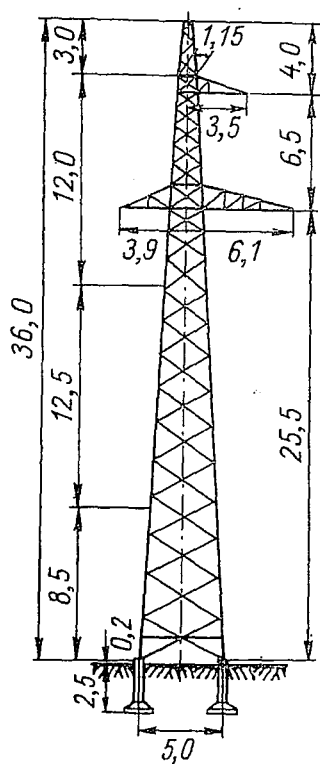


Рис. 7-14. Унифицированная одностоечная промежуточная опора ВЛ 220 кВ

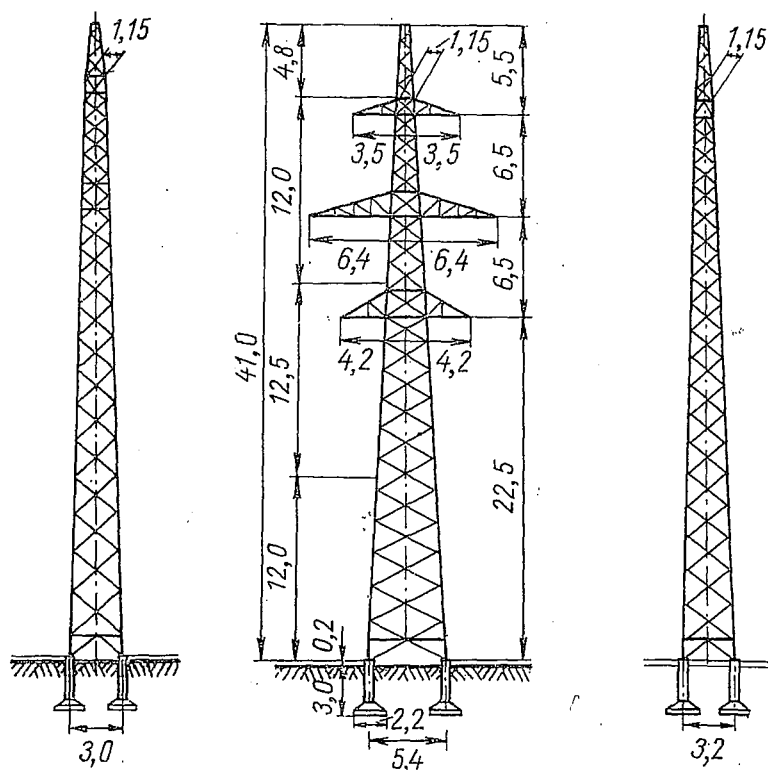


Рис. 7-15. Унифицированная двухстоечная промежуточная опора ВЛ 220 кВ

На линиях напряжением 110 кВ и выше применяются промежуточные угловые опоры, рассчитанные, как правило, на углы поворота до  $10^\circ$ . Опоры этого типа отличаются от промежуточных вылетами траверс, увеличенными с учетом отклонения гирлянды в поперечном направлении, и усиленной конструкцией ствола, на который помимо ветровых нагрузок действуют нагрузки от тяжёлых проводов и тросов. Промежуточная угловая опора линий 110 кВ представлена на рис. 7-18, линий 330 кВ — на рис. 7-19.

Анкерные угловые опоры для линий электропередачи 35—330 кВ выполняются в виде башенных конструкций. Вследствие значительных усилий возникающих в раскосах анкерных опор, особенно в аварийном режиме, поперечные размеры ствола приходится увеличивать до размеров, исключающих возможность оцинковки сварных секций. Поэтому стволы цинкуемых анкерных опор выполняются болтовой конструкции, которая одновременно улучшает условия транспортировки.

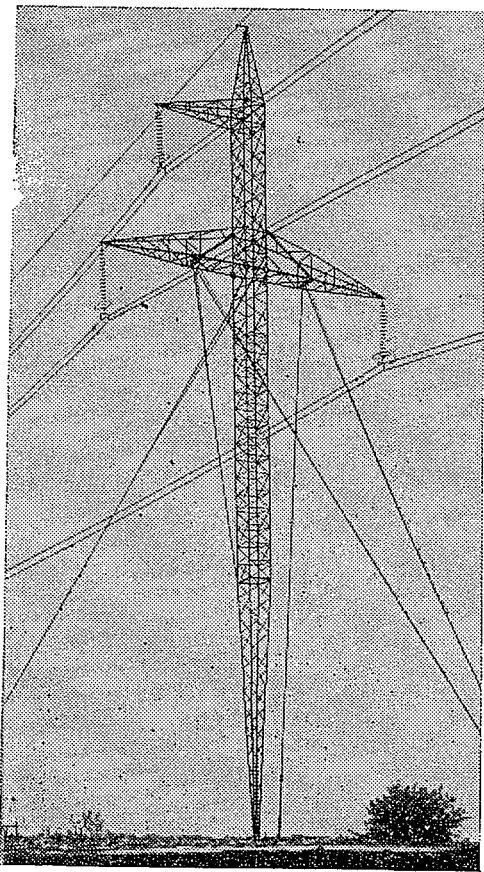


Рис. 7-16. Одностоечная одноцепная промежуточная опора на оттяжках ВЛ 330 кВ

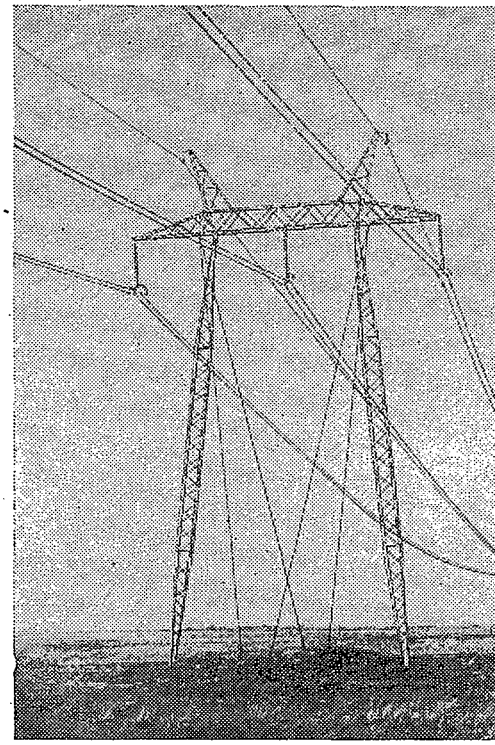


Рис. 7-17. Портальная промежуточная опора на оттяжках ВЛ 330 кВ

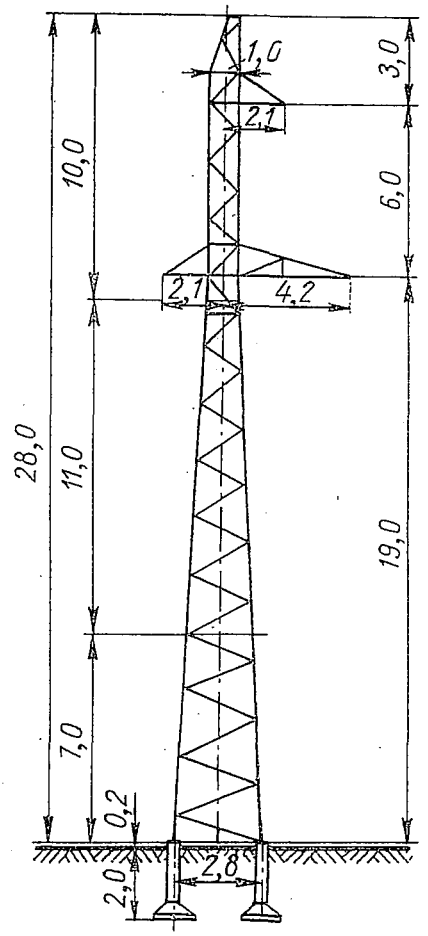


Рис. 7-18. Промежуточная угловая опора ВЛ 110 кВ



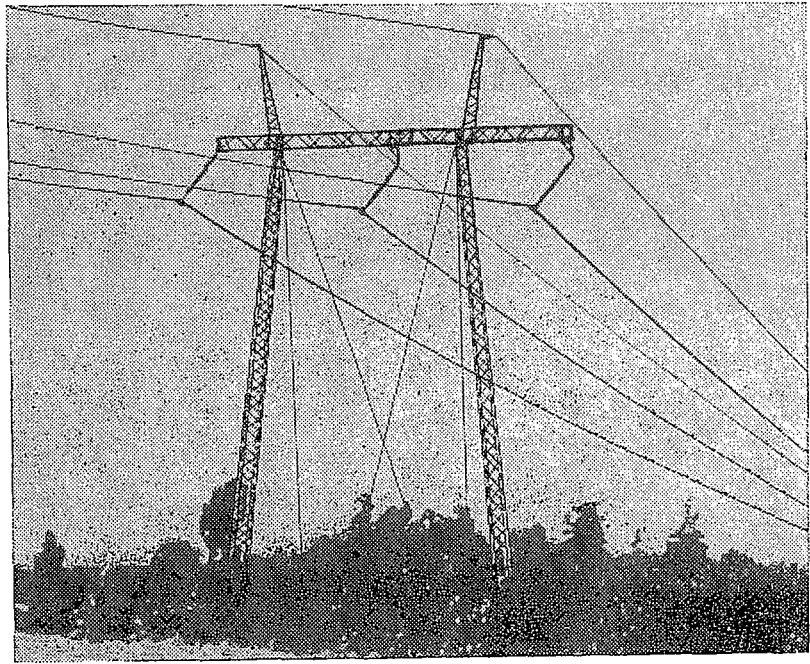


Рис. 7-19. Промежуточная угловая опора ВЛ 330 кВ

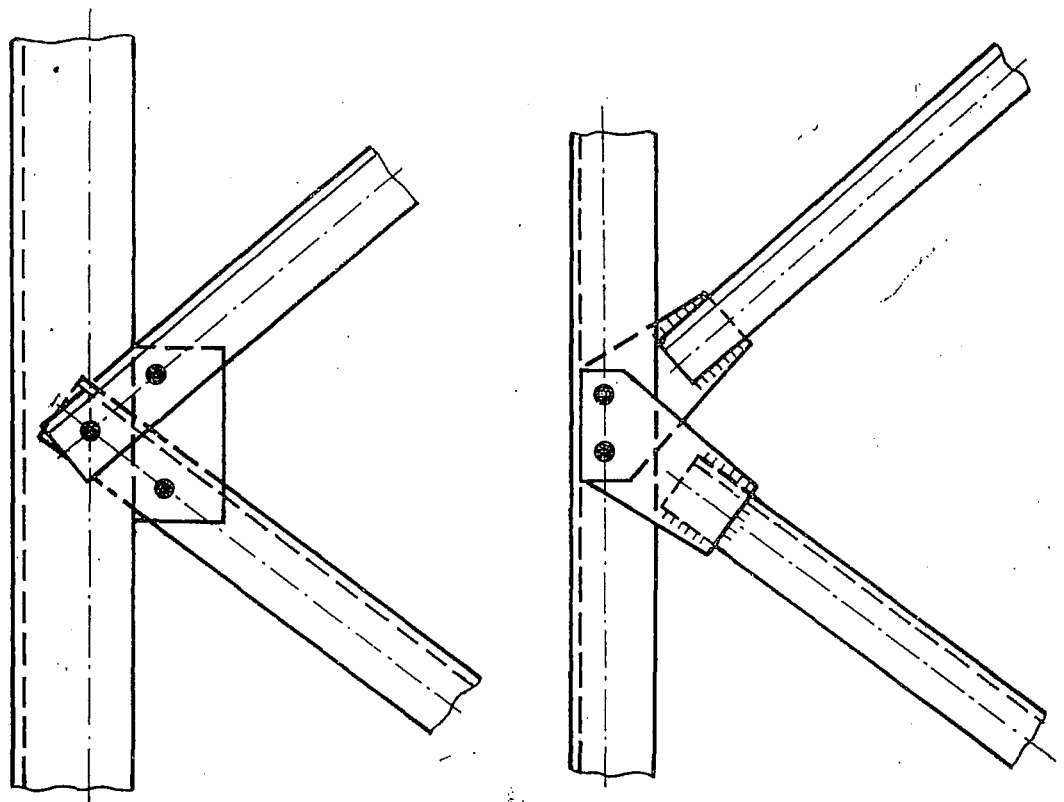


Рис. 7-20. Узел крепления раскосов к поясам в болтовых анкерных опорах

При больших усилиях в раскосах анкерных опор приходится присоединять раскосы к поясам двумя или тремя болтами; такое соединение показано на рис. 7-20. Общий вид анкерной угловой опоры для линий 110—150 кВ дан на рис. 7-21, для линий 220—330 кВ — на рис. 7-22.

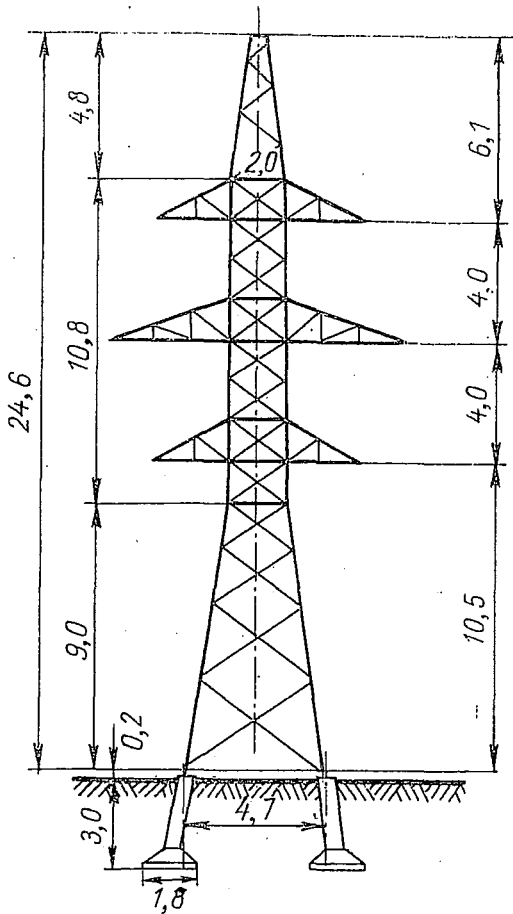


Рис. 7-21. Унифицированная анкерная угловая опора ВЛ 110—150 кВ

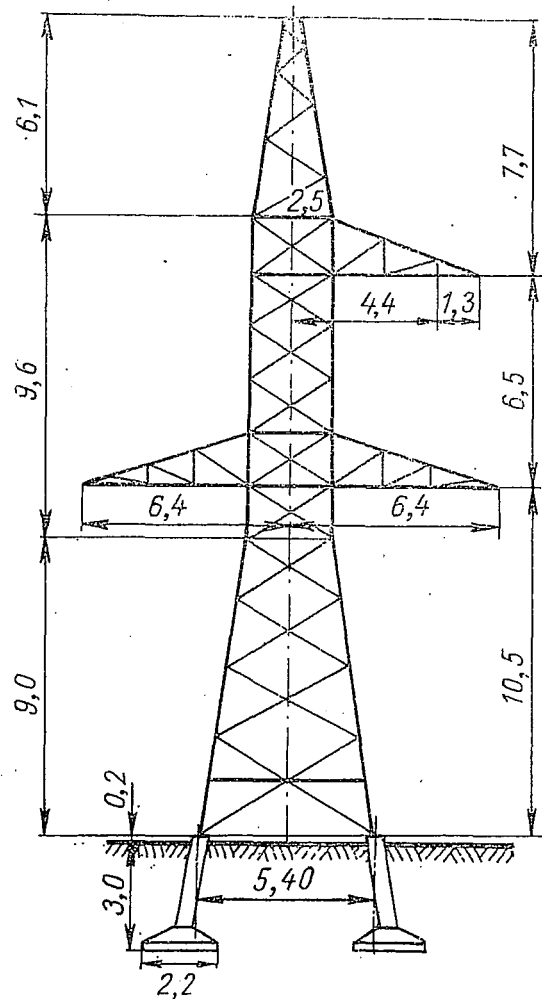


Рис. 7-22. Унифицированная анкерная угловая опора ВЛ 220—330 кВ

На линиях электропередачи 500 кВ, как правило, применяется горизонтальное расположение проводов. Промежуточные опоры 500 кВ могут быть порталными свободностоящими или на оттяжках; весьма перспективной схемой опоры 500 кВ является V-образная конструкция с расщепленными оттяжками. На рис. 7-23 показана наиболее распространенная конструкция опоры 500 кВ—портал на оттяжках.

На линиях электропередачи 750 кВ наиболее рациональной конструкцией является V-образная опора с расщепленными оттяжками — так называемая опора типа «Набла» (рис. 7-24), обладающая высокими технико-экономическими показателями. Расстояние между фазами опоры 750 кВ может быть сокращено за счет подъема верхней фазы или применения V-образных гирлянд на этой фазе либо путем соответствующего излома средней части траверсы.

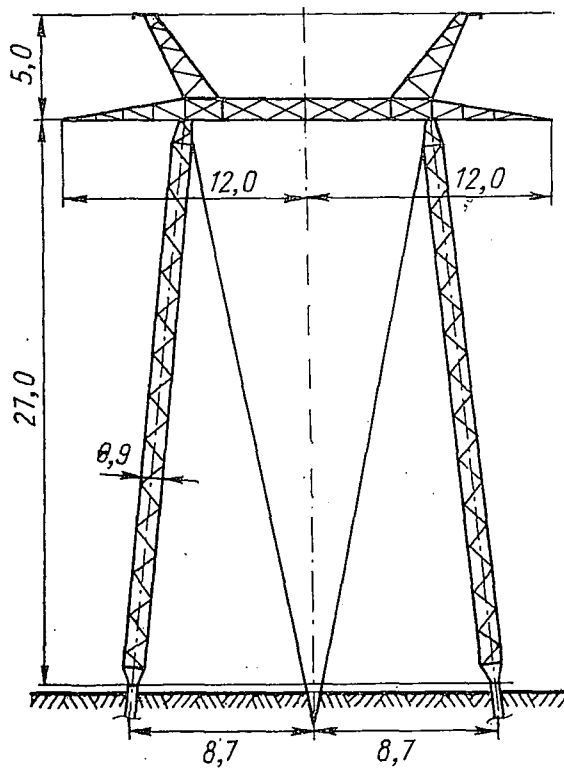


Рис. 7-23. Промежуточная опора на оттяжках ВЛ 500 кВ

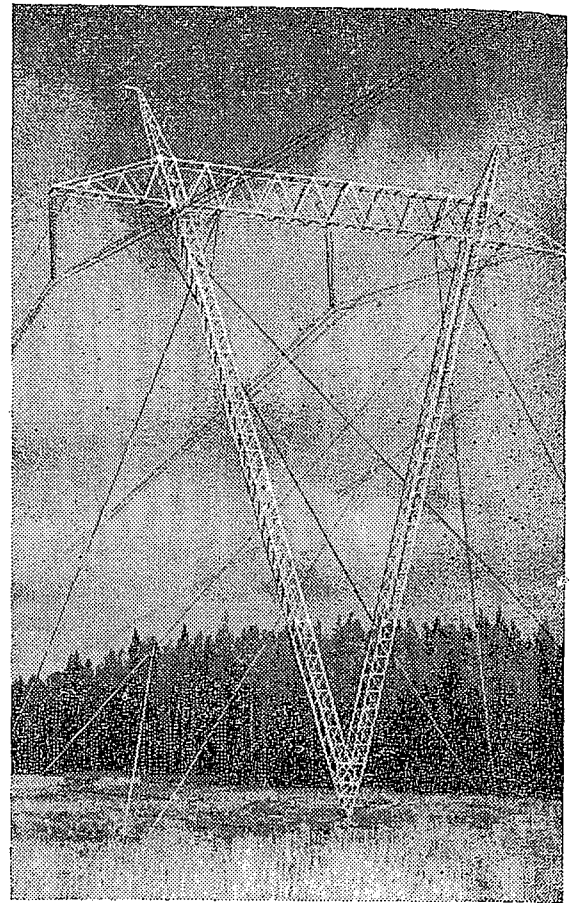


Рис. 7-24. Промежуточная опора типа «Набла» ВЛ 750 кВ

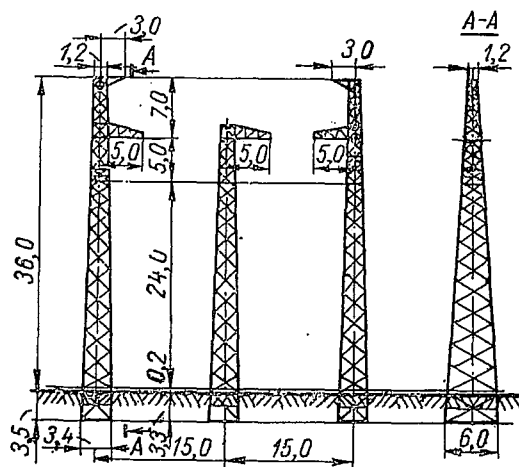


Рис. 7-25. Анкерная угловая трех-стоечная опора ВЛ 500 кВ

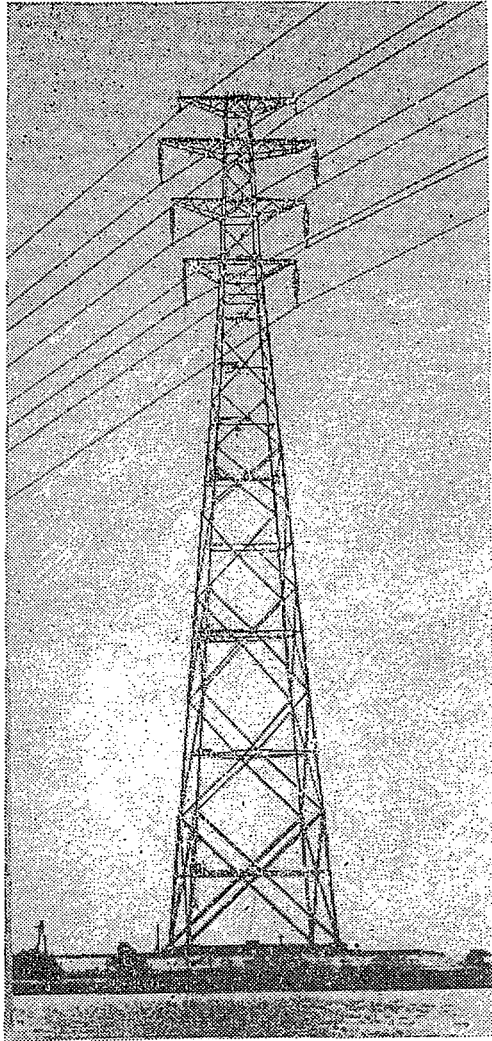


Рис. 7-26. Переходная двух-  
цепная опора из труб ВЛ  
220 кВ

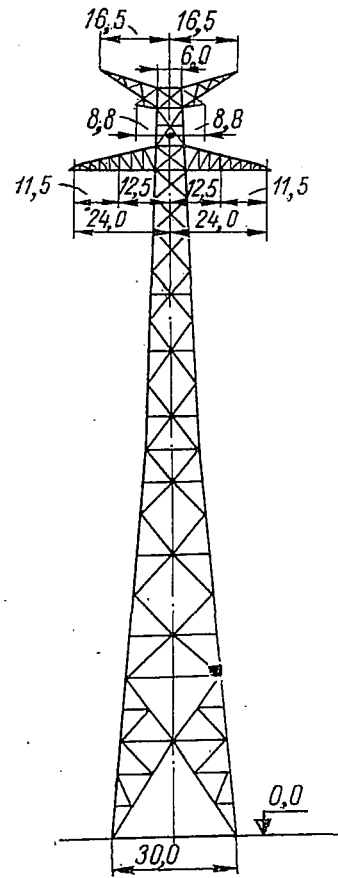


Рис. 7-27. Пере-  
ходная опора ВЛ  
500 кВ

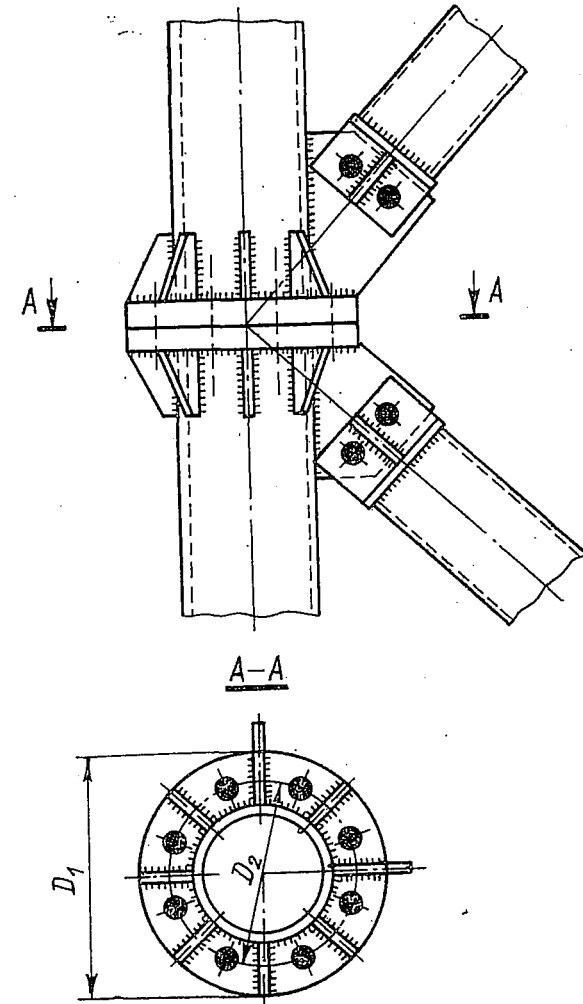


Рис. 7-28. Фланцевый стык труб-  
чатых опор

В качестве анкерных угловых опор на ВЛ 500—750 кВ в настоящее время применяется система из трех стоек, каждая из которых представляет собой пространственную башенную конструкцию (рис. 7-25).

На переходах через большие реки и другие широкие водные препятствия используются стальные переходные опоры высотой 50—200 м. Переходы линий 110—220 кВ, как правило, выполняются двухцепными с расположением проводов по шестиугольнику

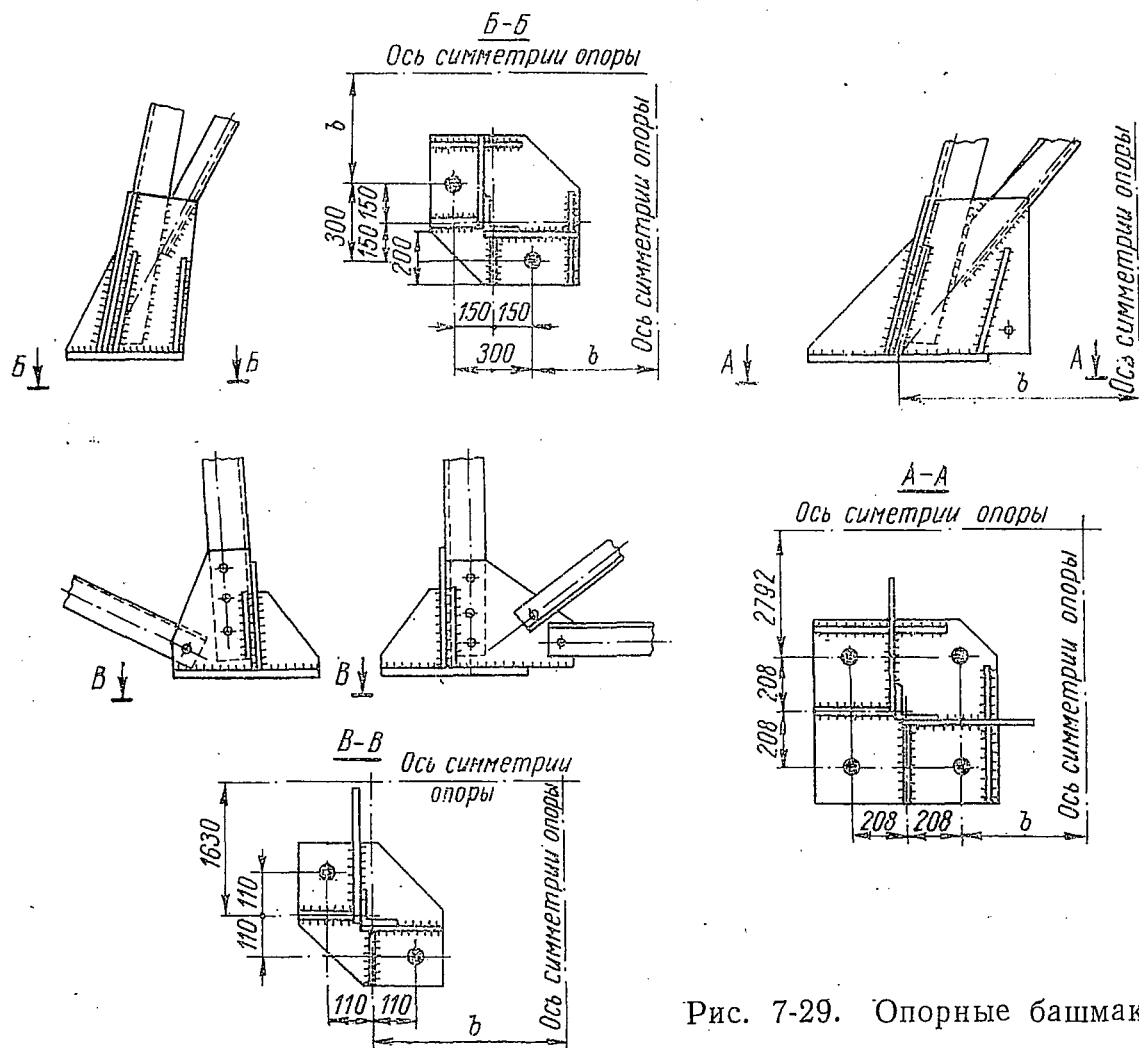


Рис. 7-29. Опорные башмаки

(«бочка») или по двум прямым («обратная елка»). Переходы линий 330 и 500 кВ сооружаются одноцепными с горизонтальным расположением проводов.

На рис. 7-26 показана двухцепная переходная опора линий 220 кВ высотой 150 м, а на рис. 7-27 — переходная опора линии 500 кВ высотой 180 м.

Как правило, переходные опоры выполняются из труб с фланцевым соединением монтажных стыков на болтах (рис. 7-28). Преимущество трубчатых конструкций заключается почти в двукратном уменьшении ветровой нагрузки на конструкцию, которая для переходных опор является главной. Кроме того, большая жесткость трубчатого профиля позволяет применять крупные панели и

уменьшать число элементов, а следовательно, и узловых соединений.

Гирлянды крепятся к опорам с помощью стандартных деталей КГП и КГН, выпускаемых заводами треста «Электросетьизоляция». Стальные опоры крепятся к фундаментам с помощью анкерных болтов. Опорные узлы даны на рис. 7-29. Унифицированные фундаменты имеют два или четыре анкерных болта. Опоры на оттяжках имеют дополнительные узлы — шарниры в месте установки стойки

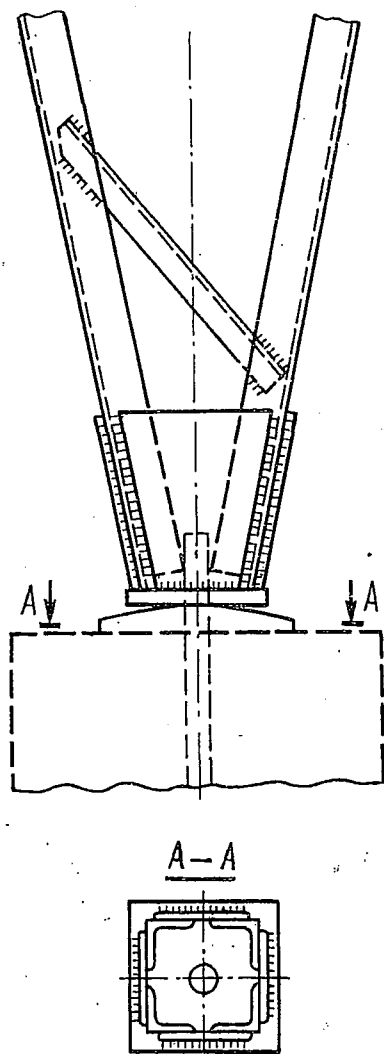


Рис. 7-30. Опорный узел опоры на оттяжках

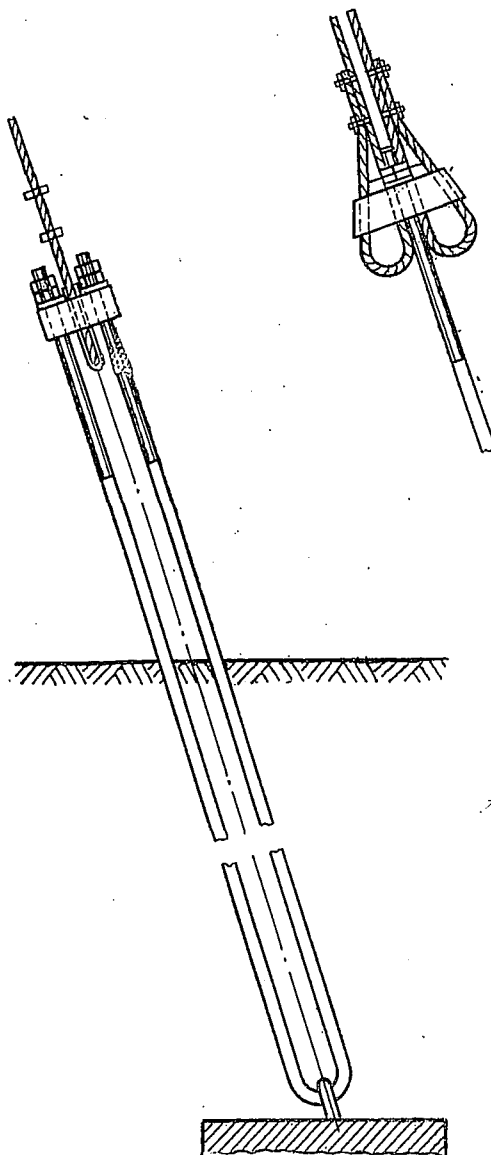


Рис. 7-31. Крепление оттяжки к анкерной плите

на фундамент (рис. 7-30), шарниры для крепления оттяжек к стойкам и детали крепления оттяжек к анкерным плитам (рис. 7-31).

Опоры из легких алюминиевых сплавов могут быть выполнены по любой схеме; применяемой для стальных опор, за исключением схем с большими панелями, так как вследствие малого модуля упругости этих сплавов очень гибкие стержни имеют незначительную несущую способность. Наиболее целесообразны опоры из легких сплавов на оттяжках, с панелями небольшой длины.

### 7-3. Определение усилий в стержневых конструкциях опор

Металлические опоры представляют собой стержневые решетчатые конструкции. В настоящем параграфе даются общие сведения о расчете стержневых конструкций и рассматриваются некоторые специальные приемы, характерные для расчета только конструкций опор. Основными элементами, к расчету которых приводятся в конечном итоге расчеты всех стальных опор, являются решетчатая пространственная консоль, защемленная нижним концом, и решетчатая консольная балка на двух опорах. Для определения усилий в стержнях стальных опор достаточно рассмотреть расчет этих двух элементов.

Опоры представляют собой пространственные системы, нагруженные при эксплуатации силами, действующими в пространстве. Опоры и их элементы в большинстве случаев имеют призматическую форму или форму обелисков с малыми углами наклона граней (и следовательно, поясов) к продольной оси. В таких случаях расчет пространственных конструкций может производиться путем разложения нагрузок на составляющие, действующие в плоскости граней, и сводится к расчету плоских ферм. Усилия в поясах при этом представляют собой алгебраическую сумму совместных усилий в поясах смежных плоских ферм. При расчете элементов опор на кручение крутящий момент также раскладывается на пары сил, действующих в плоскости граней.

Стержневой плоской фермой называется система, образованная прямолинейными стержнями, соединенными друг с другом в определенной последовательности шарнирами, расположенными по концам стержней. Шарниры считаются идеальными (т. е. не имеющими трения), а оси стержней — проходящими через центры шарниров. При соединении стержней такими шарнирами и воздействии нагрузок, приложенных в узлах, в стержнях возникают только осевые усилия — растягивающие или сжимающие.

Стержневые фермы должны быть неизменяемыми, т. е. не менять своего вида под действием нагрузки (в данном случае упругие изменения размеров стержней, образующих фермы, не учитываются) Элементарной жесткой фермой является треугольник, в котором три узла связаны тремя стержнями. Для жесткого присоединения к начальному треугольнику последующих узлов необходимы и достаточны каждый раз два новых стержня (их может быть и больше, но все стержни, присоединяющие узел, сверх двух будут лишними). Ферма, образованная таким способом, называется простейшей. Рассматривая процесс образования такой фермы, нетрудно убедиться, что между числом стержней  $C$  в ней и числом узлов  $U$  справедливо соотношение

$$C = 2(U - 3) + 3 = 2U - 3, \quad (7-1)$$

так как для присоединения каждого последующего узла к первым трем требуются два стержня, а первые три узла соединяются только тремя стержнями.

Если  $C < 2U - 3$ , то это значит, что в ферме не хватает стержней и она представляет собой механизм, т. е. изменяема. Равенство  $C = 2U - 3$  — это необходимое условие неизменяемости простейшей фермы.

Плоские фермы конструкций стальных опор линий электропередачи, как правило, являются простейшими фермами или образованными наложением двух простейших ферм друг на друга.

Стержневые фермы могут быть статически определимыми или статически неопределимыми. Если ферма удовлетворяет условию  $C = 2U - 3$ , то она статически определима в отношении усилий в стержнях и для определения этих усилий достаточно трех уравнений статики. Если  $C > 2U - 3$ , то ферма имеет лишние стержни и является статически неопределимой; для определения усилий в ее стержнях требуется составление дополнительных уравнений, число которых равно числу лишних неизвестных.

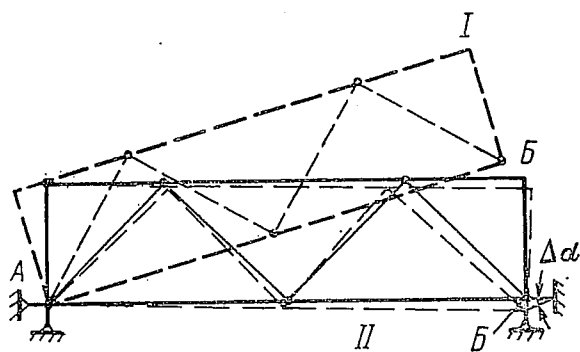


Рис. 7-32. Закрепление плоской фермы на опорах

При расчете опор методом разложения на плоские фермы расчет их закрепления на фундаментах сводится к расчету закрепления плоских ферм. Чтобы закрепить на фундаменте грань опоры, представляющую собой геометрически неизменяемую плоскую ферму, надо присоединить ее к фундаменту тремя стержнями. Для этого обычно используются два узла фермы, причем два стержня присоединяются к одному узлу, а третий — ко второму. Присоединение узла *A* двумя стержнями (рис. 7-32) исключает возможность поступательного перемещения грани, не устраняя ее вращения вокруг центра узла *A*. Если, кроме того, присоединить узел *B* одним стержнем, то вращение (положение *I*) становится невозможным, и грань будет закреплена на фундаменте.

В двух исключительных случаях три стержня не обеспечивают жесткого закрепления фермы.

Первый случай — оси всех трех стержней, с помощью которых закрепляется ферма, пересекаются в одной точке. В этом случае ферма может поворачиваться вокруг мгновенного центра — точки пересечения осей закрепляющих стержней. Действительно, если третий стержень расположим так, как показано на рис. 7-32 штрихами, то ферма получит возможность поворота на малый угол  $\Delta\alpha$  вокруг точки *A* (положение *II*).



Второй случай — ферма соединена с фундаментом тремя параллельными стержнями. Такое закрепление допускает значительные перемещения фермы, поскольку точка пересечения осей трех параллельных стержней расположена в бесконечности.

Плоские фермы, имеющие три связи с фундаментом и отвечающие условиям жесткого закрепления, называются в е ш н е с т а т и ч е с к и о п р е д е л и м ы м и. Если отбросить опорные связи и заменить их действие силами, равными по значению усилиям, возникающим в этих связях при действии внешней нагрузки, то равновесие фермы не нарушится и мы получим ферму, находящуюся в равновесии под действием внешних сил и трех неизвестных усилий в отброшенных связях — так называемых р е а к ц и й с в я з е й.

Таким образом, в простейшей неизменяемой ферме с числом узлов  $U$  и тремя опорными связями общее число неизвестных усилий определяется числом усилий в стержнях фермы ( $C = 2U - 3$ ) и тремя реакциями опорных стержней и будет равно  $2U - 3 + 3 = 2U$ .

Для каждого узла плоской фермы можно составить два уравнения статики:

$$\sum X_i = 0; \quad \sum Y_i = 0, \quad (7-2)$$

где  $X_i$  и  $Y_i$  — проекции сил, действующих в узле, на координатные оси  $Ox$  и  $Oy$  ( $i$  — порядковый номер стержня).

Таким образом, для всей фермы можно составить  $2U$  уравнений, в которые войдут внешние силы и реакции отброшенных связей с фундаментом. Так как число неизвестных в данном случае равно числу уравнений, то задача расчета фермы решается с помощью уравнений статики. При составлении необходимых  $2U$  уравнений нужно следить за тем, чтобы эти уравнения были независимыми, т. е. ни одно из них не являлось бы следствием других.

Заметим, что реакции связей могут быть найдены без составления системы уравнений равновесия сил в узлах из уравнений равновесия сил и моментов сил, действующих на ферму в целом; таких уравнений будет три:

$$\left. \begin{aligned} \sum P_x + \sum R_x &= 0; \\ \sum P_y + \sum R_y &= 0; \\ \sum M_P + \sum M_R &= 0, \end{aligned} \right\} \quad (7-3)$$

где  $P_x$  и  $R_x$  — проекции внешних сил  $P$  и реакций на ось  $Ox$ ;  $P_y$  и  $R_y$  — проекции внешних сил  $P$  и реакций на ось  $Oy$ ,  $M_P$  и  $M_R$  — моменты сил  $P$  и реакций  $R$  относительно какой-либо точки на плоскости.

Система трех уравнений (7-3) однозначно определяет три неизвестные реакции связей. Для определения реакций связей условия (7-3) являются общими, так как они дают возможность установить внешнюю статическую определимость независимо от того,

рассчитывается ли простейшая ферма или ферма с лишними связями.

Если число связей, соединяющих ферму с фундаментом, больше трех, то уравнений (7-3) становится недостаточно; такая ферма называется внешне статически неопределимой, и для определения реакций связей требуются дополнительные условия по числу лишних связей. Когда имеет место один из двух исключительных случаев, рассмотренных выше, то в зависимости от направления равнодействующей внешних сил уравнения (7-3) дадут либо неопределенные, либо бесконечно большие значения неизвестных реакций  $R$  или же этих уравнений окажется недостаточно для определения реакций опор. Ввиду того что при закреплении опор такие случаи практически не встречаются, они подробно здесь не рассматриваются.

Для расчета ферм требуется:

- а) установить, что ферма является геометрически неизменяемой;
- б) убедиться в том, что ферма имеет число связей с фундаментами, обеспечивающее ее жесткое закрепление;
- в) проверить статическую определимость фермы как в отношении усилий в стержнях, так и в отношении реакций опорных связей (или установить степень статической неопределимости по числу лишних неизвестных).

Отсутствие такой подготовки к расчету может привести расчетчика к ряду недоразумений.

Как указывалось выше, плоские фермы, образующие грани стоек свободностоящих опор линий электропередачи, являются консольными фермами, закрепленными одним концом. Исключение составляют грани траверс порталных опор, представляющих собой консольно-балочные фермы. Как правило, грани конструкций опор имеют одинаково наклоненные к оси пояса, т. е. расположение поясов симметрично.

Обычно применяемыми системами решеток граней опор линий электропередачи являются следующие:

- а) треугольная решетка, или решетка «елкой» (рис. 7-33, а);
- б) раскосная решетка, являющаяся частным случаем треугольной (рис. 7-33, б);
- в) перекрестная, или ромбическая, решетка (рис. 7-33, в).

Все эти системы решеток могут быть образованы путем присоединения к основному треугольнику последующих узлов с помощью двух стержней, т. е. являются простейшими системами. В перекрестной статически определимой решетке должен быть только один горизонтальный стержень — нижний или верхний (на рис. 7-33, в показан нижний).

По конструктивным условиям в решетку граней опор линий электропередачи приходится добавлять ряд дополнительных горизонтальных стержней, например в местах крепления траверс, диафрагм и пр. Используя методы строительной механики, можно по-

казать, что при действии на опоры основных сочетаний нагрузок, определяемых нормальными режимами работы линии, усилия в этих стержнях равны нулю и, следовательно, не влияют на работу фермы. В то же время такие стержни обеспечивают передачу нагрузки от траверс, принимают участие в работе конструкции на кручение и обеспечивают необходимую жесткость конструкции.

Плоские фермы, образующие пространственную систему опор линий электропередачи, крепятся двумя связями в каждом из двух опорных узлов, т. е. всегда имеется одна лишняя связь. В настоящей главе рассматривается расчет закрепления плоской фермы только тремя связями, показанными на рис. 7-33.

Все внешние нагрузки на опоры линий электропередачи приводятся к следующим воздействиям:

а) поперечным горизонтальным сосредоточенным силам;

б) поперечной горизонтальной

распределенной нагрузке от давления ветра на конструкцию опоры;

в) изгибающий паре сил, момент которой действует в вертикальной плоскости (например, от неуравновешенного веса провода при треугольном расположении проводов на опоре);

г) вертикальным сосредоточенным нагрузкам от веса проводов, тросов и собственного веса опоры, вызывающим сжатие;

д) изгибающим моментам от вертикальной нагрузки, возникающим при отклонении опоры от вертикального положения;

е) паре сил, момент которой действует в горизонтальной плоскости (так называемый крутящий момент), от неуровненного тяжения проводов.

В общем случае поперечные нагрузки могут иметь различные направления и для удобства расчета обычно приводятся к двум составляющим, действующим во взаимно перпендикулярных вертикальных плоскостях, одна из которых ориентирована поперек линии (для угловых опор по биссектрисе внутреннего угла поворота линии).

При расчете стержневых систем предполагается, что все нагрузки, действующие на систему, приложены в ее узлах. Если в действительности нагрузка приложена к стержню между узлами, то такой стержень, изгибаясь, передаст нагрузку в узлы и вся система будет работать как нагруженная в узлах, за исключением самого изгибаемого стержня, который будет работать на сжатие и изгиб и должен рассчитываться как сжато-изогнутый.

Распределенную нагрузку от ветра на конструкцию разносят по узлам до начала расчета, при этом изгибающими моментами от

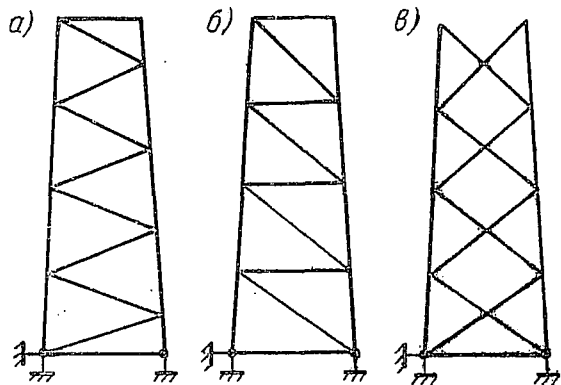


Рис. 7-33. Различные схемы решеток плоских ферм

нее, действующими в стержнях между узлами, пренебрегают, вследствие их малости.

Вертикальные сосредоточенные и распределенные нагрузки на опору создают также дополнительный изгибающий момент. Этот момент вызывает дополнительные усилия в раскосах и поясах опоры. Что касается вертикальной сжимающей нагрузки, то вследствие относительно малого наклона поясов к вертикали можно считать, что она создает усилия только в поясах.

Так как главными нагрузками для металлических опор являются горизонтальные силы, изгибающие пары сил и крутящие моменты, от которых усилия в элементах опоры составляют 80—90% суммарных усилий, дальнейшее изложение будет посвящено преимущественно определению усилий от этих воздействий.

Ниже рассматриваются основные способы определения усилий в стержнях плоских ферм, наиболее часто применяемые при расчетах опор линий электропередачи.

Из различных способов расчета статически определимых плоских ферм наиболее употребительным является графоаналитический, при котором дополнительные построения используются для определения величин, входящих в уравнение равновесия, сами же искомые величины определяются путем решения уравнения статики, в качестве которого принимается одно из уравнений равновесия сил или моментов.

В основу графоаналитического расчета фермы положен известный в статике сооружений метод сечений. Если ферма находится в равновесии, то все ее узлы или часть фермы под действием нагрузок и реакций со стороны соседних частей также находятся в равновесии.

Рассмотрим ферму, показанную на рис. 7-34. Для определения усилий в раскосе, например  $D_4$ , рассечем ферму по линии  $a-a$ , которая пересекает два пояса и раскос  $D_4$ . В сечении каждого стержня приложены неизвестные нам пока усилия, при этом все усилия в рассматриваемом сечении будем считать растягивающими, направляя их от узла. Для определения усилия в раскосе  $D_4$  выберем моментную точку  $O$  на пересечении поясов и из чертежа определим величины  $a$  и  $d_4$ . Составляя уравнение моментов всех сил относительно точки  $O$ , найдем

$$Pa + D_4 d_4 = 0,$$

откуда непосредственно получим

$$D_4 = -Pa/d_4.$$

Знак минус показывает, что действительное направление усилия в раскосе — обратное принятому, т. е. раскос не растянут, а сжат.

Если бы точка приложения силы  $P$  была выше моментной точки  $O$  (рис. 7-35), то уравнение моментов получило бы вид

$$-Pa + D_4 d_4 = 0; \quad D_4 = +Pa/d_4,$$

т. е. в данном случае действительное направление усилия раскоса соответствует принятому.

Возвращаясь к случаю, изображенному на рис. 7-34, найдем усилие в поясе  $U_5$ . Для этого составим уравнение равновесия моментов всех сил в рассечении относительно новой моментной точки,

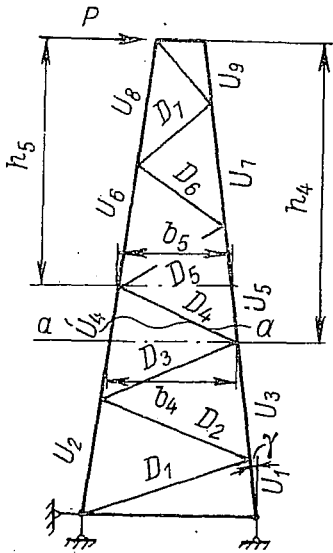


Рис. 7-34. К расчету ферм методом сечений

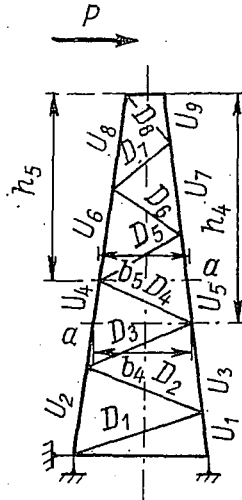


Рис. 7-35. К расчету ферм методом сечений выше моментной точки

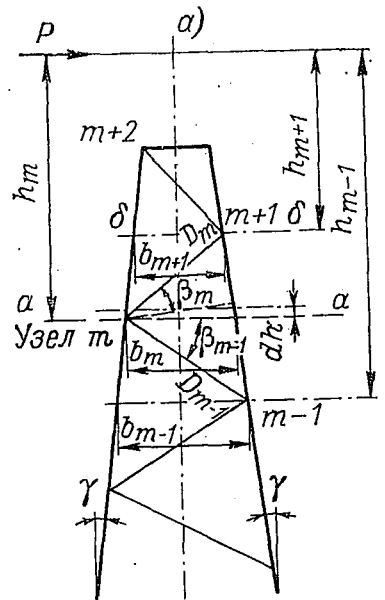
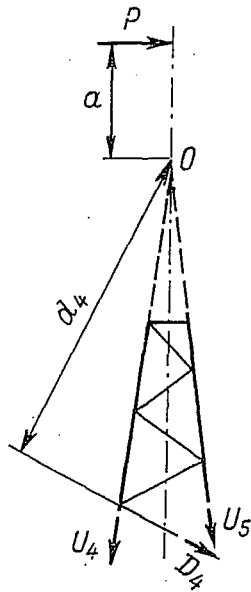
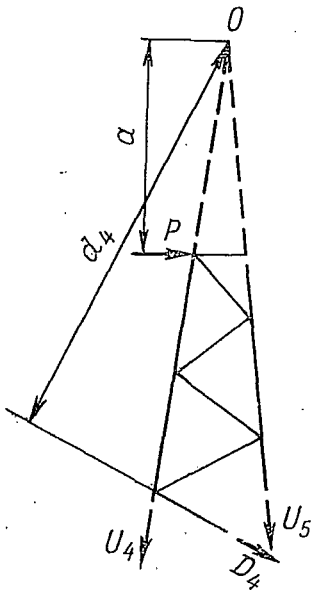


Рис. 7-36. Расчетная схема для определения усилий в ферме с треугольной решеткой

за которую примем точку пересечения левого пояса фермы и раскоса  $D_4$ :

$$Ph_5 + U_5 b_5 \cos \gamma = 0,$$

откуда найдем

$$U_5 = - \frac{Ph_5}{b_5 \cos \gamma}.$$

Знак минус показывает, что усилие в поясе фактически направлено в сторону, обратную направлению, принятому при составлении уравнения, т. е. в данном случае пояс сжат.

Для определения усилия в поясе  $U_4$  составляем аналогичное уравнение моментов относительно точки пересечения правого пояса с раскосом  $D_4$ :

$$-Ph_4 + U_4 b \cos \gamma = 0,$$

и, следовательно,

$$U_4 = + \frac{Ph_4}{b_4 \cos \gamma},$$

т. е. направление усилия соответствует принятому и пояс растянут.

Как указывалось выше, грани свободстоящих башенных опор линий электропередачи представляют собой плоские консольные фермы, имеющие очертание равнобедренной трапеции и одинаковое сечение правого и левого поясов. Это позволяет получить простые и удобные формулы для непосредственного определения усилия в стержнях таких ферм.

Рассмотрим расчет фермы с треугольной решеткой под действием горизонтальной силы  $P$  (рис. 7-36, а). Примем за положительное направление для силы  $P$  — слева направо, а для изгибающего момента  $M = Ph$  — по часовой стрелке и рассмотрим равновесие части фермы, отсеченной горизонтальной линией, проходящей выше узла  $m$  на расстоянии  $dh$ . Отсеченная часть будет уравновешена системой сил  $P, U_m, U_{m+1}, D_m$  (рис. 7-36, б).\* На рисунке направление сил принято действительное на основании проверки по методу сечения.

Для усилий в поясах, применяя метод сечений, получим

$$\left. \begin{aligned} U_m &= \frac{Ph_m}{b_m \cos \gamma}; \\ U_{m+1} &= \frac{Ph_{m+1}}{b_{m+1} \cos \gamma}. \end{aligned} \right\} \quad (7-4)$$

Проектируя на ось  $Ox$  все силы, действующие на отсеченную часть, получим следующее уравнение равновесия:

$$P - D_m \cos \beta_m - U_{m+1} \sin \gamma - U_m \sin \gamma = 0. \quad (7-5)$$

Решая (7-4) и (7-5) совместно, после ряда преобразований, которые здесь не приводятся, получим следующее выражение для усилия в раскосе  $D_m$ , восходящем от узла  $m$ :

$$D_m = P \frac{1 - 2 \frac{h_m}{b_m} \operatorname{tg} \gamma}{\cos (\beta_m + \gamma)} \cos \gamma. \quad (7-6)$$

\* Следует отметить, что в формулах с (7-4) по (7-14) через  $P$  обозначена сила, действующая в одной грани опоры. Если  $P$  обозначает силу, действующую на всю опору и распределяющуюся на две грани ее ствола, то в указанные формулы вместо  $P$  надо подставлять  $P/2$ .

Рассекая ферму на расстоянии  $dh$  ниже узла  $m$  и рассуждая аналогично, получим усилие в раскосе  $D_{m-1}$ , нисходящем от узла  $m$ :

$$D_{m-1} = P \frac{1 - 2 \frac{h_m}{b_m} \operatorname{tg} \gamma}{\cos (\beta_{m-1} - \gamma)} \cos \gamma. \quad (7-7)$$

Раскос  $D_{m-1}$  сжат.

Для установления направления усилий при пользовании формулами (7-4), (7-6) и (7-7) применяется следующее правило.

Если нагрузка  $P$  направлена слева направо, то все усилия в левом поясе будут растягивающими, а в правом — сжимающими, все раскосы  $D_m$ , восходящие от узлов пересечения их с левым поясом, будут растянутыми, а нисходящие  $D_{m-1}$  — сжатыми. При противоположном направлении нагрузки  $P$  знаки усилий меняются на обратные.

Так как нагрузка на опоры знакопеременная, то усилия для подбора сечения раскосов в гранях свободстоящих опор нужно всегда принимать сжимающими (см. ниже).

Если на грань опоры действуют система горизонтальных сил  $P$  и пары сил  $M_e$ , то усилия в поясах опоры с треугольной решеткой будут определяться по формуле

$$U_m = \frac{\Sigma M}{b_m \cos \gamma}, \quad (7-8)$$

а в раскосах — по формулам:

$$D_m = \frac{\Sigma P - \frac{2 \Sigma M}{b_m} \operatorname{tg} \gamma}{\cos (\beta_m + \gamma)} \cos \gamma; \quad (7-9)$$

$$D_{m-1} = \frac{\Sigma P - \frac{2 \Sigma M}{b_m} \operatorname{tg} \gamma}{\cos (\beta_{m-1} - \gamma)} \cos \gamma. \quad (7-10)$$

В этих формулах  $\Sigma M = \Sigma Ph + \Sigma M_e$  — сумма моментов всех сил и всех пар сил относительно узла  $m$ ;  $\Sigma P$  — сумма сил, действующих в узле  $m$  и выше его.

При составлении сумм по-прежнему за положительное принимаем направление силы слева направо, а момента — по часовой стрелке.

При вычислении усилий в раскосах по формулам (7-9) и (7-10) величины  $D_m$  и  $D_{m-1}$  могут оказаться отрицательными; это означает, что раскос  $D_m$  стал сжатым, а раскос  $D_{m-1}$  — растянутым.

Для расчета раскосной решетки (рис. 7-37) могут быть использованы формулы, выведенные для расчета треугольной решетки. При этом распорку следует рассматривать как нисходящий раскос

с углом  $\beta_{m-1} = 0$ ; в этом случае, учитывая, что  $\cos(-\gamma) = \cos \gamma$ , из формулы (7-9) получим усилие в распорке:

$$C_m = \sum P - \frac{2\sum M}{b_m} \operatorname{tg} \gamma. \quad (7-11)$$

На линиях электропередачи 220 кВ и выше для башенных опор применяется в основном перекрестная (ромбическая) решетка (рис. 7-38, а). Как нетрудно проверить, при наличии связи между опорными узлами (на чертеже показана штрихами) ферма является один раз внутренне статически неопределимой. Для расчета фермы с такой решеткой нужно или отбросить верхний горизонтальный стержень, распределив поровну горизонтальную нагрузку  $P$  ме-

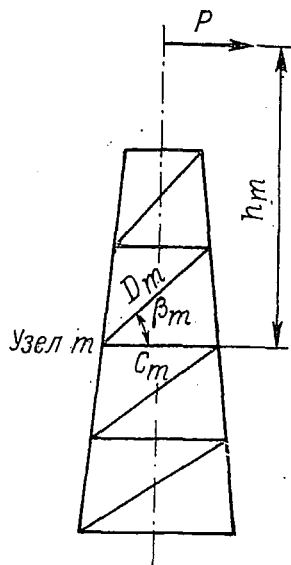


Рис. 7-37. Расчетная схема для определения усилий в ферме с раскосной решеткой

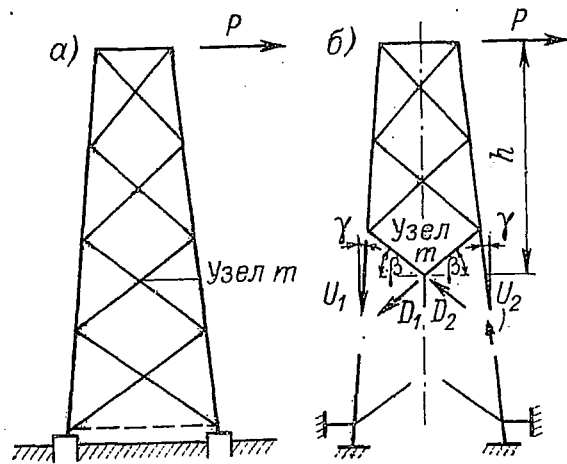


Рис. 7-38. Расчетная схема для определения усилий в ферме с перекрестной решеткой

жду узлами, или отбросить нижний стержень между опорами, считая при этом, что горизонтальные реакции опорных точек одинаковы.

Для расчета применим второй прием. При условии симметрии расположения поясов относительно вертикальной оси грани усилия в противоположных панелях поясов фермы будут одинаковы по значению и противоположны по направлению (знаку) [7].

Рассекая ферму, как указано на рис. 7-38, б, через узел  $m$  пересечения раскосов и прикладывая в местах рассечения стержней действующие в них усилия, составим три уравнения статики:

$$\sum X = -U_1 \sin \gamma - U_2 \sin \gamma - D_1 \cos \beta - D_2 \cos \beta + P = 0;$$

$$\sum Y = -U_1 \cos \gamma + U_2 \cos \gamma - D_1 \sin \beta + D_2 \sin \beta = 0;$$

$$\sum M_m = -U_1 \frac{b_m}{2} \cos \gamma - U_2 \frac{b_m}{2} \cos \gamma + Ph = 0.$$



Решая данную систему уравнений, найдем

$$U_1 = U_2 = U_m; \quad D_1 = D_2 = D_m.$$

При этом величины  $U_m$  и  $D_m$  будут определяться выражениями:

$$U_m = \frac{Ph_m}{b_m \cos \gamma}; \quad (7-12)$$

$$D_m = P \frac{1 - \frac{2h_m}{b_m} \operatorname{tg} \gamma}{2 \cos \beta_m}. \quad (7-13)$$

Если на ферму с перекрестной решеткой действует система горизонтальных сил  $P$  и пар сил  $M_e$ , то усилия будут определяться по формулам:

$$\left. \begin{aligned} U_m &= \frac{\Sigma M}{b_m \cos \gamma}; \\ D_m &= \frac{\Sigma P - \frac{2\Sigma M}{b_m} \operatorname{tg} \gamma}{2 \cos \beta_m}, \end{aligned} \right\} \quad (7-14)$$

где  $\Sigma P$  и  $\Sigma M$  определяются так же, как и при расчете опор с треугольной решеткой (см. выше).

Правило знаков, установленное для опоры с треугольной решеткой, справедливо и для расчета опор с другими рассмотренными решетками.

При одностороннем обрыве проводов в аварийном режиме элементы ствола опоры подвергаются действию крутящего момента. Крутящий момент, передающийся с траверсы на ствол с помощью диафрагм, установленных в местах крепления траверс к стволу, нагружает все четыре грани опоры. Действие крутящего момента может быть заменено действием некоторых пар горизонтальных сил  $T$ , сумма моментов которых равна крутящему моменту.

На рис. 7-39, а показана пространственная конструкция с треугольной решеткой, имеющая форму усеченного обелиска. В верхнем основании конструкции действует крутящий момент  $M_{кр}$ .

Заменим момент  $M_{кр}$  двумя парами сил  $T_1$  и  $T_2$  (рис. 7-39, б); для этого необходимо, чтобы соблюдалось равенство

$$T_1 b_1 + T_2 b_2 = M_{кр}.$$

В результате рассмотрения равновесия опоры под действием крутящего момента и опорных реакций для определения величин  $T_1$  и  $T_2$  получены следующие расчетные формулы:

$$\left. \begin{aligned} T_1 &= \frac{M_{кр}}{b_1 \left( 1 + \frac{b_2}{b_1} \frac{a_1}{a_2} \right)}; \\ T_2 &= \frac{M_{кр}}{b_2 \left( 1 + \frac{b_1}{b_2} \frac{a_2}{a_1} \right)}. \end{aligned} \right\} \quad (7-15)$$

Если ферма призматическая, т. е. имеет параллельные пояса, то формулы (7-15) преобразуются в более простые:

$$T_1 = \frac{M_{кр}}{2b_1}; \quad T_2 = \frac{M_{кр}}{2b_2}. \quad (7-16)$$

Эти формулы получаются и при наклонных гранях, но при том условии, что соблюдается пропорция

$$b_2/b_1 = a_2/a_1. \quad (7-17)$$

В большинстве случаев равенство (7-17) приблизительно соблюдается, поэтому для расчета опор практически применяют формулы (7-16).

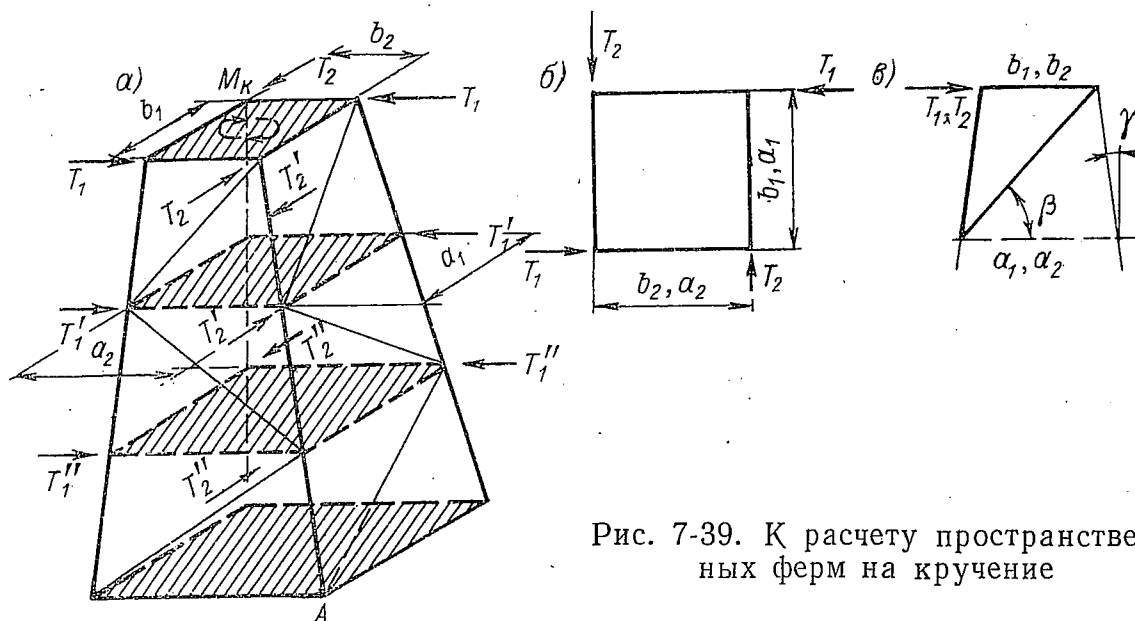


Рис. 7-39. К расчету пространственных ферм на кручение

Усилие в раскосах в зависимости от схемы решетки определяется по одной из приведенных выше формул, в которых вместо силы  $P$  подставляются силы  $T_1$  или  $T_2$  (см. рис. 7-39, в).

#### 7-4. Подбор сечения стержней конструкций опор

Стержни решетчатых конструкций опор линий электропередачи под действием нагрузки, приложенной к опоре, испытывают сжатие или растяжение в зависимости от положения стержня в конструкции и от направления нагрузки. Ввиду того что нагрузка является знакопеременной по направлению, практически каждый стержень конструкции, за исключением немногих, будет также испытывать знакопеременные усилия — сжатие и растяжение.

Работа стержней в конструкции на сжатие связана с появлением так называемого продольного изгиба и отличается от простого сжатия.

Если сжимать стержень достаточно большой длины, увеличивая все время сжимающую силу  $N$ , то при достижении силой не-

которого значения  $N_{кр}$  стержень, выведенный из прямолинейной формы какой-либо посторонней поперечной силой, и после снятия этой силы не восстановит прямолинейной формы. Прогиб стержня при увеличении силы  $N$  выше значения  $N_{кр}$  начинает катастрофически возрастать. Сила  $N_{кр}$  называется критической, и действующие в сжатых стержнях усилия не должны ее достигать.

Значение критической силы зависит от модуля упругости стержня, его длины  $l$ , момента инерции  $J$ , способа заделки концов и определяется в общем виде выражением

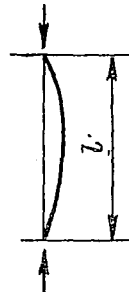
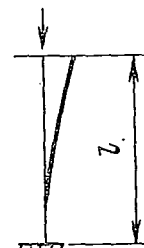
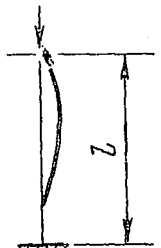
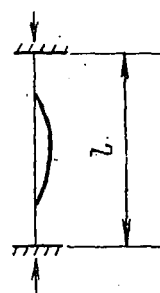
$$N_{кр} = \frac{\pi^2 EJ}{(\mu l)^2}, \quad (7-18)$$

где  $\mu$  — так называемый коэффициент длины, зависящий от заделки концов стержня.

В табл. 7-5 приведены значения коэффициентов  $\mu$  для некоторых часто встречающихся в расчетах опор случаев заделки концов.

Таблица 7-5

Значения коэффициента  $\mu$  для некоторых случаев заделки концов сжатых стержней

	
$\mu = 1$	$\mu = 2$
	
$\mu = 0,7$	$\mu = 0,5$

Напряжение в сжатых стержнях решетчатых конструкций определяется по формуле

$$\sigma = \frac{N}{F\varphi}, \quad (7-19)$$

где  $F$  — полная площадь поперечного сечения стержня без учета его ослабления;  $\varphi$  — коэффициент продольного изгиба, состоящий

из двух сомножителей:  $\varphi = \varphi' \varphi''$ , из которых  $\varphi'$  является собственно коэффициентом продольного изгиба, а  $\varphi''$  — коэффициентом, учитывающим неизбежные случайные небольшие искривления оси стержня:

$$\varphi' = \frac{\sigma_{кр}}{\sigma_T} = \frac{N_{кр}}{F\sigma_T}; \quad \varphi'' = \frac{N_{кр}^{вн}}{N_{кр}},$$

где  $N_{кр}^{вн}$  — внецентренная критическая сила, уменьшенная за счет неизбежных случайных искривлений оси.

Значение коэффициента продольного изгиба зависит от гибкости стержня  $\lambda$ , которая, в свою очередь, определяется выражением

$$\lambda = \frac{\mu l}{\rho}, \quad (7-20)$$

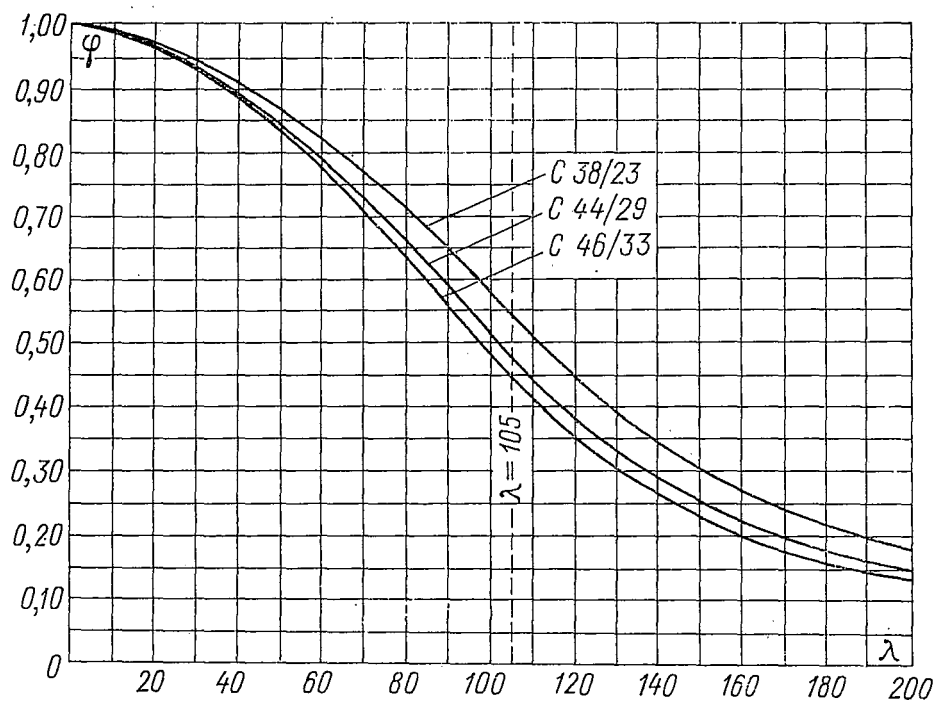


Рис. 7-40. Кривая зависимости коэффициента продольного изгиба от гибкости стержня

здесь  $\rho$  — радиус инерции сечения стержня:

$$\rho = \sqrt{J/F}. \quad (7-21)$$

Характер зависимости коэффициента продольного изгиба  $\varphi$  от гибкости  $\lambda$ , определяемой нормами, для стали классов С 38/23; С 44/29 и С 46/33 дан на рис. 7-40. Часть этой зависимости при  $\lambda \geq 105$  вычислена с использованием аналитического выражения критической силы (7-18), а при  $\lambda < 105$  — по опытным данным.

Как указывалось в § 7-3, расчет стержневых ферм производится в предположении шарнирного соединения стержней между собой. Такая расчетная гипотеза дает возможность определять усилия достаточно точно. При расчете стержней на продольный изгиб по усилиям, определяемым в статическом расчете, предположение

шарнирного соединения стержней становится уже неприемлемым, так как в этом случае действительные условия закрепления концов стержней, особенно в сварных конструкциях, изменяют работу стержня. Другим обстоятельством, влияющим на действительную работу стержней на продольный изгиб, является то, что конструкции опор, как правило, состоят из одиночных уголков, оси которых не совпадают с плоскостями закреплений.

В конструкциях пространственных ферм прямоугольного сечения с треугольной решеткой, характерной для опор линии электропередачи, несмещаемость поясов в узлах обеспечивается только в одной плоскости, в которой лежат раскосы, сходящиеся в данном узле; в перпендикулярной плоскости подвижность пояса ограничивается в узлах, смещенных на половину панели. Благодаря этому пояс опоры с такой решеткой получает пространственную деформацию.

В расчетах опор, выполнявшихся до 1958 г., эта специфика работы стержней не учитывалась, ввиду чего площади сечения одной части стержней получались завышенными, а другой — недостаточными. На основании исследований особенностей работы сжатых стержней в пространственных сварных и болтовых конструкциях опор линий электропередачи был разработан и принят Строительными нормами и правилами метод расчета сжатых стержней в сварных конструкциях опор, отражающий действительную работу таких конструкций. Усилия в стержнях опор определяются обычными методами, предполагающими шарнирное сопряжение стержней. Элементы поясов опор рассчитываются по формулам:

при растяжении или сжатии

$$\frac{N}{F_{нт}} \leq R; \quad (7-22)$$

при продольном изгибе

$$\frac{N}{F_{\phi}} \leq R. \quad (7-23)$$

В конструкциях с совмещенными узлами смежных граней (с раскосной, ромбической или перекрестной решетками) (рис. 7-41, б и в и г) гибкость поясов четырех- и трехгранных сварных и болтовых опор определяется по формуле

$$\lambda_{п} = \frac{l_{п}}{\rho_{мин}}, \quad (7-24)$$

где  $l_{п}$  — геометрическая длина панели пояса;  $\rho_{мин}$  — минимальный радиус инерции сечения.

В конструкциях с несовмещенными узлами смежных граней (рис. 7-41, а и д) четырехгранных сварных опор из прокатных равнобоких уголков, а также болтовых опор с креплением раскосов

М,  
 ОВ  
 ГУ  
 Ю  
 К-  
 ЛХ  
 те-  
 о-  
 КО  
 ЭМ  
 И-  
 РЯ  
 Ю  
 а-  
 ОЙ  
 Ч-  
 ЛХ  
 ЯХ  
 Ь-  
 Р-  
 ТУ  
 Ч-  
 Ж-  
 2)  
 3)  
 ис-  
 , б  
 ЛХ  
 4)  
 Ь-  
 ей  
 ЛХ  
 ОВ

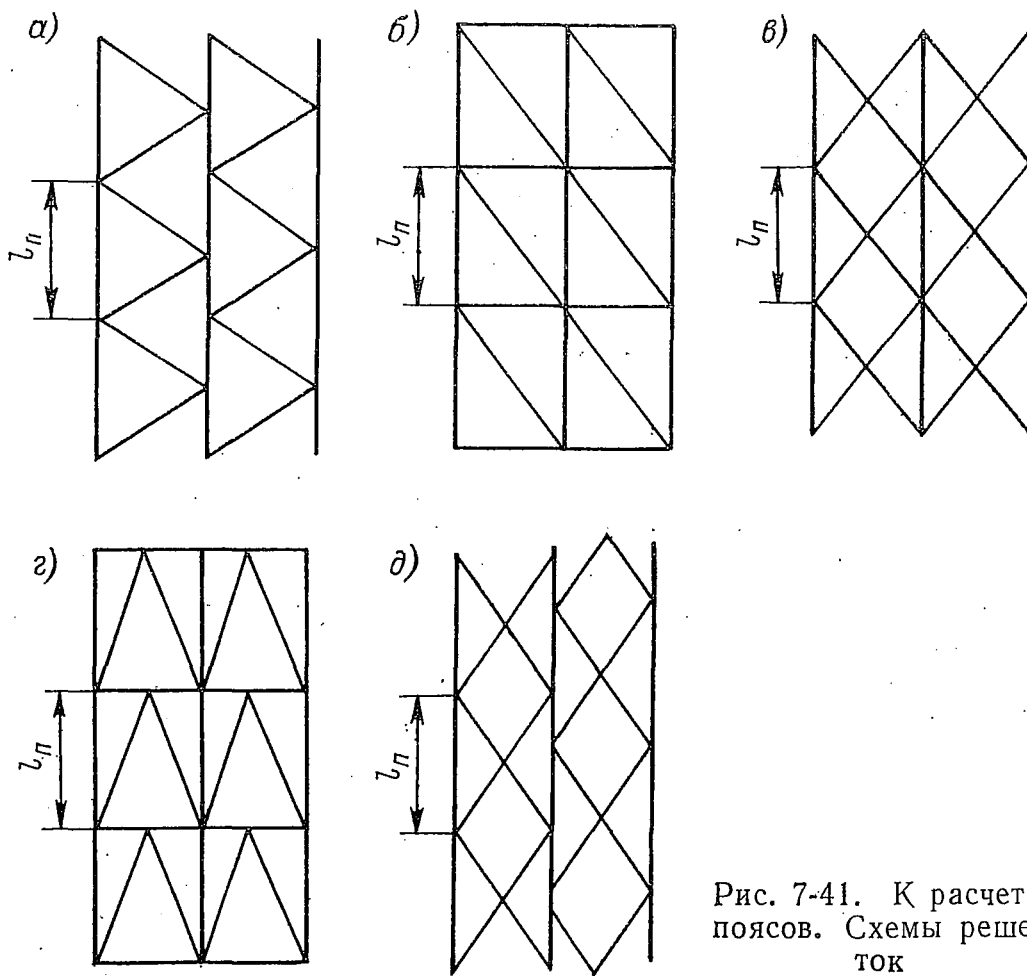


Рис. 7-41. К расчету поясов. Схемы решеток

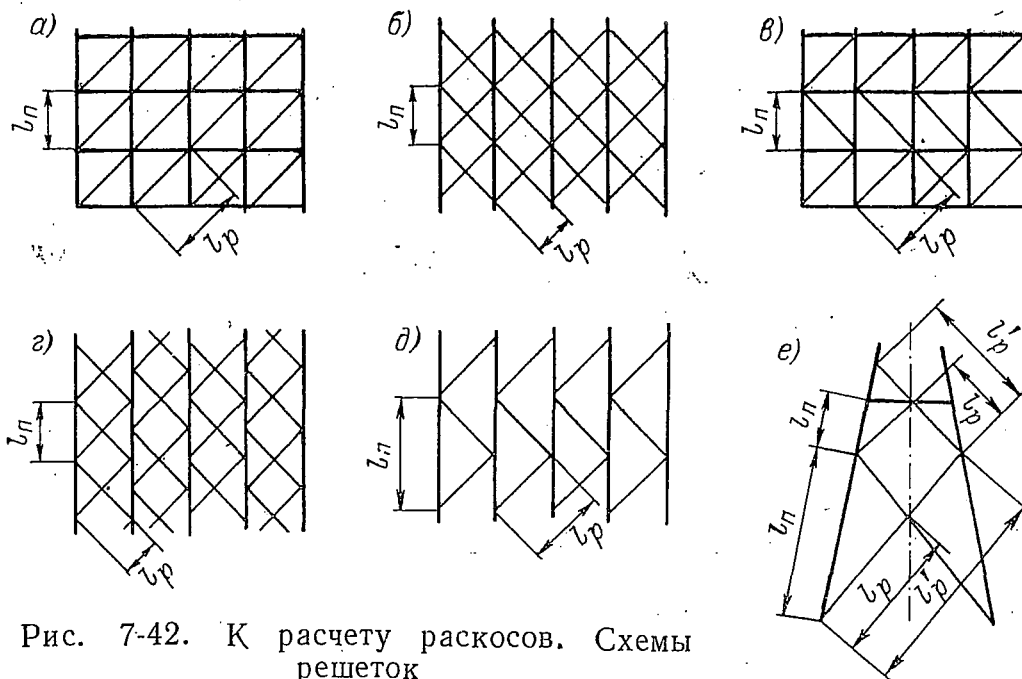


Рис. 7-42. К расчету раскосов. Схемы решеток

к поясам не менее чем двумя болтами, располагаемыми по длине раскоса, гибкость пояса

$$\lambda_{\Pi} = \frac{\mu_{\Pi} l_{\Pi}}{\rho_x}, \quad (7-25)$$

где  $\rho_x$  — радиус инерции уголка относительно оси, параллельной полке;  $\mu_{\Pi}$  — коэффициент, определяемый по табл. 7-6 в зависимости от отношения  $k = i_{\Pi}/i_p$ ;  $i_p = J_{yp}/l_p$  — погонная жесткость раскоса относительно оси  $y_0$  —  $y_0$  минимального момента инерции уголка, принимаемая по наиболее гибкому раскосу из числа прилегающих к данной панели пояса в двух смежных гранях опоры;  $i_{\Pi} = J_{y\Pi}/l_{\Pi}$  — погонная жесткость пояса относительно оси минимального момента инерции;  $l_{\Pi}$  и  $l_p$  принимаются по рис. 7-41 и 7-42.

Таблица 7-6

Значения коэффициента  $\mu_{\Pi}$  для сварных опор

$k$	$\mu_{\Pi}$	$k$	$\mu_{\Pi}$
10	1,13	2,5	1,03
5	1,08	1	0,98

Таблица 7-7

Значения коэффициента  $\mu_{\Pi}$  для поясов открытого профиля

$J_{x0}/J_{y0}$	$\mu_{\Pi}$	$J_{x0}/J_{y0}$	$\mu_{\Pi}$
1	1	5	0,70
2	0,84	6	0,68
3	0,76	7	0,66
4	0,73	8	0,65

В конструкциях четырехгранных болтовых опор из прокатных равнобоких уголков с креплением раскосов на одном болте и несомкнутыми узлами гибкость пояса определяется по формуле (7-25), причем коэффициент  $\mu_{\Pi}$  принимается равным 1,14 независимо от отношения погонных жесткостей раскосов и поясов.

При выполнении конструкций четырех- и трехгранных опор с поясами из открытого профиля с одной осью симметрии, но с иным соотношением главных моментов инерции, чем в прокатном уголке (например, из гнутого профиля с углом 60°), и при несомкнутых узлах гибкость поясов определяется по формулам:

при сварных узлах и болтовых конструкциях с креплением раскосов двумя болтами

$$\lambda_{\Pi} = 0,95 \frac{\mu l_{\Pi}}{\rho_{\text{мин}}}; \quad (7-26)$$

при креплении раскосов одним болтом

$$\lambda_{\Pi} = \frac{\mu l_{\Pi}}{\rho_{\text{мин}}}, \quad (7-27)$$

где  $\mu$  — коэффициент, определяемый по табл. 7-7 в зависимости от соотношения главных моментов инерции поперечного сечения пояса  $J_{x0}/J_{y0}$ .

На работу сжатого стержня решетки также влияет ряд обстоятельств, к которым относятся в первую очередь условия закрепления концов. Отсутствие смещения узлов, в которых раскосы соединяются с поясами, а также повышение их жесткости положительно влияют на работу раскосов. Опыты и точные расчеты, выполненные ЦНИИСК, показали, что несущая способность раскосов в системах с несмещаемыми узлами на 20—25% выше, чем в системах с упруго смещаемыми узлами, какой, например, является треугольная решетка.

На несущую способность раскосов влияет и жесткость узлов; наличие распорок, характерных, например, для раскосной решетки, увеличивает несущую способность раскоса по сравнению с решетками, не имеющими поперечных элементов, даже при одинаковом условии несмещаемости узлов. Еще большее повышение несущей способности дает наличие нулевых стержней между узлами.

Для упрощения в предлагаемой ниже методике ЦНИИСК практические расчеты всех раскосов независимо от характера их закрепления рекомендуется производить, пользуясь одной формулой. Неодинаковые условия работы раскосов в системах различных решеток учитываются коэффициентом условий работы  $m$ , а различные условия закрепления концов — приведенной гибкостью стержня раскосов  $\lambda_p$ . Формулы для расчета стержней решетки:

при растяжении и сжатии

$$\frac{N}{F_{нт}} \leq R; \quad (7-28)$$

при продольном изгибе

$$\frac{N}{mF\varphi} \leq R. \quad (7-29)$$

Приведенная гибкость  $\lambda_p$ , по которой находится коэффициент  $\varphi$  в зависимости от соотношения жесткостей раскоса и пояса, а также от геометрических размеров стержня, определяется по формуле

$$\lambda_p = \frac{\mu_p i_p^0}{\rho_{мин}}, \quad (7-30)$$

Таблица 7-8

Значения коэффициента  $\mu_p$  для сварных конструкций и для болтовых конструкций с прикреплением раскосов двумя и более болтами по длине раскоса

$i_{п}/i_p$	$i_p^0/\rho_{мин}$						
	До 80	100	120	140	160	180	200
До 2	0,98	0,89	0,83	0,77	0,74	0,72	0,70
6 и выше	0,92	0,84	0,78	0,74	0,70	0,70	0,70



Таблица 7-9

Значения коэффициента  $\mu_p$  для болтовых конструкций с прикреплением раскосов одним болтом

$l_p^0/\rho_{\text{мин}}$	$\mu_p$	$l_p^0/\rho_{\text{мин}}$	$\mu_p$
До 80	1,0	160	0,80
100	0,94	180	0,78
120	0,88	200	0,77
140	0,83		

Таблица 7-10

Значения  $l_p^0$  для сжатых раскосов перекрестной решетки в фермах опор с параллельными поясами

Характеристика узла пересечения стержней решетки	При растяжении в поддерживающем стержне	При неработающем поддерживающем стержне	При сжатии в поддерживающем стержне
Оба стержня не прерываются	$l_p$	$1,3l_p$	$1,6l_p$
Поддерживающий стержень прерывается и перекрывается фасонкой (рассматриваемый стержень не прерывается):			
а) при совмещенных узлах смежных граней и при несовмещенных узлах при условии, что $i_n/i_p \geq 3$	$1,3l_p$	$1,6l_p$	$2l_p$
б) при несовмещенных узлах при условии, что $i_n/i_p = 1$	$1,6l_p$	$1,8l_p$	$2l_p$

Примечание. Значение  $l_p$  принимается в соответствии с рис. 7-42, б и в.

Таблица 7-11

Значения  $l_p^0$  для сжатых раскосов перекрестной решетки в фермах опор с непараллельными поясами

Характеристика узла пересечения стержней решетки	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 узлах смежных граней и при несовмещенных узлах при условии, что $i_n/i_p \geq 3$	$1,3l_p$	$1,6l_p$	$l'_p$
б) при несовмещенных узлах при условии, что $i_n/i_p = 1$	$1,6l_p$	$1,8l_p$	$l'_p$

Примечание. Значения  $l_p$  и  $l'_p$  принимаются в соответствии с рис. 7-42, в.

где  $\mu_p$  — коэффициент, учитывающий степень заземления концов стержня, обусловленную поясами, и определяемый по табл. 7-8 и 7-9 в зависимости от отношений длины раскоса к минимальному радиусу инерции его сечения  $l_p^0/\rho_{\min}$  и наименьших погонных жесткостей пояса и раскоса  $i_{\Pi}/i_p$ . Для значений  $i_{\Pi}/i_p$  от 2 до 6 значения  $\mu_p$  могут определяться путем интерполяции.

При схемах решеток, изображенных на рис. 7-42, а, в и д, значение  $l_p^0$  принимается равным геометрической длине раскоса  $l_p$ . При перекрестной решетке (рис. 7-42, б, г и е) величина  $l_p^0$  определяется по табл. 7-10 и 7-11. Если точка пересечения раскосов не может перемещаться из плоскости грани, как, например, при установке диафрагмы, то значение  $l_p^0$  принимается равным расстоянию

Таблица 7-12

Коэффициенты условий работы  $m$  элементов стальных конструкций опор

Элементы опоры	Элементы, соединяемые сваркой	Элементы, соединяемые на болтах
<b>Пояса</b>		
Сжатые пояса верхних и средних секций свободностоящих опор и сжатые пояса опор на оттяжках	1,0	1,0
Сжатые пояса нижних секций свободностоящих опор в первых двух панелях от опорного башмака	0,95	0,9
Растянутые пояса с проколотыми дырами	0,9	0,9
Сжатые пояса траверс при креплении к стволу через фасонку	0,75	0,75
<b>Раскосы</b>		
Сжатые раскосы треугольной решетки с узлами, не совмещенными в смежных гранях	0,8	0,75 *
Сжатые раскосы треугольной решетки с распорками	1,0	0,75 *
Сжатые раскосы перекрестной решетки с узлами, не совмещенными в смежных гранях	0,8	0,75 *
То же с совмещенными узлами	0,9	0,75 *
Сжатые составные элементы решетки из двух равнобоких уголков, прикрепляемых одной полкой	0,75	0,75
<b>Оттяжки</b>		
Оттяжки опор из стальных канатов или пучков высокопрочной проволоки:		
а) для промежуточных опор в нормальном режиме		0,9
то же в аварийном режиме		1,0
б) для анкерных и угловых опор в нормальном режиме		0,8
то же в аварийном режиме		0,9

\* При установке в узле не менее двух болтов коэффициент принимается как для элементов, соединяемых сваркой.

## Предельная гибкость стержней опоры

Наименование стержней решетчатых опор	Формулы для определения гибкости	Наибольшая допускаемая гибкость
<b>Сжатые стержни</b>		
Пояса:		
при несовмещенных узлах	$\mu_{п} \frac{l_{п}}{\rho_x}$	120
при совмещенных неподвижных узлах	$\frac{l_{п}}{\rho_{мин}}$	120
Опорные раскосы и стойки решетки, передающие опорные реакции	$\mu_{р} \frac{l_{р}^0}{\rho_{мин}}$	120
Прочие сжатые элементы решетки сварной опоры при использовании несущей способности раскоса:	$\mu_{р} \frac{l_{р}^0}{\rho_{мин}}$	150 180
до 100%		
до 50%		
Прочие сжатые элементы решетки болтовой опоры при сборке на пикете при использовании несущей способности раскоса:	$\mu_{р} \frac{l_{р}^0}{\rho_{мин}}$	180 200
до 100%		
до 50%		
Нерабочие элементы	—	200
<b>Растянутые стержни</b>		
Пояса:		
при несовмещенных узлах	$\mu_{п} \frac{l_{п}}{\rho_x}$	250
при совмещенных неподвижных узлах	$\frac{l_{п}}{\rho_{мин}}$	250
Раскосы и стойки, передающие опорные реакции (например, опорные раскосы траверсы)	$\frac{l_{р}}{\rho_{мин}}$	250
Прочие растянутые стержни решетки	$\frac{l_{р}}{\rho_{мин}}$	350
Предварительно напряженные растянутые стержни	—	Не ограничивается

Примечание. Промежуточные значения предельной гибкости определяются линейной интерполяцией.

между соединенными узлами, т. е.  $l_p$ . При несовмещенных узлах и отношении минимальных погонных жесткостей раскосов в пределах от 1 до 3 значения  $l_p^0$  определяются путем интерполяции значений, указанных в пп. «а» и «б» табл. 7-10 и 7-11.

Значения коэффициентов условий работы  $m$  стержней даны в табл. 7-12.

Для ограничения деформаций стержней решетчатых конструкций нормы устанавливают предельные значения их гибкости; соответствующие значения приведены в табл. 7-13.

В конструкциях опор линий электропередачи в ряде случаев для исключения излишних фасонки стержни решетки центрируются не на центр тяжести пояса, а на обушок. Как показали проведенные ЦНИИСК исследования, влияние эксцентриситета в пространственных конструкциях из одиночных уголков при центрировании решеток на обушок можно не учитывать в следующих случаях:

а) при расчете на совместное действие поперечных сил и крутящего момента в аварийных режимах работы;

б) при расчете на поперечную нагрузку в нормальном режиме (без учета кручения), если усилия в раскосах составляют не более 15% значения усилия в поясе от той же нагрузки. Во всех остальных случаях при центрировании решетки на обушок поясов усилия в поясах и раскосах, полученные в статическом расчете, нужно увеличивать путем умножения на коэффициент  $\alpha$ , значения которого приведены в табл. 7-14.

Таблица 7-14

Значение коэффициента $\alpha$	
Отношение усилия в раскосе к усилию в поясе, %	$\alpha$
До 15	1,00
30	1,02
40	1,04
50	1,07

Примечание. Промежуточные значения  $\alpha$  определяются путем интерполяции.

## 7-5. Расчет соединений и узлов

**Сварные соединения.** Сварные соединения деталей опор линий электропередачи могут быть следующих типов.

**Соединения стыковые.** К ним относятся заводские соединения поясов опор в случае отсутствия на заводе уголков нужной длины, приварка фасонки к поясам, сварка листов и полос и др. Стыковыми выполняются также фланцевые соединения поясов между собой и крепления вертикальных листов опорного башмака к опорной плите.

**Соединения внахлестку.** К этому виду соединений относится основная масса соединений раскосов решетки с поясами, сварные узлы траверс, крепление поясов к вертикальным листам опорного башмака и т. п. Расчет сварных соединений сталь-

ных опор линий электропередачи не имеет специфических особенностей и должен производиться по общим правилам расчета сварных соединений элементов стальных конструкций.

**Расчет болтовых соединений.** Болтовые соединения в конструкциях опор линий электропередачи являются основным видом монтажных соединений, выполняемых на трассе линии. В соединениях элементов опор применяются болты классов 4.6, 5.6 и 8.8 нормальной точности (исполнение I по ГОСТ 7798—70 или ГОСТ 7796—70) и классов 4.6 и 5.6 грубой точности (исполнение I по ГОСТ 15589—70 или 15591—70). Болты классов 4.6 и 5.6 используются в конструкциях опор, работающих в районах с расчетной температурой — 40° С и выше, а болты классов 8.8 — в районах с температурой — 65° С и выше.

Болтовые соединения могут быть как односрезными, так и двухсрезными; соединения, имеющие более двух срезов, в конструкциях опор встречаются редко.

Болты нормальной точности устанавливаются в отверстия, номинальный диаметр которых для болтов диаметром до 36 мм на  $1 + 0,6$  мм больше номинального их диаметра. С учетом допусков на изготовление болта и сверление отверстия разница между фактическими диаметрами болта и отверстия может достигать до 2,6 мм.

Работа болтовых соединений без сдвигов, являющихся необратимыми, т. е. работа соединений в упругой области, определяется натяжением болта. Начальное натяжение болта прямо пропорционально моменту закручивания и может быть определено по приближенной формуле

$$N_0 = 2M_k/d, \quad (7-31)$$

где  $d$  — диаметр болта.

При выполнении болтовых соединений следует стремиться к тому, чтобы напряжение было не более 1700 даН/см<sup>2</sup>, поскольку при превышении этого значения могут появиться пластические деформации скручивания.

Для затяжки болтов применяются обычные плоские гаечные ключи длиной 20—25 см, которые иногда удлиняются с помощью специальных удлинителей. Так как два рабочих, используя удлинитель, позволяющий увеличить плечо рычага до 48 см, могут создать давление на рукоятку ключа не более 100 даН, предварительная затяжка болта М24 может достигнуть

$$N_0 = \frac{2 \cdot 100 \cdot 48}{2,4} = 4000 \text{ даН.}$$

Напряжение, отнесенное к неослабленному сечению болта, составит

$$\sigma_0 = 4000/4,52 = 885 \text{ даН/см}^2.$$

При полученном значении предварительного напряжения и коэффициенте трения по одной плоскости сдвига, равном 0,4, соединение будет неподвижным при напряжениях условного среза болта

$$\tau_{\text{ср}} = 885 \cdot 0,4 = 354 \text{ даН/см}^2,$$

что меньше расчетных сопротивлений срезу (см. табл. 7-4).

Следовательно, неподвижность соединения обеспечивается лишь при некоторой нагрузке, меньшей расчетной; при дальнейшем увеличении нагрузки соединяемые элементы сдвигаются относительно друг друга и болты начинают работать фактически на срез. Если в промышленных сооружениях сдвиги в болтовых соединениях могут приводить к нарушению целостности стеновых заполнений и перекрытий, то в опорах линий электропередачи сдвиги в узлах, которые в среднем измеряются разностью номинальных диаметров отверстия и болта, допустимы.

В основу расчета болтовых соединений положено допущение, что действующая на соединение продольная сила распределяется между болтами равномерно. Неравномерность распределения продольной силы между болтами, всегда существующая в многоболтовых соединениях, при их расчете на срез и смятие учитывается введением

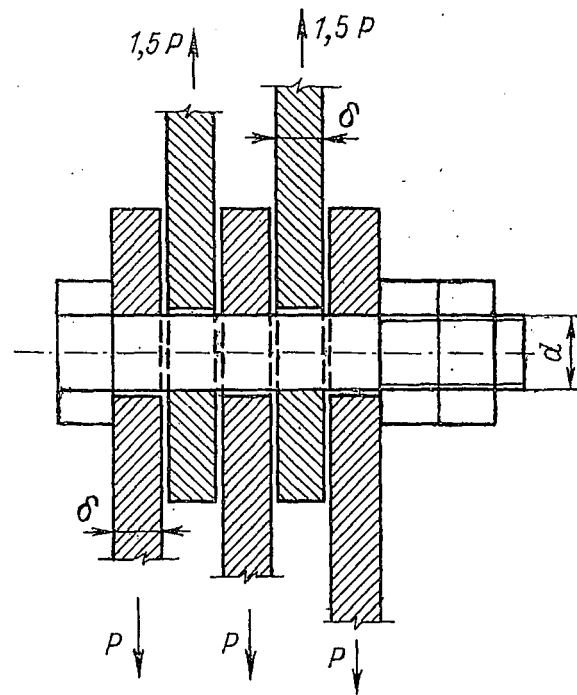


Рис. 7-43. Схема работы болта в многосрезном соединении

более низких расчетных сопротивлений. Болтовые соединения, на которые действуют продольные силы (рис. 7-43), рассчитываются по формулам:

на срез

$$N \leq \frac{\pi d^2}{4} nm R_{\text{ср}}, \quad (7-32)$$

где  $n$  — число болтов в соединении;  $m$  — число срезов; на смятие

$$N \leq d \delta_{\Sigma} n R_{\text{см}}, \quad (7-33)$$

где  $\delta_{\Sigma}$  — минимальная суммарная толщина листов соединения, сминаемых болтом в одном направлении.

Для того чтобы болт не вырвал край присоединяемого элемента, расстояние от края элемента до центра отверстия (обрез) не должно быть меньше определенного значения. Нормы на проектирование стальных конструкций устанавливают обрез по направлению уси-

лия, равный  $2d$ , и перпендикулярно к направлению усилия —  $1,5 d$  при кромке, обрезанной автогеном или ножницами, и  $1,2 d$  при прокатной кромке.

При проектировании конструкций опор, собираемых из отдельных стержней на болтах, особенно для одноболтовых соединений, обрез, равный  $2d$ , практически исключает возможность выполнения узлов конструкций опор без приварки фасонки к поясам. Для определения минимального обреза в этом особом случае в ЦНИИСК и ЛИСИ (Ленинградском инженерно-строительном институте) были проведены опыты, которые показали, что при обресе  $(1,25 \div 1,5) d$  разрушение уголков происходит вследствие их разрыва по полке в сечении, ослабленном отверстием со стороны пера, а не вследствие выкалывания по направлению усилия (рис. 7-43). На основании этих опытов в болтовых конструкциях опор обрез раскосов рекомендуется принимать равным  $(1,25 \div 2,0) d$  в соответствии с данными табл. 7-4, в которой приведены расчетные сопротивления болтовых соединений.

## 7-6. Расчет стальных свободстоящих опор

Общий ход расчета стальных свободстоящих опор с использованием методов, изложенных в § 7-3 — 7-5, рассмотрим на конкретном примере расчета опоры башенного типа.

**Пример 7-1.** Расчитать промежуточную одноцепную опору башенного типа для линии 110 кВ с проводами марки АС 240/32 и грозозащитным тросом марки С-50. Расчетные климатические условия: II район гололедности ( $c = 10$  мм) и III ветровой район (скоростной напор с повторяемостью один раз в десять лет на высоте до 15 м от земли  $q = 50$  даН/м<sup>2</sup>), наименьшая температура  $t_{\text{мин}} = -40^\circ \text{C}$ .

Расчетный эскиз опоры дан на рис. 7-44. Расположение проводов на опоре — треугольное, решетка граней опоры — треугольная. Высота крепления гирлянд нижних проводов равна 19 м, что на основании расчета провода марки АС 240/32 при заданных климатических условиях соответствует габаритному пролету длиной 380 м. Ветровой пролет принимаем равным габаритному  $l_{\text{ветр}} = l_{\text{габ}} = 380$  м, а весовой пролет  $l_{\text{вес}} = 1,25 l_{\text{габ}} = 475$  м.

Габаритному пролету 380 м соответствует стрела провеса провода  $f = 11,7$  м. Высота центра тяжести нижних проводов составляет 9,9 м, а верхнего — 13,9 м, т. е. не выходит за пределы первой ветровой зоны.

Грозозащитный трос подвешен и имеет меньшую стрелу провеса (для обеспечения необходимого расстояния между проводом и тросом в середине пролета). При отметке центра тяжести 20 м скоростной напор для грозозащитного троса составляет  $q = 50 \cdot 1,25 = 62,5$  даН/м<sup>2</sup>.

Находим расчетные нагрузки на опору от проводов и тросов в соответствии с изложенным в пятой главе. Опуская промежуточные вычисления, результаты расчета нагрузок сводим в табл. 7-15, в которой расчетные нагрузки от тяжения провода и троса даны с учетом коэффициента сочетания, равного для промежуточных опор 0,8 (см. § 5-4).

В соответствии с требованиями норм при расчете пространственных башенных конструкций или порталных опор с решетчатыми стойками рассматриваем два направления ветра: а) перпендикулярно оси линии; б) под углом  $45^\circ$  к оси линии.

Ветровую нагрузку на решетчатую пространственную конструкцию, когда ветер направлен перпендикулярно оси линии, т. е. к боковой грани

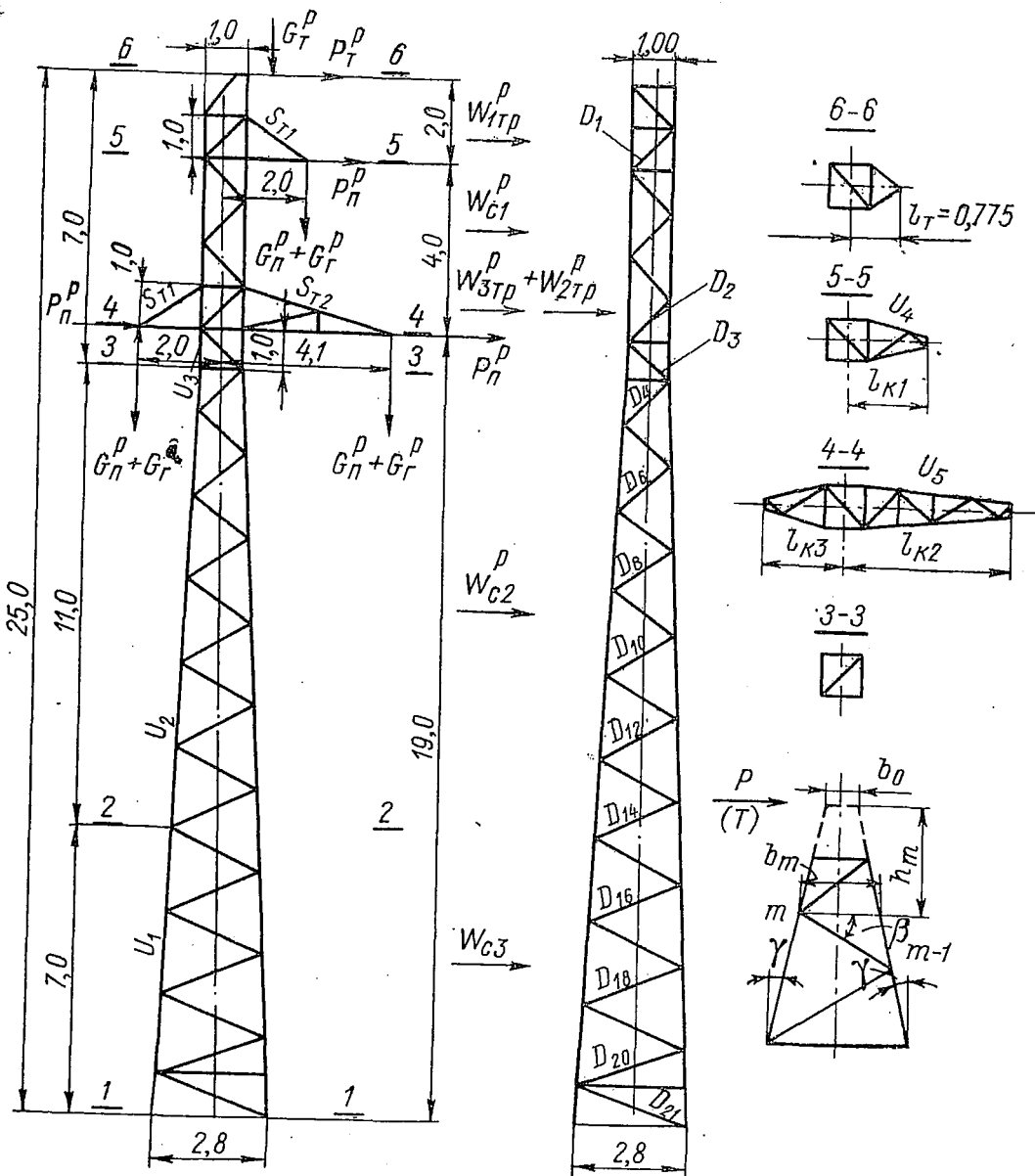


Рис. 7-44. Расчетный эскиз свободностоящей опоры

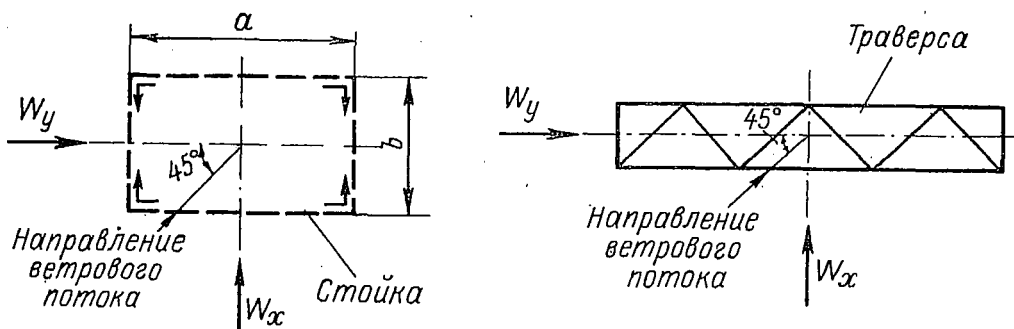


Рис. 7-45. Схема действия ветровой нагрузки при направлении ветра под углом  $45^\circ$  к оси линии



**Расчетные нагрузки, даН, на промежуточную опору  
от проводов и троса**

Наименование нагрузки	Обозначение	Нормальный режим I. Ветер без гололеда, направлен перпендикулярно оси линии	Нормальный режим Ia. Ветер без гололеда, направлен под углом 45° к оси линии	Нормальный режим II. Ветер при гололеде, направлен перпендикулярно оси линии	Аварийный режим III. Обрыв одного провода. Гололеда и ветра нет	Аварийный режим IV. Обрыв троса. Гололеда и ветра нет
Вес провода	$G_{\Pi}^P$	485	485	—	485	485
Вес троса	$G_T^P$	215	215	—	215	215
Вес провода с гололедом	$G_{\Pi}^P$	—	—	1335	—	—
Вес троса с гололедом	$G_T^P$	—	—	725	—	—
Вес гирлянды изоляторов	$G_G^P$	45	45	45	45	45
Давление ветра на провод	$P_{\Pi}^P$	445	223	345	—	—
Давление ветра на трос	$P_T^P$	230	166	304	—	—
Тяжение провода при обрыве	$T_{\Pi}^P$	—	—	—	1295	—
Тяжение троса при обрыве	$T_T^P$	—	—	—	—	1360

опоры, вычисляем в соответствии с указаниями СНиП II-6-74 (нормы проектирования, нагрузки и воздействия).

При ветре, направленном под углом 45° к оси линии (рис. 7-45), нагрузки, действующие на взаимно перпендикулярные грани,

$$W_x^P = W_y^P = 0,8W_{\perp}^P, \quad (7-34)$$

где  $W_{\perp}^P$  — расчетная нагрузка, вычисленная по формулам СНиП при действии ветра на наиболее широкую грань. В данном, частном случае все грани ствола опоры одинаковы, так как ствол имеет квадратное сечение.

Ветровую нагрузку на траверсы сначала вычисляем в предположении действия ветра перпендикулярно плоскости траверсы ( $W_{\text{тр}}$ ), а затем с помощью коэффициента определяем по формулам:

при ветре, направленном перпендикулярно оси линии,

$$W_{\text{тр} \perp}^P = 0,45W_{\text{тр}}^P; \quad (7-35)$$

при ветре, направленном под углом 45° к оси линии,

$$W_{\text{тр} x}^P = 0,65W_{\text{тр}}^P; \quad W_{\text{тр} y}^P = 0,45W_{\text{тр}}^P. \quad (7-36)$$

15 Коэффициент динамичности  $\beta$ , учитывающий порывы ветра, для стальных опор высотой до 40 м принимается равным: для опор башенного типа  $\beta = 1,50$ , для свободностоящих порталных опор  $\beta = 1,60$ , для опор на оттяжках  $\beta = 1,65$ .

— Определение ветровой нагрузки на конструкцию опоры выполнено в табличной форме (табл. 7-16).

Расчетная ветровая нагрузка при ветре без гололеда вычислена с коэффициентом перегрузки  $n$ , равным 1,2.

Определяем усилия в поясах ствола опоры. Так как каждая секция имеет по своей длине пояса одного и того же профиля, то для определения размера профиля достаточно найти усилие  $\frac{1}{2}$  в нижней панели секции. Расчетные стержни поясов указаны на расчетной схеме (рис. 7-44).

Усилия в поясах при ветре, направленном под углом  $45^\circ$  к оси линии, определяем по формуле

$$U_m = \frac{\sum M_{mx}^p}{2b_{mx} \cos \gamma} + \frac{\sum M_{my}^p}{2b_{my} \cos \gamma} + \frac{\sum G_m^p}{4 \cos^2 \gamma}, \quad (7-37)$$

где  $\sum M_{mx}^p$  — суммарный изгибающий момент в расчетном сечении от нагрузок, перпендикулярных оси линии;  $\sum M_{my}^p$  — суммарный изгибающий момент в расчетном сечении от нагрузок, направленных вдоль оси линии;  $\sum G_m^p$  — суммарный вес всех элементов выше расчетного сечения.

Если ветер направлен перпендикулярно оси линии, то  $\sum M_{my} = 0$ .

Следует обратить внимание на то, что суммарные изгибающие моменты, подсчитанные на всю опору, воспринимаются двумя параллельными гранями опоры и поэтому делятся на 2 (в знаменателе первых двух слагаемых формулы (7-37) введен множитель 2). По этой же причине вес, подсчитанный для всей опоры, разделен на 4 (в знаменателе третьего члена формулы (7-37) — множитель 4).

Для верхней секции ствола в нашем примере  $\cos \gamma = 1$ , а для средней и нижней  $\cos \gamma = 0,998$ .

Как показали предварительные подсчеты, для верхней секции расчетным является нормальный режим при ветре с гололедом.

Расчетную ветровую нагрузку на конструкцию при ветре с гололедом, направленном перпендикулярно оси линии, определяем на основании расчетов ветровой нагрузки без гололеда с учетом различных коэффициентов перегрузки по формуле

$$W_{\text{гол}}^p = \frac{W^p}{1,2 \cdot 4} = 0,208 W^p.$$

Вычисленные по этой формуле нагрузки от ветра при гололеде на конструкцию опоры приведены в табл. 7-17.

Определяем усилия в поясах секций.

Верхняя секция, пояс  $U_3$ . Сечение 3—3:

$$\begin{aligned} \sum M_{3x}^p &= W_{1 \text{ тр } y}^p h_{13} + (W_{2 \text{ тр } y}^p + W_{3 \text{ тр } y}^p) h_{23} + \frac{1}{2} W_{c1}^p h_{c1} + P_{\text{т}}^p h_{\text{т}3} + \\ &+ P_{\text{п}}^p h_{\text{п. в } 3} + 2P_{\text{п}}^p h_{\text{п. н } 3} + (G_{\text{п}}^p + G_{\text{т}}^p) (l_{k1} + l_{k2} - l_{k3}) + G_{\text{г}}^p l_{\text{г}}. \end{aligned}$$

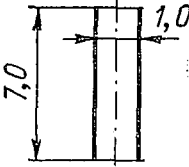
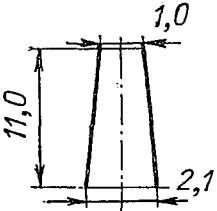
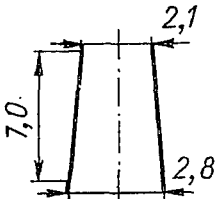
Центры тяжести ветровых нагрузок принимаем расположенными на половине высоты элемента опоры (см. рис. 7-44):

$$\sum M_{3x}^p = 5,1 \cdot 5,5 + (13 + 4,8) 1,5 + \frac{102 \cdot 7,0}{2} + 304 \cdot 7,0 + 345 \cdot 5,0 +$$

Определение ветровой нагрузки на конструкцию опоры

Таблица 7-16

Наименование секции	Эскиз и средняя отметка секции, м	Коэффициент увеличения скоростного напора по высоте	Нормативный скоростной напор $q^H$ , даН/м <sup>2</sup>	Площадь элементов фермы (секции) $f_i$ , м <sup>2</sup>	Площадь контура фермы (секции) $F$ , м <sup>2</sup>	Коэффициент заполнения $\varphi = f_i/F$	Аэродинамический коэффициент для плоской фермы $c_\phi = 1,4\varphi$	$\eta$ при $b/h = 1$	Аэродинамический коэффициент пространственной фермы $c_{пр} = c_\phi (1 + \eta)$	Расчетная ветровая нагрузка $W^P$ , даН, с учетом $\beta = 1,50$ и $n = 1,2$			
										$W^P_{\perp}$	при ветре, направленном перпендикулярно оси линии	$W^P_x$	$W^P_y$
Верхняя траверса		1,30	65	0,19	0,75	0,253	0,354	0,760	0,624	54,5	24,6	35,5	24,6
Нижняя траверса		1,23	61,5	0,53	1,80	0,294	0,411	0,690	0,695	138,5	62,4	90	62,4
		1,23	61,5	0,19	0,75	0,253	0,354	0,760	0,624	51,7	23,2	33,6	23,2

Верхняя секция		1,27	63,5	1,74	7,00	0,248	0,348	0,755	0,611	490	490	392	392
Средняя секция		1,00	50,0	3,1	17,0	0,180	0,255	0,880	0,480	732	732	585	585
Нижняя секция		1,00	50,0	2,64	17,1	0,155	0,217	0,930	0,419	650	650	520	520
Суммарная нагрузка на опору											1982	1656	1607

$$\begin{aligned}
 & + (345 + 345) 1,0 + (1335 + 45) (2,0 + 4,1 - 2,0) + 725 \cdot 0,775 = \\
 & = 28,05 + 26,70 + 357,0 + 2128 + 1725 + 690 + 5658 + 561,9 = \\
 & = 11174,7 \text{ даН} \cdot \text{м} = 11,17 \text{ даН} \cdot 10^3 \cdot \text{м} \text{ (тс} \cdot \text{м)}.
 \end{aligned}$$

Расчетный вес опоры на основании предварительных расчетов принят равным  $G_k^p = 1,1 \cdot 2100 = 2310$  даН.

Таблица 7-17

Расчетная ветровая нагрузка, даН, на опору при ветре и гололеде

Верхняя траверса	Нижняя траверса	Верхняя секция	Средняя секция	Нижняя секция	Всего
5,1	13,0	4,8	102,0	138,0	383,9

Расчетный вес погонного метра опоры равен  $2310/25 = 92,4$  даН/м. Тогда

$$\begin{aligned}
 \sum G_3^p &= 92,4 \cdot 7 + 725 + 3 \cdot 1380 = 646,8 + 725 + 4140 = \\
 & = 5511,8 \text{ даН} = 5,51 \text{ даН} \cdot 10^3 \text{ (тс)}
 \end{aligned}$$

Расчетная база в сечении  $b_3 = 1,0$  м;  $\cos \gamma = 1$ .  
Усилие в поясе

$$U_3 = \frac{11,17}{2,1 \cdot 1} + \frac{5,51}{4,1} = 5,59 + 1,38 = 6,97 \text{ даН} \cdot 10^3.$$

Расчетным режимом для поясов  $U_2$  и  $U_1$  второй и третьей секций является нормальный режим при ветре без гололеда, направленном перпендикулярно оси линии.

Сечение 2—2:

$$\begin{aligned}
 \sum M_{2x}^p &= W_{1 \text{ тр } y}^p h_{12} + (W_{2 \text{ тр } y}^p + W_{3 \text{ тр } y}^p) h_{22} + W_{c1}^p \left( \frac{1}{2} h_{c1} + h_{c2} \right) + \\
 & + \frac{1}{2} W_{c2}^p h_{c2} + P_T^p h_{T2} + P_{\Pi \text{ п. в } 2}^p + 2P_{\Pi \text{ п. н } 2}^p + (G_{\Pi}^p + G_T^p) \times \\
 & \times (l_{k1} + l_{k2} - l_{k3}) + G_T^p l_T.
 \end{aligned}$$

Подставляя численные значения, получим

$$\begin{aligned}
 \sum M_{2x}^p &= 24,6 \cdot 16,5 + (62,4 + 23,2) 12,5 + 490 (3,5 + 11,0) + 732 \frac{11}{2} + \\
 & + 230 \cdot 18 + 445 \cdot 16 + 445 \cdot 2 \cdot 12 + (485 + 45) (2 + 4,1 - 2) + 215 \cdot 0,775 = \\
 & = 405,90 + 1070 + 7105 + 4026 + 4140 + 7120 + 10680 + 2173 + 166,6 = \\
 & = 36886,5 \text{ даН} \cdot \text{м} = 36,9 \text{ даН} \cdot 10^3 \cdot \text{м};
 \end{aligned}$$

$$\sum G_2^p = 92,18 + 215 + 3 \cdot 530 = 1656 + 215 + 1590 = 3461 \text{ даН} = 3,46 \text{ даН} \cdot 10^3.$$

Расчетная база в сечении  $b_2 = 2,1$  м;  $\cos \gamma = 0,998$ .  
Усилие в поясе

$$U_2 = \frac{36,9}{2 \cdot 2,1 \cdot 0,998} + \frac{3,46}{4 \cdot 0,998^2} = 8,8 + 0,87 = 9,67 \text{ даН} \cdot 10^3.$$

Сечение 1—1:

$$\begin{aligned} \sum M_{1x}^P = & W_{1\text{тр}y}^P h_{11} + (W_{2\text{тр}y}^P + W_{3\text{тр}y}^P) h_{21} + W_{c1}^P \left( \frac{1}{2} h_{c1} + h_{c2} + h_{c3} \right) + \\ & + W_{c2}^P \left( \frac{1}{2} h_{c2} + h_{c3} \right) + \frac{1}{2} W_{c3}^P h_{c3} + P_T^P h_{T1} + P_{\text{п.в}1}^P h_{\text{п.в}1} + 2P_{\text{п.н}1}^P h_{\text{п.н}1} + \\ & + (G_{\text{п}}^P + G_T^P) (l_{k1} + l_{k2} - l_{k3}) + G_T^P l_T. \end{aligned}$$

Подставляя численные значения, получим

$$\begin{aligned} \sum M_{1x}^P = & 24,6 \cdot 23,5 + (62,4 + 23,5) 19,5 + 490 (3,5 + 11,0 + 7,0) + \\ & + 732 (5,5 + 7,0) + 650 \frac{7,0}{2} + 230 \cdot 25 + 445 \cdot 23 + 2 \cdot 445 \cdot 19 + \\ & + (485 + 45) (2 + 4,1 - 2) + 215 \cdot 0,775 = 578,1 + 1675,1 + 10\,535 + \\ & + 9150 + 2275 + 5750 + 10\,235 + 16\,910 + 2173 + 166,6 = \\ = & 59447,8 \text{ даН} \cdot \text{м} = 59,4 \text{ даН} \cdot 10^3 \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

Расчетная база в сечении  $b = 2,8$  м;  $\cos \gamma = 0,998$ .

Усилие в поясе

$$U_1 = \frac{59,4}{2 \cdot 2,8 \cdot 0,998} + \frac{4,1}{4 \cdot 0,998^2} = 10,63 + 1,03 = 11,66 \text{ даН} \cdot 10^3.$$

Усилие в поясе  $U_1$  необходимо для расчета прочности опорного узла на сжатие.

При подборе сечения пояса нижней секции проверку устойчивости нужно производить в панели, гибкость которой больше. Усилие в этой панели будет несколько меньше усилия  $U_1$ ; однако ввиду незначительной разницы сечение пояса нижней секции допустимо выбирать по усилию  $U_1$ , разница в усилиях идет в запас прочности.

В рассматриваемом примере схема нагрузки при направлении ветра под углом  $45^\circ$  к оси линии оказалась нерасчетной вследствие того, что ветровая нагрузка на конструкцию опоры составляет около 50% суммарной нагрузки на опору.

Для высоких переходных опор, в которых доля ветровой нагрузки на опору может составлять большую часть общей нагрузки, расчетной будет схема действия ветра под углом  $45^\circ$  к оси линии. Определяем усилия в раскосах опоры.

Для раскосов в рассматриваемом примере, как в большинстве случаев расчета промежуточных опор, расчетным является аварийный режим: для раскоса  $D_1$  — обрыв троса, для раскоса  $D_2$  — обрыв верхнего провода, для раскоса  $D_3$  и ниже — обрыв нижнего провода на длинной правой траверсе. Во всех перечисленных случаях происходит кручение ствола: при обрыве троса — на плече  $l_{k,T} = 0,775$  м, при обрыве верхнего провода — на плече  $l_{k1} = 2,0$  м, при обрыве нижнего провода — на плече  $l_{k2} = 4,1$  м. Действие крутящего момента при расчете заменяем действием двух пар сил, которые приложены непосредственно к граням опоры. Как видно из схемы совместного действия тяжения  $T$  и пар сил  $T_{кр}$ , заменяющих крутящий момент, в одной из граней сила  $T/2$  и сила  $T_{кр}$  (рис. 7-46) складываются; эта грань и является расчетной.

Для определения усилия в раскосах от поперечной силы удобнее использовать формулу (7-7), по которой определяются усилия в нисходящих раскосах:

$$D_{m-1} = P \frac{1 - 2 \frac{h_m}{b_m} \operatorname{tg} \gamma}{\cos (\beta_{m-1} - \gamma)} \cos \gamma.$$

Вынося в числителе  $1/b_m$  за скобки, получим

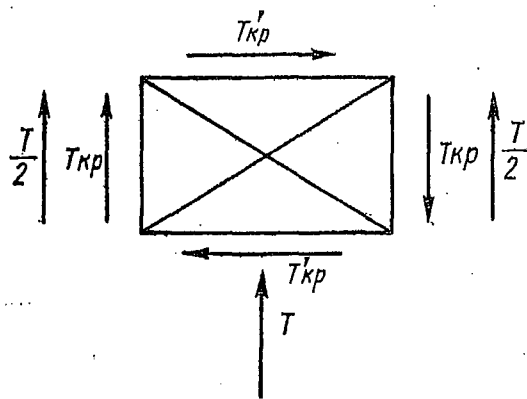
$$D_{m-1} = \frac{P}{b_m} \frac{b_m - 2h_m \operatorname{tg} \gamma}{\cos(\beta_{m-1} - \gamma)} \cos \gamma. \quad (7-38)$$

Как видно из рис. 7-44,

$$b_m = 2h_m \operatorname{tg} \gamma = b_0,$$

где  $b_0$  — условная база сечения, соответствующая отметке приложения силы  $P$  (или в данном случае — силы  $T$ ). Если эта сила приложена в пределах сечения, то база  $b_0$  — реальный размер.

Если сила  $P$  приложена выше сечения с заданным постоянным наклоном пояса, то база  $b_0$  — воображаемый размер, вычисляемый или определяемый построением путем продления направления поясов сечений до отметки, на которой действует сила. Расчетная формула после введения условной базы  $b_0$  приобретает вид, удобный для определения усилий при большом числе раскосов:



$$D_{m-1} = P b_0 \frac{\cos \gamma}{b_m \cos(\beta_{m-1} - \gamma)}. \quad (7-39)$$

Так как крутящий момент не изменяется по высоте, то пары сил могут быть определены в любом сечении ствола по формуле

$$T_{кр\ m} = \frac{M_{кр}}{2b_m} \frac{b_m}{b_{m\perp}}. \quad (7-40)$$

Рис. 7-46. Схема сил при совместном действии поперечной силы и крутящего момента

В нашем случае сечение ствола квадратное и  $b_m/b_{m\perp} = 1$ .

Применяя формулу (7-7), в которой следует положить  $h_m = 0$ , получим усилие в раскосе от крутящего момента

$$D_{(m-1)\ кр} = T_{кр} \frac{\cos \gamma}{\cos(\beta_{m-1} - \gamma)}. \quad (7-41)$$

Подставляя в (7-41) значение  $T_{кр}$  из (7-40), получим

$$D_{(m-1)\ кр} = M_{кр} \frac{\cos \gamma}{2b_m \cos(\beta_{m-1} - \gamma)}. \quad (7-42)$$

Сила  $T$ , вызывающая крутящий момент (тяжение провода или троса при обрыве), делится на две грани. Усилие в раскосах от действия этой силы определяется по формуле (7-39), в которую вместо  $P$  подставляется величина  $T/2$ . В этом случае формула для определения усилий в раскосах будет иметь вид

$$D_{(m-1)\ T} = T b_0 \frac{\cos \gamma}{2b_m \cos(\beta_{m-1} - \gamma)}. \quad (7-43)$$

Усилия  $D_{(m-1)\ T}$  и  $D_{(m-1)\ кр}$  суммируются, в результате общее усилие в раскосах будет равно

$$D_{m-1} = \frac{M_{кр} + T b_0}{2b_m} \frac{\cos \gamma}{\cos(\beta_{m-1} - \gamma)}. \quad (7-44)$$

Множитель ( $M_{кр} + T b_0$ ) является постоянной величиной для всей секции, если ее пояса имеют одинаковый наклон. Изменяются значения базы  $b_m$  и угла  $\beta_{m-1}$ . Угол  $\beta_{m-1}$  (см. рис. 7-44) измеряется на правом или левом поясе, но всегда для нисходящего раскоса.

Определяем усилие в раскосе  $D_1$ :

$$b_m = b_0 = 1 \text{ м}; \quad \gamma = 0; \quad \cos \gamma = 1,0;$$

$$\beta_{m-1} = 45^\circ; \quad \cos \beta_{m-1} = 0,707;$$

$$M_{кр}^P = 1,360 \cdot 0,775 = 1,050 \text{ даН} \cdot 10^3 \cdot \text{м};$$

$$M_{кр}^P + T^P b_0 = 1,050 + 1,360 \cdot 1 = 2,410 \text{ даН} \cdot 10^3 \cdot \text{м};$$

$$D_1 = 2,140 \frac{1}{2 \cdot 1,0 \cdot 0,707} = 1,705 = 1,71 \text{ даН} \cdot 10^3.$$

Определяем усилие в раскосе  $D_2$ :

$$b_m = b_0 = 1 \text{ м}; \quad \gamma = 0; \quad \cos \gamma = 1,0;$$

$$\beta_{m-1} = 45^\circ; \quad \cos \beta_{m-1} = 0,707;$$

$$M_{кр}^P = 1,295 \cdot 2,0 = 2,590 \text{ даН} \cdot 10^3 \cdot \text{м};$$

$$M_{кр}^P + T^P b_0 = 2,590 + 1,295 \cdot 1 = 3,885 \text{ даН} \cdot 10^3 \cdot \text{м};$$

$$D_2 = 3,885 \frac{1}{2 \cdot 1,0 \cdot 0,707} = 2,75 \text{ даН} \cdot 10^3.$$

В средней и нижней секциях, имеющих наклонные пояса, изменяются как усилия, так и длина раскосов, и подбор сечения при условии равнопрочности элементов требует различного сортамента раскосов. Для этого необходимо определять усилия во всех раскосах рассчитываемой секции. Для удобства выполнения однообразных вычислений расчет ведется по формуле (7-44) в табличной форме (табл. 7-18).

Определяем усилия в раскосах  $D_3 - D_{21}$ :

$$\operatorname{tg} \gamma = \frac{2,8 - 1,0}{2,18} = \frac{1,8}{2,18} = 0,05; \quad \gamma = 2^\circ 50'; \quad \cos \gamma = 0,998;$$

$$b_0 = 2,8 - 2 \cdot 1,9 \cdot 0,05 = 2,8 - 1,9 = 0,9 \text{ м};$$

$$M_{кр}^P = 1,295 \cdot 4,1 = 5,30 \text{ даН} \cdot 10^3 \cdot \text{м};$$

$$M_{кр}^P + T b_0 = 5,30 + 1,295 \cdot 0,9 = 6,47 \text{ даН} \cdot 10^3 \cdot \text{м}.$$

Определяем усилия в стержнях траверс.

Траверса с вылетом 2,0 м; расчетная схема — рис. 7-47:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1,0}{1,5} = 0,667; \quad \cos \alpha = 0,832;$$

$$\operatorname{tg} \gamma = \frac{0,75}{2 \cdot 1,5} = 0,25; \quad x = \frac{0,25}{2 \operatorname{tg} \gamma} = 0,50 \text{ м}; \quad \cos \gamma = 0,97.$$

Находим усилие в поясе. Расчетный режим — обрыв провода. Вес траверсы  $G_{тр}^P = 0,055 \text{ даН} \cdot 10^3$ . Вес монтажной люльки  $G_{м.л}^P = 1,1 \cdot 0,15 = 0,165 \text{ даН} \cdot 10^3$ . Тяжение провода  $T_{п}^P = 1,295 \text{ даН} \cdot 10^3$ ;

$$\sum G^P = 0,5 G_{п}^P + G_{г}^P + G_{м.л}^P + 0,5 G_{тр}^P = 0,5 \cdot 0,485 + 0,045 + 0,165 + 0,5 \cdot 0,055 = 0,48 \text{ даН} \cdot 10^3;$$

$$U_4 = \frac{1,295 \cdot 1,50}{1,0 \cdot 0,97} + \frac{0,480 \cdot 1,50}{2 \cdot 1,0 \cdot 0,832} = 2,01 + 0,43 = 2,44 \text{ даН} \cdot 10^3.$$



## Вычисление усилий в раскосах

Обозначение раскоса	База ствола в сечении, $b_m$ , м	Угол нисходящего раскоса $\beta_{m-1}$	$\cos(\beta_{m-1}-\gamma)$	$\frac{\cos \gamma}{2b_m \cos(\beta_{m-1}-\gamma)}$	Усилие в раскосе $D_m$ , даН·10 <sup>3</sup>
$D_3$	1,0	45	0,707	0,707	4,58
$D_4$	1,0	46	0,724	0,691	4,47
$D_5$	1,1	46	0,729	0,624	4,04
$D_6$	1,2	42	0,775	0,536	3,47
$D_7$	1,3	39	0,807	0,476	3,08
$D_8$	1,4	37	0,827	0,431	2,79
$D_9$	1,5	35	0,846	0,393	2,55
$D_{10}$	1,6	34	0,857	0,365	2,36
$D_{11}$	1,7	32	0,873	0,337	2,18
$D_{12}$	1,8	31	0,881	0,315	2,04
$D_{13}$	1,9	30	0,889	0,296	1,92
$D_{14}$	2,0	29	0,897	0,278	1,80
$D_{15}$	2,1	28	0,905	0,263	1,71
$D_{16}$	2,2	27	0,912	0,249	1,62
$D_{17}$	2,3	26	0,919	0,237	1,54
$D_{18}$	2,4	25	0,926	0,225	1,46
$D_{19}$	2,5	24	0,932	0,215	1,39
$D_{20}$	2,6	23	0,939	0,204	1,32
$D_{21}$	2,7	22	0,945	0,197	1,28

Находим усилия в раскосах нижней грани. Расчетный режим—обрыв провода. Усилия находим методом сечения — см. рис. 7-47:

$$D_{1 \text{ тр}} = \frac{1,295 \cdot 0,5}{0,8} = 0,81 \text{ даН} \cdot 10^3;$$

$$D_{2 \text{ тр}} = \frac{1,295 \cdot 0,5}{0,5} = 1,30 \text{ даН} \cdot 10^3.$$

Находим усилие в тяге. Расчетный режим — нормальный при гололеде:

$$\sum G^p = 1,335 + 0,045 + 0,5 \cdot 0,055 = 1,41 \text{ даН} \cdot 10^3;$$

$$S_{\text{тр}} = \frac{1,410 \cdot 1,50}{2 \cdot 1,0 \cdot 0,832 \cdot 0,97} = 1,32 \text{ даН} \cdot 10^3.$$

Рассчитывая аналогично траверсу нижнего провода с вылетом 4,1 м, найдем:

$$U_4 = 5,610 \text{ даН} \cdot 10^3; \quad D_{\text{тр. макс}} = 2,08 \text{ даН} \cdot 10^3; \quad S_{2\text{т}} = 2,71 \text{ даН} \cdot 10^3.$$

Подбор сечения стержней в соответствии с методом, изложенным в § 7-4, выполнен в табличной форме (табл. 7-19).

При подборе сечения пояса  $U_3$  следует учитывать, что крайние точки рассматриваемой панели закреплены в обеих гранях. Между точками закрепления сжатый пояс может изгибаться в любом направлении, т. е. и в направлении наименьшей жесткости. Поэтому гибкость определяется по минималь-

ному радиусу инерции, а коэффициент расчетной длины пояса принимается  $\mu_{п} = 1$ .

У поясов  $U_1$  и  $U_2$  крайние точки рассматриваемой панели закреплены только в одной грани, а между этими точками имеется закрепление в перпендикулярной грани. Между точками закрепления сжатый пояс может изгибаться только параллельно закреплению в средней точке, поэтому гибкость определяется по радиусу инерции  $r_x$ . При креплении раскосов к поясу одним болтом на расчетную длину пояса вводится коэффициент  $\mu_{п} = 1,14$ , учитывающий некоторую подвижность крайних точек, закрепленных только в одной грани.

При определении гибкости раскосов длина по геометрической схеме  $l_p$  умножается на понижающий коэффициент длины  $\mu_p$ . При креплении раскосов к поясу одним болтом значения  $\mu_p$  определяются только в зависимости от гибкости  $l_p/r_y$ . Так, например, для раскоса  $D_4$  средней болтовой секции опоры геометрической длиной  $l_p = 140$  см при уголке  $70 \times 6$  с минимальным радиусом инерции  $r_y = 1,38$  см (раскос между точками закрепления может изгибаться в любом направлении) гибкость  $\lambda = 140/1,38 = 101$ . Для этой гибкости по табл. 7-9 находим путем интерполяции коэффициент длины раскоса  $\mu_p = 0,937$  и окончательное значение гибкости для расчета  $\lambda_p = \mu_p \lambda = 0,937 \cdot 101 = 95$ .

Для раскосов, закрепляемых сваркой или двумя и более болтами, значения  $\mu_p$  следует определять в зависимости от гибкости и отношения наименьших погонных жесткостей пояса и раскоса

$$k = \frac{i_{п}}{i_{р}} = \frac{J_{п.мин} l_{р}}{J_{р.мин} l_{п}}$$

Так, например, для раскоса  $D_2$  верхней сварной секции, пояса которой выполнены из уголка  $70 \times 6$ , находим  $J_{п.мин} = 15,5$  см<sup>4</sup>, а для раскоса из уголка  $50 \times 4$  —  $J_{р.мин} = 3,8$  см<sup>4</sup>. При длине пояса  $l_{геом} = 100$  см получим погонную жесткость пояса  $i_{п} = 15,5/100 = 0,155$  и погонную жесткость раскоса  $i_{р} = 3,8/140 = 0,027$ , откуда

$$k = 0,155/0,027 = 5,7.$$

По табл. 7-8 находим путем интерполяции для  $\lambda = 140/0,99 = 142$  и  $k = 5,7$  значение коэффициента  $\mu_p = 0,744$ .

Коэффициент условий работы для поясов  $m_{п}$  принят в зависимости от схемы решетки и выполнения соединений на болтах или сваркой по табл. 7-12. В соответствии с этой таблицей пояса с проколотыми дырами должны быть проверены на растяжение с коэффициентом условий работы, равным 0,9. В данном случае это относится к поясу второй секции.

Растягивающее усилие в поясе

$$U_2 = \frac{\sum M_{2x}^p}{2b_{2y} \cos \gamma} = 0,9 \frac{G_2^p}{4 \cos^2 \gamma} = \frac{36,9}{2 \cdot 2,1 \cdot 0,998} = 0,9 \cdot 0,87 = 8,8 - 0,785 = 8,0 \text{ даН} \cdot 10^3.$$

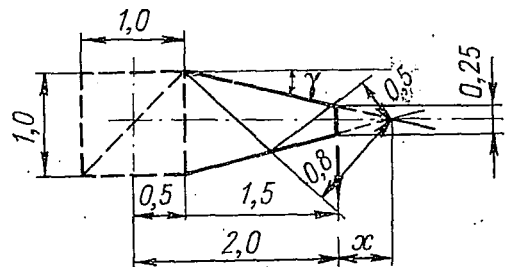
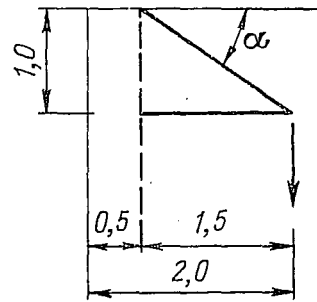


Рис. 7-47. Расчетная схема траверсы

Подбор сечений

Часть опоры	Обозначение элементов	Расчетное усилие $N$ , даН·10 <sup>3</sup>		Изгибающий момент $M$ , даН·см	Расчетная схема (режим) *	Сечение стержня	
		сжатие	растяжение				
Нижняя секция	$U_1$	11,66	—	—	I	80×6	
	$D_{15}$	1,71	1,71	—	III	63×5	
	$D_{16}$	1,62	1,62	—	III	63×5	
	$D_{17}$	1,54	1,54	—	III	63×5	
	$D_{18}$	1,46	1,46	—	III	63×5	
	$D_{19}$	1,39	1,39	—	III	63×5	
	$D_{20}$	1,32	1,32	—	III	63×5	
	$D_{21}$	1,28	1,28	—	III	70×6	
Средняя секция	$U_2$	9,67	8,00	—	I	80×6	
	$D_4$	4,47	4,47	—	III	70×6	
	$D_5$	4,02	4,02	—	III	70×6	
	$D_6$	3,47	3,47	—	III	70×6	
	$D_7$	3,09	3,09	—	III	70×6	
	$D_8$	2,79	2,79	—	III	70×6	
	$D_9$	2,55	2,55	—	III	63×5	
	$D_{10}$	2,36	2,36	—	III	63×5	
	$D_{11}$	2,18	2,18	—	III	63×5	
	$D_{12}$	2,04	2,04	—	III	63×5	
	$D_{13}$	1,92	1,92	—	III	63×5	
	$D_{14}$	1,80	1,80	—	III	63×5	
	Верхняя секция	$U_3$	6,97	—	—	II	70×6
		$D_1$	1,71	1,71	—	IV	50×4
$D_2$		2,75	2,75	—	III	50×4	
$D_3$		4,58	4,58	—	III	63×5	
Траверса $l = 2,0$ м	$U_4$	2,38	—	—	III	63×5	
	$S_{T1}$	—	1,32	—	II	50×4	
	$D_{1T}$	0,81	0,81	3320	III	50×4	
	$D_{2T}$	1,30	1,30	1950	III	50×4	
Траверса $l = 4,1$ м	$U_5$	5,61	—	—	III	63×5	
	$S_{T2}$	—	2,71	—	II	50×4	
	$D_{T. макс}$	2,08	2,08	1950	III	50×4	

\* Обозначение схем — см. табл. 7-15.

## стержней опоры

Площадь сечения $F$ , см <sup>2</sup>	Момент сопротивления, см <sup>3</sup>	Радиусы инерции, см		Длина элемента по геометрической схеме, см	Гибкость $\lambda$	$J_{y0}$
		$z_x$	$z_y$			
9,38	—	2,47	—	200	81	—
6,13	—	—	1,25	230	184	—
6,13	—	—	1,25	240	192	—
6,13	—	—	1,25	245	196	—
6,13	—	—	1,25	255	204	—
6,13	—	—	1,25	265	212	—
6,13	—	—	1,25	270	216	—
8,15	—	—	1,38	265	192	—
9,38	—	2,47	—	200	81	—
8,15	—	—	1,38	140	101	—
8,15	—	—	1,38	145	105	—
8,15	—	—	1,38	150	109	—
8,15	—	—	1,38	160	116	—
8,15	—	—	1,38	165	120	—
6,13	—	—	1,25	175	140	—
6,13	—	—	1,25	180	144	—
6,13	—	—	1,25	190	152	—
6,13	—	—	1,25	200	160	—
6,13	—	—	1,25	210	168	—
6,13	—	—	1,25	220	176	—
8,15	—	—	1,38	100	73	5,15
3,89	—	—	0,99	140	142	3,8
3,89	—	—	0,99	140	142	3,8
6,13	—	—	1,25	140	112	9,52
6,13	—	—	1,25	140	112	—
3,89	—	—	0,99	180	182	—
3,89	2,54	—	0,99	100	101	—
3,89	2,54	—	0,99	60	61	—
6,13	—	—	1,25	90	72	—
3,89	—	—	0,99	160	162	—
3,89	2,54	—	0,99	60	61	—

Часть опоры	Обозначение элементов	$i = J_{y0}/l_{geom}$	$k = i/i_{IIp}$	$\mu_{II}$ или $\mu_p$	Гибкость		Коэффициент снижения допускаемого напряжения при продольном изгибе $\phi$	
					$\lambda_p = \mu_p \lambda$	$\lambda_{II} = \mu_{II} \lambda$		
Нижняя секция	$U_1$	—	—	1,14	92	120	0,672	
	$D_{15}$	—	—	0,778	143	199	0,348	
	$D_{16}$	—	—	0,774	149	198	0,324	
	$D_{17}$	—	—	0,772	151	199	0,317	
	$D_{18}$	—	—	0,770	157	199	0,299	
	$D_{19}$	—	—	0,770	163	198	0,281	
	$D_{20}$	—	—	0,770	167	199	0,269	
	$D_{21}$	—	—	0,774	149	150	0,324	
Средняя секция	$U_2$	—	—	1,14	92	120	0,672	
	$D_4$	—	—	0,937	95	197	0,645	
	$D_5$	—	—	0,925	97	200	0,627	
	$D_6$	—	—	0,913	100	200	0,600	
	$D_7$	—	—	0,892	104	200	0,568	
	$D_8$	—	—	0,880	106	200	0,552	
	$D_9$	—	—	0,830	116	197	0,478	
	$D_{10}$	—	—	0,824	119	198	0,457	
	$D_{11}$	—	—	0,812	124	199	0,430	
	$D_{12}$	—	—	0,800	128	199	0,410	
	$D_{13}$	—	—	0,788	133	199	0,388	
	$D_{14}$	—	—	0,782	138	200	0,368	
	Верхняя секция	$U_3$	0,155	5,7	1,0	73	120	0,792
		$D_1$	0,027	5,7	0,744	106	180	0,552
$D_2$		0,027	5,7	0,744	106	153	0,552	
$D_3$		0,068	2,3	0,842	94	169	0,654	
Траверса $l = 2,0$ м	$U_4$	—	—	—	112	120	0,506	
	$S_{T1}$	—	—	—	182	350	—	
	$D_{1T}$	—	—	—	101	185	0,592	
	$D_{2T}$	—	—	—	61	194	0,855	
Траверса $l = 4,1$ м	$U_5$	—	—	—	72	120	0,798	
	$S_{T2}$	—	—	—	162	350	—	
	$D_{T. макс}$	—	—	—	61	188	0,855	

Коэффициент условий работы $t$	Fφ или Fφ $t$	Напряжение $\sigma$ , даН/см <sup>2</sup>				Число и диаметр болтов	Несущая способ- ность болтов, даН·10 <sup>3</sup>
		от $N$	от $M$	$\Sigma\sigma$	$R$		
0,9	6,3	2056	—	2056	2100	4M20	16,32
0,75	1,6	1070	—	1070	2100	1M16	2,56
0,75	1,49	1090	—	1090	2100	1M16	2,56
0,75	1,46	1060	—	1060	2100	1M16	2,56
0,75	1,38	1060	—	1060	2100	1M16	2,56
0,75	1,29	1080	—	1080	2100	1M16	2,56
0,75	1,24	1070	—	1070	2100	1M16	2,56
0,75	1,98	650	—	650	2100	1M16	3,01
1,0	6,3	1535	—	1535	2100	4M20	16,32
0,75	3,94	1140	—	1140	2100	1M20	4,56 *
0,75	3,83	1050	—	1050	2100	1M20	4,56 *
0,75	3,66	950	—	950	2100	1M20	3,84
0,75	3,47	890	—	890	2100	1M20	3,84
0,75	3,38	830	—	830	2100	1M20	3,84
0,75	2,20	1160	—	1160	2100	1M16	2,56
0,75	2,10	1120	—	1120	2100	1M16	2,56
0,75	1,98	1100	—	1100	2100	1M16	2,56
0,75	1,89	1080	—	1080	2100	1M16	2,56
0,75	1,79	1070	—	1070	2100	1M16	2,56
0,75	1,69	1060	—	1060	2100	1M16	2,56
1,00	6,45	1080	—	1050	2100	—	—
1,0	2,15	800	—	800	2100	—	—
0,8	1,72	1600	—	1600	2100	—	—
1,0	4,01	1140	—	1140	2100	—	—
0,75	2,33	1020	—	1020	2100	2M16	5,22
—	3,89	340	—	340	2100	2M16	4,36
0,7	1,61	500	1310	1810	2100	1M16	2,05
0,7	2,33	560	770	1330	2100	1M16	2,05
0,75	3,67	1530	—	1530	2100	3M16	7,83
—	3,89	700	—	700	2100	2M16	4,36
0,7	2,33	890	770	1660	2100	1M16	2,05

\* Одноболтовое соединение раскоса с поясом и обрезом, равным  $2d$ .

Площадь сечения пояса

$$F_{нт} = 9,38 - 0,6 \cdot 2,2 = 9,38 - 1,32 = 8,06 \text{ см}^2;$$

$$\sigma = \frac{8000}{0,9 \cdot 8,06} = 1100 \text{ даН/см}^2 < 2100 \text{ даН/см}^2.$$

### 7-7. Расчет стальных опор на оттяжках

Мы рассмотрим только расчет portalной опоры на оттяжках, поскольку расчет одностоечной опоры на оттяжках требует методики, выходящей за пределы курса, на который рассчитан настоящий учебник.

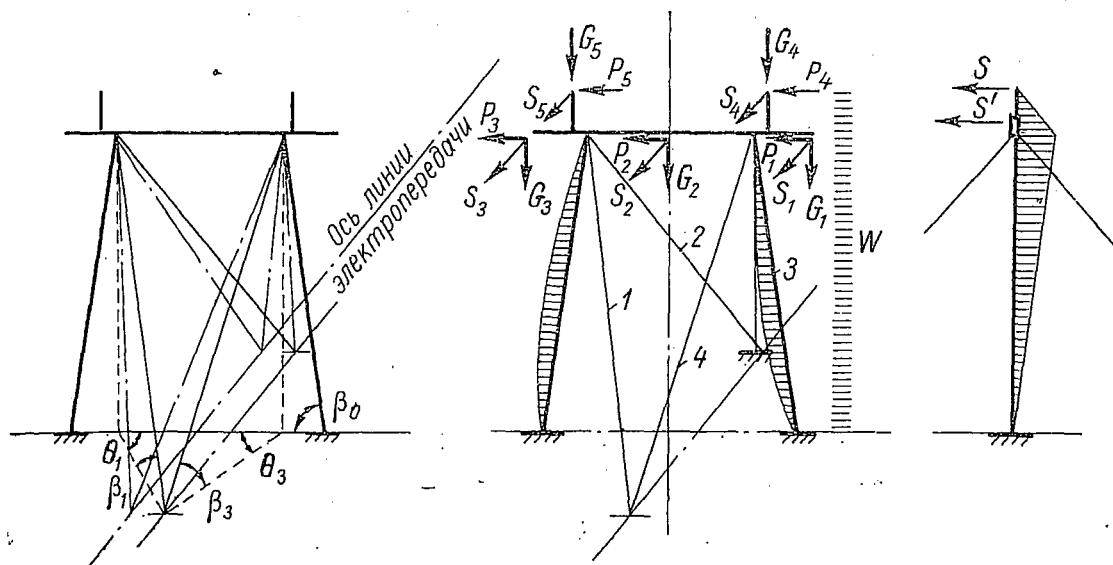


Рис. 7-48. Расчетная схема portalной опоры на оттяжках

Расчетная схема portalной опоры на оттяжках дана на рис. 7-48. Опоры этого типа относятся к так называемым в а н г о - в ы м конструкциям, в которых нагрузки вызывают в основном растягивающие или сжимающие усилия, воспринимаемые четко разграниченными элементами.

В сжатых элементах таких опор могут возникать изгибающие моменты, например, от ветровой нагрузки на стойки или от тяжения грозозащитного троса при одностороннем обрыве, но в правильно сконструированной опоре изгибающие моменты сравнительно невелики и не являются решающим для расчета конструкции опор. Благодаря указанным свойствам опоры на оттяжках являются наиболее экономичными, поэтому в последнее время они получили большое распространение на линиях электропередачи Советского Союза.

Рассмотрим расчет portalной опоры под действием комбинации внешних сил, схема которых отвечает самому общему случаю загрузки опоры.

Как видно из расчетной схемы опоры, верхние концы оттяжек закреплены в центрах узлов соединения стойки с траверсой. Ниж-

ние концы оттяжек могут быть смещены с оси, проходящей через центр опоры и перпендикулярной ее плоскости, что обычно выполняется на угловых опорах.

Таким образом, схема опоры на рис. 7-48 является общей для группы порталных опор на оттяжках. Нагрузки, действующие на опору, в общем случае могут быть приведены к следующей системе сил (рис. 7-49):

а) горизонтальной силе  $P$ , приведенной к высоте оси траверсы и действующей вдоль этой оси;

б) горизонтальной силе  $S$ , приложенной к траверсе на высоте ее оси и действующей перпендикулярно этой оси в плоскости симметрии опоры;

в) паре сил  $R$ , приложенных в верхних узлах опоры, действующей в горизонтальной плоскости;

г) паре сил  $V$ , приложенных в верхних узлах опоры, действующей в плоскости портала;

д) вертикальной силе  $G$  от веса проводов, тросов и собственного веса конструкции, действующей вдоль оси симметрии опоры.

Ветровая нагрузка на конструкцию опоры, собственный вес элементов и тяжение проводов и тросов при наличии разности тяжений или одностороннем обрыве проводов или тросов изгибают стойки и траверсу опоры (см. рис. 7-48). Однако вследствие того что изгибающие моменты в опорах на оттяжках вызывают незначительное сокращение длины элементов опоры, несоизмеримое с удлинением оттяжек, расчет опоры можно производить методом наложения, определив сначала нормальные силы во всех элементах опоры от узловых нагрузок, а затем напряжение в элементах, подверженных изгибу, от совместного действия нормальных сил и изгиба.

Все перечисленные силы можно свести к узловым нагрузкам, состоящим из вертикальных и горизонтальных сил, приложенных в узлах  $I$  и  $II$ . Разрезав траверсу опоры между узлами, заменим ее действие в узлах  $I$  и  $II$  соответствующими силами: распором  $X$ , действующим вдоль оси траверсы, и изгибающим моментом  $M_x$ , вектор которого направлен также вдоль этой оси. Реакции  $M_y$  и  $Z$  в данном случае в сечении (разрезе) отсутствуют, так как стойки соединены с траверсой цилиндрическим шарниром, не воспринимающим этих реакций. Реакциями  $M_z$  и  $Y$  в сечении можно пренебречь, ибо при малом наклоне к вертикали и шарнирном опирании стоек на фундаменты эти реакции практически равны нулю.

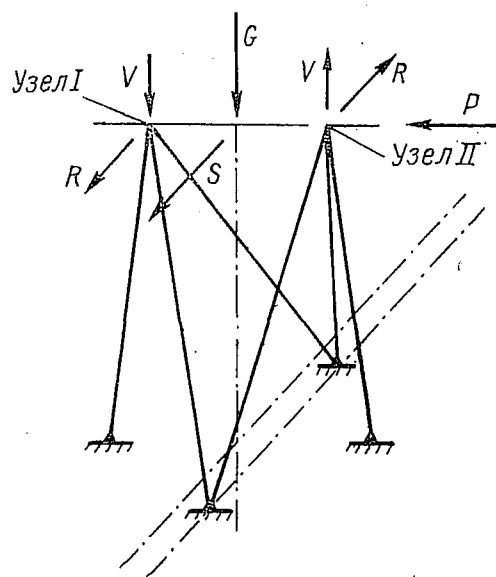


Рис. 7-4. Схема приведенных нагрузок



Схема сил, действующих в узлах *I* и *II*, приведена на рис. 7-50, на котором обозначены: усилия в оттяжках  $T_1, T_2, T_3$  и  $T_4$ , усилия в стойках  $N_I$  и  $N_{II}$ .

Ввиду того что по конструктивным условиям цилиндрические шарниры, соединяющие траверсу со стойками, имеют большие зазоры, момент  $M_x$  не должен учитываться как фактор, разгружающий элементы опоры. Предлагаемый ниже метод расчета, в котором определяются усилия в оттяжках и нормальные усилия в стойках, дается без учета момента  $M_x$ . Для расчета прочности траверсы и стоек влияние момента  $M_x$  должно быть учтено наряду с изгибающими моментами от давления ветра и тяжения тросов, о которых сказано выше. Формула для определения момента  $M_x$  дается ниже.

Составляя условия равенства моментов проекций всех сил относительно координатных осей, начало которых совмещено с точками опирания стоек на фундаменты, для каждой части опоры получим по два уравнения (в данном случае моменты проекций сил относительно оси  $Ox$  дают тождественные равенства). Исключив затем из этих уравнений распор  $X$ , получим систему следующих трех уравнений, в которые в качестве неизвестных входят только усилия в оттяжках:

$$\left. \begin{aligned} (T_2 - T_1) \cos \beta_1 \sin \theta_1 - \left( \frac{S}{2} + R \right) &= 0; \\ (T_3 - T_4) \cos \beta_3 \sin \theta_3 - \left( \frac{S}{2} - R \right) &= 0; \\ (T_2 + T_1) \vartheta_1 \cos \beta_1 \cos \theta_1 - (T_3 + T_4) \vartheta_3 \cos \beta_3 \cos \theta_3 + \frac{2V}{\operatorname{tg} \beta_0} - \\ - P &= 0; \end{aligned} \right\} (7-45)$$

$$\left. \begin{aligned} \vartheta_1 &= 1 + \frac{\operatorname{tg} \beta_1}{\operatorname{tg} \beta_0 \cos \theta_1}; \\ \vartheta_3 &= 1 + \frac{\operatorname{tg} \beta_3}{\operatorname{tg} \beta_0 \cos \theta_3}. \end{aligned} \right\} (7-46)$$

Система (7-45) состоит из трех уравнений, содержащих четыре неизвестных усилия (натяжения) в оттяжках. Таким образом, любые из усилий в трех оттяжках могут быть определены только через усилие в четвертой. Для правильного выбора этой четвертой оттяжки рассмотрим работу оттяжек опоры под нагрузкой.

Оттяжки представляют собой гибкие нити, которые могут воспринимать только растягивающие усилия. Для обеспечения необходимой жесткости опоры ее оттяжки предварительно натягиваются некоторым монтажным натяжением  $T_0$ . При действии нагрузок на опору, в общем случае представляющих собой рассматриваемую нами систему сил, узлы крепления оттяжек начнут

перемещаться в горизонтальной плоскости (перемещением в вертикальной плоскости вследствие большой относительной жесткости стоек можно пренебречь). При этом перемещении пролет (расстояние между точками крепления к опоре и анкеру) по крайней мере одной из оттяжек будет сокращаться, а пролеты остальных — увеличиваться. Оттяжки с возрастающими пролетами будут натягиваться, обеспечивая устойчивость опоры под нагрузкой.

Натяжение оттяжки, пролет которой сокращается, уменьшается. Если бы оттяжка была невесомой, то после исчерпания предварительного натяжения  $T_0$  натяжение в ней оказалось бы равным

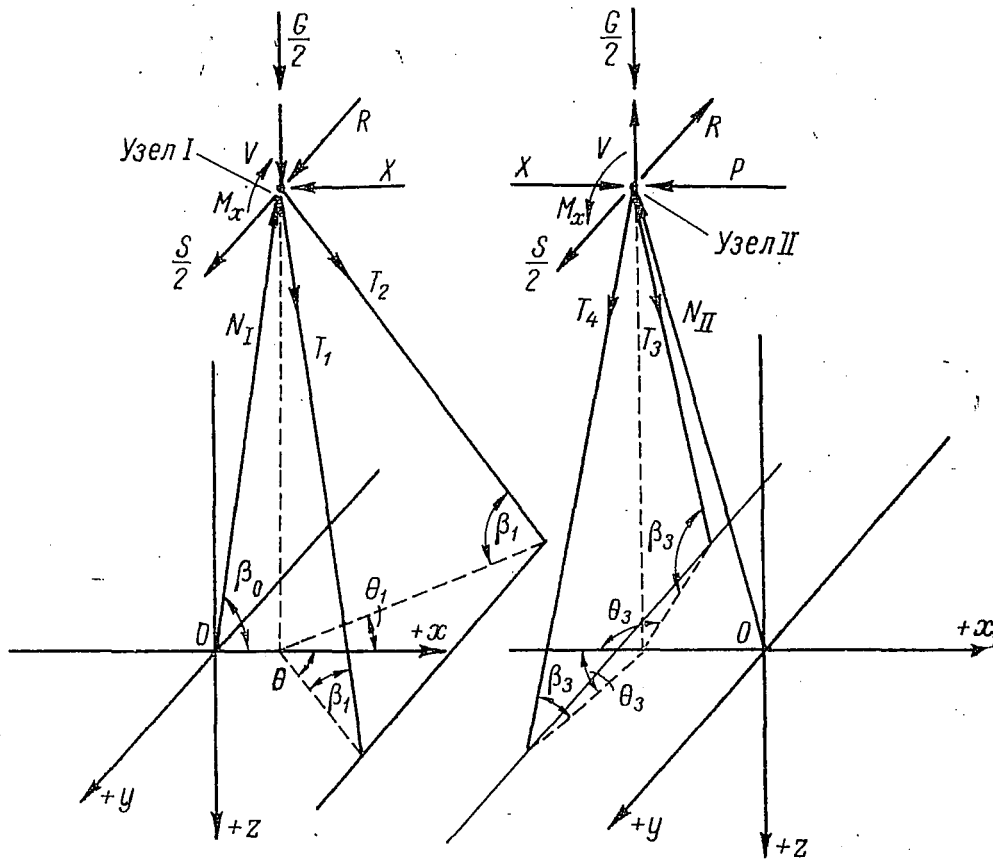


Рис. 7-50. Схема нагрузок, приведенных к узлам

нулю. Так как оттяжка весома, то натяжение в ней в зависимости от ее длины и веса получит малое, но конечное значение, которое можно выразить равенством

$$T_{\text{ост}} = kT_0, \quad (7-47)$$

где  $T_{\text{ост}}$  — остаточное тяжение в ослабляющейся оттяжке;  $k$  — некоторый коэффициент, меньший единицы.

Если значение  $k$  может быть определено или задано с известным приближением, то значение  $T_{\text{ост}}$  может считаться известным.

Задавая последовательно усилия в оттяжках  $T_1$ ,  $T_2$ ,  $T_3$  и  $T_4$  равными остаточному  $T_{\text{ост}} = kT_0$ , получим однозначно усилия в остальных оттяжках из системы (7-45).

Для случая расчета опоры с симметричным расположением оттяжек, при котором  $\beta_1 = \beta_3 = \beta$ ;  $\theta_1 = \theta_2 = \theta$  и, следовательно,  $\vartheta_1 = \vartheta_2 = \vartheta$ , система уравнений (7-45) получит вид

$$\left. \begin{aligned} (T_2 - T_1) \cos \beta \sin \theta - \left( \frac{S}{2} + R \right) &= 0; \\ (T_3 - T_4) \cos \beta \sin \theta - \left( \frac{S}{2} - R \right) &= 0; \\ (T_2 + T_1) \vartheta \cos \beta \cos \theta - (T_3 + T_4) \vartheta \cos \beta \cos \theta + \frac{2V}{\operatorname{tg} \beta_0} - P &= 0. \end{aligned} \right\} (7-48)$$

Решая систему (7-48) для указанных случаев, найдем:  
при  $T_1 = T_{\text{ост}} = kT_0$

$$\left. \begin{aligned} T_2 &= \left( \frac{S}{2} + R \right) f_2 + kT_0; \\ T_3 &= \frac{1}{2} (Sf_2 - Pf_1 + 2Vf_3) + kT_0; \\ T_4 &= \frac{1}{2} (2Rf_2 - Pf_1 + 2Vf_3) + kT_0; \end{aligned} \right\} (7-49)$$

при  $T_2 = T_{\text{ост}} = kT_0$

$$\left. \begin{aligned} T_1 &= - \left( \frac{S}{2} + R \right) f_2 + kT_0; \\ T_3 &= \frac{1}{2} (-2Rf_2 - Pf_1 + 2Vf_3) + kT_0; \\ T_4 &= \frac{1}{2} (-Sf_2 - Pf_1 + 2Vf_3) + kT_0; \end{aligned} \right\} (7-50)$$

при  $T_3 = T_{\text{ост}} = kT_0$

$$\left. \begin{aligned} T_1 &= \frac{1}{2} (-Sf_2 + Pf_1 - 2Vf_3) + kT_0; \\ T_2 &= \frac{1}{2} (2Rf_2 + Pf_1 - 2Vf_3) + kT_0; \\ T_4 &= - \left( \frac{S}{2} - R \right) f_2 + kT_0; \end{aligned} \right\} (7-51)$$

при  $T_4 = T_{\text{ост}} = kT_0$

$$\left. \begin{aligned} T_1 &= \frac{1}{2} (-2Rf_2 + Pf_1 - 2Vf_3) + kT_0; \\ T_2 &= \frac{1}{2} (Sf_2 + Pf_1 - 2Vf_3) + kT_0; \\ T_3 &= \left( \frac{S}{2} - R \right) f_2 + kT_0. \end{aligned} \right\} (7-52)$$

В этих формулах обозначено:

$$\left. \begin{aligned} f_1 &= \frac{1}{\vartheta \cos \beta \cos \theta}; \\ f_2 &= \frac{1}{\cos \beta \sin \theta}; \\ f_3 &= \frac{f_1}{\operatorname{tg} \beta_0} = \frac{1}{\vartheta \operatorname{tg} \beta_0 \cos \beta \cos \theta}. \end{aligned} \right\} \quad (7-53)$$

Расчет промежуточных порталных опор производится по следующим схемам:

а) при ветре, перпендикулярном оси линии. В этом случае,  $S = 0$ ;  $R = 0$  и если нагрузки  $P$  и  $V$  направлены так, как указано на рис. 7-49, то остаточное тяжение будет в двух оттяжках 3 и 4. Вследствие симметрии расположения оттяжек 3 и 4 остаточное тяжение в них будет одинаково, т. е.

$$T_3 = T_4 = kT_0.$$

Подставляя эти значения в систему (7-48) и решая ее при  $S = 0$  и  $R = 0$ , получим

$$T_1 = T_2 = \frac{1}{2} (Pf_1 - 2Vf_3) + kT_0; \quad (7-54)$$

б) при ветре, направленном под углом  $45^\circ$  к оси линии. В этом случае  $R = 0$  и при направлении нагрузок, указанном на рис. 7-49, остаточное тяжение будет в оттяжке 4, т. е.  $T_4 = kT_0$ . При этом усилия в остальных оттяжках будут равны:

$$\left. \begin{aligned} T_1 &= \frac{1}{2} (Pf_1 - 2Vf_3) + kT_0; \\ T_2 &= \frac{1}{2} (Sf_2 + Pf_1 - 2Vf_3) + kT_0; \\ T_3 &= \frac{1}{2} Sf_2 + kT_0. \end{aligned} \right\} \quad (7-55)$$

При расчете промежуточных опор по аварийному режиму нагрузка приводится к силе  $S$  и паре сил  $R$ . Если они направлены, как указано на рис. 7-49, то остаточное тяжение будет в оттяжке 1, т. е.  $T_1 = kT_0$ . Усилия в остальных оттяжках будут равны:

$$\left. \begin{aligned} T_2 &= \left( R + \frac{S}{2} \right) f_2 + kT_0; \\ T_3 &= \frac{1}{2} Sf_2 + kT_0; \\ T_4 &= Rf_2 + kT_0. \end{aligned} \right\} \quad (7-56)$$

Формулами (7-54) — (7-56) учитываются все случаи нагрузок на промежуточные порталные опоры. Коэффициент остаточного тяжения в зависимости от значения наибольшего напряжения в оттяжках и параметров  $m$  и  $n$  следует принимать по табл. 7-20.

Значения коэффициента  $k$  для определения остаточного натяжения в оттяжках в зависимости от величины  $\sigma_{\text{макс}}$  и коэффициентов  $m$  и  $n$

$\sigma_{\text{макс}}$ даН/мм <sup>2</sup>	$m \cdot 10^3$	$n$							
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
60	0	0	0	0	0	0	0	0,165	0,285
	5	0,015	0,018	0,023	0,028	0,035	0,062	0,178	0,288
	10	0,032	0,036	0,043	0,050	0,065	0,100	0,192	0,295
	20	0,064	0,072	0,083	0,098	0,120	0,158	0,228	0,314
	40	0,127	0,138	0,155	0,178	0,206	0,247	0,299	0,358
	60	0,186	0,203	0,223	0,247	0,277	0,315	0,357	0,398
	80	0,242	0,260	0,280	0,305	0,335	0,370	0,406	0,438
30	0	0	0	0	0	0	0	0,165	0,285
	5	0,023	0,026	0,032	0,036	0,050	0,078	0,183	0,290
	10	0,045	0,051	0,060	0,068	0,088	0,126	0,205	0,300
	20	0,090	0,100	0,113	0,130	0,153	0,197	0,260	0,333
	40	0,176	0,190	0,212	0,235	0,263	0,304	0,347	0,395
	60	0,255	0,272	0,294	0,319	0,348	0,380	0,413	0,450
15	0	0	0	0	0	0	0	0,165	0,285
	5	0,032	0,037	0,043	0,050	0,063	0,101	0,190	0,294
	10	0,065	0,073	0,083	0,097	0,117	0,158	0,228	0,313
	20	0,128	0,142	0,154	0,175	0,205	0,243	0,298	0,358
	40	0,243	0,262	0,280	0,305	0,335	0,368	0,404	0,439
5	0	0	0	0	0	0	0	0,165	0,285
	5	0,055	0,063	0,070	0,083	0,105	0,148	0,218	0,308
	10	0,110	0,123	0,136	0,156	0,184	0,227	0,282	0,348
	20	0,213	0,230	0,250	0,275	0,303	0,341	0,378	0,418

Примечание. Промежуточные значения определяются по ближайшему меньшему значению  $\sigma_{\text{макс}}$  и ближайшим большим значениям параметров  $m$  и  $n$ .

Параметры  $m$  и  $n$  определяются из выражений:

$$m = ap/\sigma_0; \quad (7-57) \quad n = \sigma_0/\sigma_{\text{макс}}, \quad (7-58)$$

где  $a$  — длина оттяжки, м;  $\sigma_0$  — предварительное напряжение в оттяжке, даН/мм<sup>2</sup>;  $p$  — поперечная приведенная нагрузка на оттяжку, даН/(м·мм<sup>2</sup>), определяемая по формуле

$$p = \frac{q \cos \beta}{\omega}, \quad (7-59)$$

в которой  $q$  — вес погонного метра оттяжки (или оттяжки с гололедом), даН/м;  $\omega$  — площадь поперечного сечения оттяжки, мм<sup>2</sup>.

Крутящий момент  $M_x = M_{\text{кр}}$ , действующий на траверсу, определяется по формуле

$$M_{\text{кр}} = \frac{Rb}{\left( \psi_{\frac{1}{2} \text{ к. тр}} + \psi_{\text{н. с}} \frac{1}{\sin^2 \beta_0} \right) b\omega E_T \sin |\beta \cos^2 \beta \sin^2 \theta + \frac{b}{H}}, \quad (7-60)$$

где  $b$  — расстояние между узлами I и II по оси траверсы (плечо пары сил);  $\psi_{\frac{1}{2} \text{ к. тр}}$  — угол закручивания половины траверсы от крутящего момента, равного единице;  $\psi_{\text{и.с}}$  — угол поворота стойки от изгибающего момента, равного единице и приложенного в вершине стойки;  $E_T$  — модуль упругости троса;  $H$  — высота оси траверсы над плоскостью нижних опорных шарниров;  $\omega$  — площадь поперечного сечения оттяжки.

Расчет portalной опоры на оттяжках рассмотрим на примере.

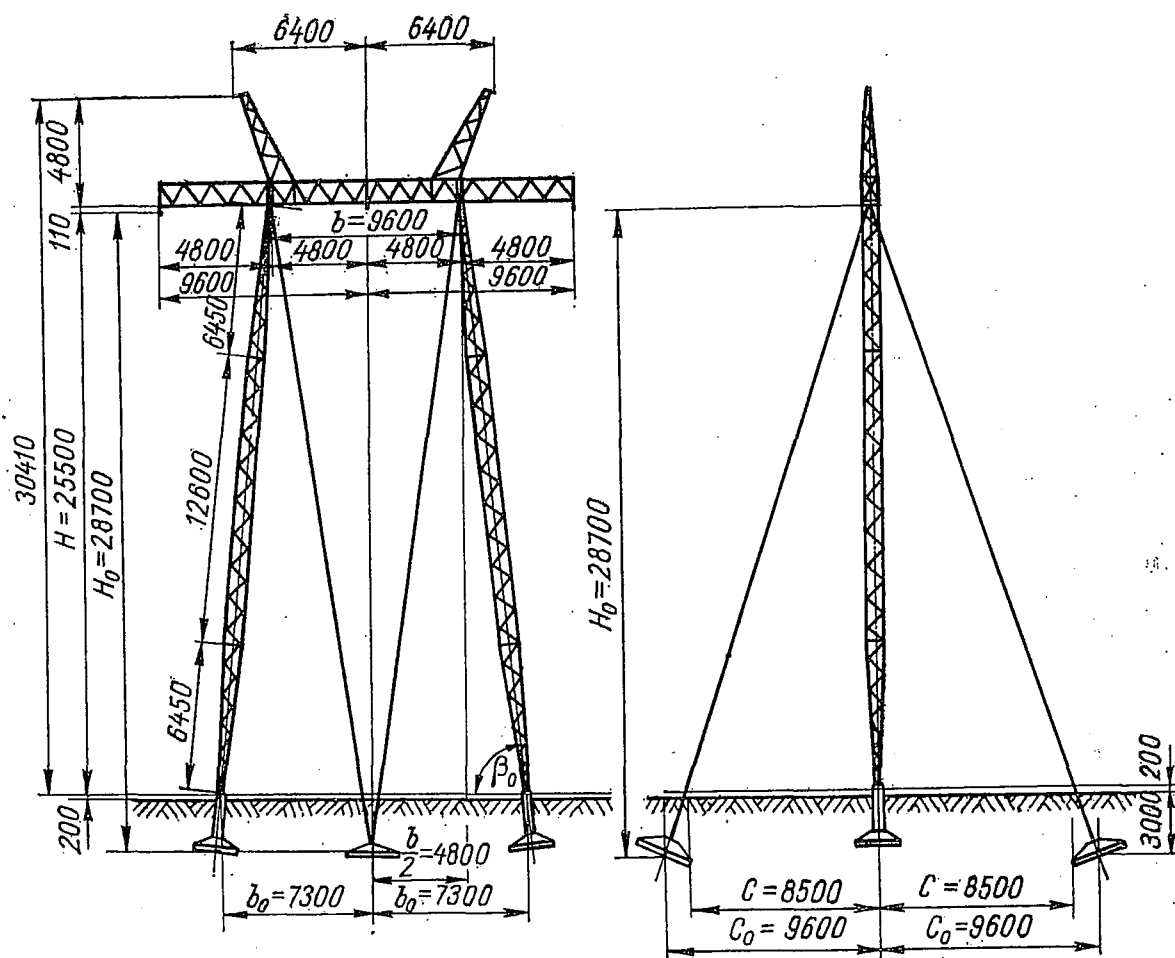


Рис. 7-51. Расчетный эскиз portalной опоры на оттяжках

**Пример 7-2.** Рассчитать промежуточную одноцепную portalную опору на оттяжках ВЛ 330 кВ с двумя проводами марки АС 300/39 в фазе и грозозащитными тросами марки С-70. Расчетные климатические условия: II район по гололедности ( $c = 10$  мм) и III ветровой район (скоростной напор с повторяемостью один раз в десять лет на высоте до 15 м от земли  $q = 50$  даН/м<sup>2</sup>), наименьшая температура  $t_{\text{мин}} = -40^\circ \text{C}$ .

Расчетный эскиз опоры дан на рис. 7-51; расположение проводов на опоре — горизонтальное. Высота крепления гирлянд проводов на опоре равна 25,5 м, что на основании расчета провода марки АС 300/39 при заданных климатических условиях соответствует габаритному пролету 440 м. Ветровой пролет принимаем равным габаритному  $l_{\text{ветр}} = 440$  м, а весовой пролет  $l_{\text{вес}} = 1,25l_{\text{ветр}} = 550$  м.

Габаритному пролету 440 м соответствует стрела провеса провода  $f = 14,5$  м, при которой высота центра тяжести проводов составляет 12,3 м и, следовательно, не выходит за пределы значения для первой ветровой зоны.

Центр тяжести грозозащитного троса расположен на отметке 20 м; нормативный скоростной напор на этой высоте равен  $50 \cdot 1,25 = 62,5$  даН/м<sup>2</sup>.

Расчетные нагрузки на опору от проводов и тросов вычислены и сведены в табл. 7-21. Расчетные нагрузки от тяжения провода и троса даны с учетом коэффициента сочетания, равного для промежуточных опор 0,8.

Таблица 7-21

Расчетные нагрузки, даН, на промежуточную опору от проводов и тросов

Наименование нагрузки	Обозначение	Нормальный режим. Ветер без гололеда, направлен перпендикулярно оси линии	Нормальный режим. Ветер без гололеда, направлен под углом 45° к оси линии	Нормальный режим. Ветер без гололеда, направлен перпендикулярно оси линии	Аварийный режим. Обрыв крайней фазы. Гололеда и ветра нет	Аварийный режим. Обрыв троса. Гололеда и ветра нет
Вес проводов фазы	$G_{\Phi}^p$	1340	1340	—	1340	1340
Вес троса	$G_T^p$	370	370	—	370	370
Вес проводов фазы с гололедом	$G_{\Phi}^p$	—	—	3440	—	—
Вес троса с гололедом	$G_T^p$	—	—	1025	—	—
Вес гирлянды изоляторов	$G_G^p$	24	24	24	24	24
Ветровая нагрузка на провода фазы	$P_{\Phi}^p$	1070	535	790	—	—
Ветровая нагрузка на трос	$P_T^p$	312	156	358	—	—
Тяжение проводов фазы при обрыве	$T_{\Phi}^p$	—	—	—	2480	—
Тяжение троса при обрыве	$T_T^p$	—	—	—	—	1350

Расчетная ветровая нагрузка на конструкцию опоры в соответствии с указаниями СНиП II-6-74 и дополнительными указаниями, изложенными в примере 7-1, подсчитана и сведена в табл. 7-22. Нагрузки определены на одну тросостойку, одну стойку и на половину траверсы.

Определяем тригонометрические характеристики схемы опоры:

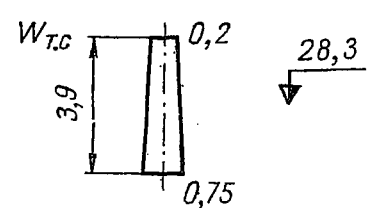
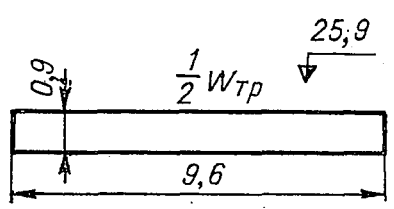
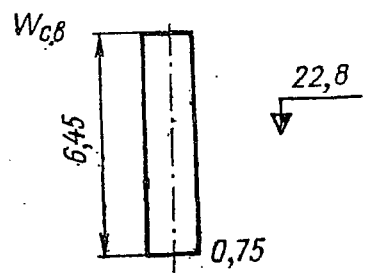
$$\operatorname{tg} \beta = \frac{H_0}{\sqrt{\left(\frac{b}{2}\right)^2 + c_0^2}} = \frac{28,7}{\sqrt{4,8^2 + 9,6^2}} = 2,68;$$

$$\beta = 69^{\circ}36'; \quad \cos \beta = 0,349; \quad \sin \beta = 0,937;$$

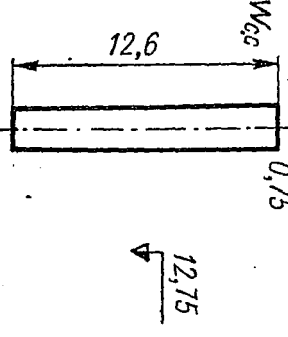
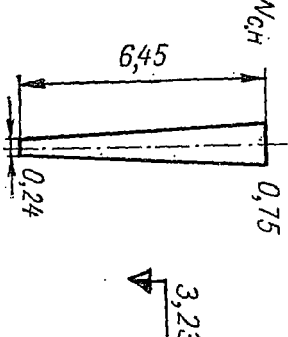
$$\operatorname{tg} \theta = \frac{2C_0}{b} = \frac{2 \cdot 9,60}{9,6} = 2,00;$$

Таблица 7-22

Определение ветровой нагрузки на конструкцию опоры

Наименование секции	Эскиз и средняя отметка секции, м	Коэффициент увеличения скоростного напора по высоте	Нормативный скоростной напор $q$ , даН/м <sup>2</sup>	Площадь элементов фермы $f_i$ , м <sup>2</sup>	Площадь по контуру $F$ , м <sup>2</sup>	Коэффициент заполнения $\varphi = f_i/F$	Аэродинамический коэффициент плоской фермы $c_{\varphi} = c_{\varphi}(1 + \eta)$	$\eta$ при $b/h = 1$	Аэродинамический коэффициент пространственной фермы $c_{\varphi}$	Расчетная ветровая нагрузка, даН, с учетом $\beta = 1,65$ и $n = 1,2$		
										при ветре, направленном перпендикулярно оси линии	при ветре под углом 45° к оси линии	
											$W_x$	$W_y$
Тросостойка		1,38	68,8	0,69	1,91	0,36	0,504	0,57	0,791	206	165	165
Половина траверсы		1,34	67	2,77	9,6	0,288	0,403	0,69	0,681	390,3	564	390,3
Верхняя секция		1,29	64,5	1,90	4,75	0,400	0,56	0,5	0,84	510	408	408



Наименование секции	Эскиз и средняя отметка секции, м	Кoeffициент увеличения скоростного напора ветра по высоте	Нормативный скоростной напор $q$ , даН/м <sup>2</sup>	Площадь элементов фермы $f_i$ , м <sup>2</sup>	Площадь по контуру $F$ , м <sup>2</sup>	Кoeffициент заполнения $\varphi = f_i/F$	Аэродинамический коэффициент плоской фермы $c_{\varphi} = c\varphi = 1.4\varphi$	$\eta$ при $b/h = 1$	Аэродинамический коэффициент пространственной фермы $c_{\text{пр}} = c_{\varphi}(1 + \eta)$	Расчетная ветровая нагрузка, даН, с учетом $\beta = 1,65$ и $n = 1,2$		
										при ветре, направленном перпендикулярно оси линии	при ветре под углом 45° к оси линии	$W_x$
Средняя секция		1,0	50,0	2,61	9,45	0,276	0,386	0,72	0,665	621	498	498
Нижняя секция		1,0	50,0	1,28	3,19	0,400	0,56	0,5	0,84	265	212	212
Суммарная нагрузка на половину конструкции опоры										1992,3	1668	1494,3

$$\theta = 63^{\circ}30'; \quad \cos \theta = 0,446; \quad \sin \theta = 0,894;$$

$$\operatorname{tg} \beta_0 = \frac{H}{b_0 - b/2} = \frac{25,5}{7,3 - 4,8} = 10,2;$$

$$\beta_0 = 84^{\circ}18'; \quad \cos \beta_0 = 0,098; \quad \sin \beta_0 = 0,995.$$

Вычисляем коэффициенты уравнений:

$$\theta = 1 + \frac{2,680}{10,2 \cdot 0,446} = 1 + 0,588 = 1,588;$$

$$f_1 = \frac{1}{1,588 \cdot 0,349 \cdot 0,446} = 4,05;$$

$$f_2 = \frac{1}{0,349 \cdot 0,894} = 3,20;$$

$$f_3 = \frac{1}{1,588 \cdot 10,2 \cdot 0,349 \cdot 0,446} = 0,397.$$

Определяем усилия в оттяжках по расчетным нагрузкам, указанным в табл. 7-21.

1. *Нормальный режим. Ветер без гололеда, направлен перпендикулярно линии.* Расчетная нагрузка, действующая вдоль оси траверсы, является суммой горизонтальных сил, направленных вдоль оси траверсы или приведенных к отметке траверсы. Приведенными нагрузками являются:

а) нагрузки от ветра на трос и тросостойки. Изгибающий момент от этих нагрузок относительно оси траверсы заменяется моментом сил  $V$  на плече  $b$ ; сами нагрузки складываются с силами, действующими вдоль траверсы непосредственно;

б) нагрузки от ветра на стойки опоры. Реакция от этих нагрузок передается вдоль оси траверсы; при малом угле наклона стойки к вертикали ее можно принимать равной половине давления ветра на стойку.

Таким образом, суммарная расчетная нагрузка вдоль оси траверсы

$$\begin{aligned} P^P &= 2P_T^P + 3P_\Phi^P + 2W_{тс}^P + W_{тр}^P + 2 \frac{1}{2} W_c^P = 2 \cdot 312 + 3 \cdot 1070 + 2 \cdot 206 + \\ &+ 390,3 \cdot 2 + \frac{1}{2} 2 (510 + 621 + 265) = 624 + 3210 + 412 + 780,6 + 1396 = \\ &= 6422,6 = 6,42 \text{ даН} \cdot 10^3; \end{aligned}$$

$$V^P = \frac{2 \cdot 312 \cdot 4,80 + 2 \cdot 206 \cdot \frac{4 \cdot 80}{2}}{9,60} = \frac{4,80}{9,60} (624 + 206) = 415 \text{ даН} =$$

$$= 0,42 \text{ даН} \cdot 10^3 \text{ (тс)}.$$

При ветре, направленном справа налево, остаточное натяжение будет в оттяжках 3 и 4. Усилия в рабочих оттяжках 1 и 2 находим по формуле (7-54):

$$\begin{aligned} T_1^P &= T_2^P = \frac{1}{2} (6,42 \cdot 4,05 - 2 \cdot 0,42 \cdot 0,397) + kT_0 = \\ &= \frac{1}{2} (26,0 - 0,33) + kT_0 = 12,83 + kT_0. \end{aligned}$$

Оттяжки выполняются из двойного стального каната диаметром 15,5 мм по ГОСТ 3064-66. Площадь поперечного сечения каната  $\omega = 2 \cdot 141 = 282 \text{ мм}^2$ . Расчетное сопротивление  $R = 2 \cdot 14,350 / 1,6 = 17937 \text{ даН}$ .

Напряжение в оттяжке

$$\sigma_{\text{макс}} = \frac{12\,833}{288} = 44,5 \text{ даН/мм}^2.$$

Монтажное натяжение  $T_0 = 1500$  даН, монтажное напряжение в оттяжке

$$\sigma_0 = \frac{1500}{288} = 5,2 \text{ даН/мм}^2.$$

Погонный вес оттяжки

$$q = 2 \cdot 1,19 = 2,38 \text{ даН/м.}$$

Длина оттяжки

$$a = \frac{H + 0,2}{\sin \beta} = \frac{25,5 + 0,2}{0,937} = 27,4 \text{ м.}$$

Приведенная нагрузка на оттяжку

$$p = \frac{2,38 \cdot 0,349}{288} = 2,88 \cdot 10^{-3} \text{ даН/мм}^2 \text{ (кгс/мм}^2\text{)}.$$

Остаточное натяжение в оттяжках 3 и 4 определяем, пользуясь табл. 7-20. Определяем параметры:

$$m = \frac{27,4 \cdot 2,88 \cdot 10^{-3}}{5,20} = 15,2 \cdot 10^3; \quad n = \frac{5,2}{44,5} = 0,117.$$

По табл. 7-20 находим  $k = 0,065$ , и, следовательно,

$$T_1^p = T_2^p = 12,83 + 1,5 \cdot 0,065 = 12,83 + 0,097 \approx 13,0 \text{ даН} \cdot 10^3;$$

$$T_3^p = T_4^p = 1,5 \cdot 0,113 \approx 0,10 \text{ даН} \cdot 10^3.$$

2. Нормальный режим. Ветер без гололеда, направлен под углом  $45^\circ$  к оси линии:

$$\begin{aligned} P^p &= 2 \cdot 156 + 3 \cdot 535 + 2 \cdot 165 + 2 \cdot 390,3 + 2 \cdot \frac{1}{2} (408 + 498 + 212) = \\ &= 312 + 1605 + 330 + 780,6 + 1118 = 4145,6 \text{ даН} = 4,15 \text{ даН} \cdot 10^3; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V^p &= \frac{2 \cdot 221 \cdot 4,80 + 2 \cdot \frac{165 \cdot 4 \cdot 80}{2}}{9,60} = \frac{4,80}{9,60} (442 + 165) = 303,5 \text{ даН} = \\ &= 0,3 \text{ даН} \cdot 10^3. \end{aligned}$$

Горизонтальная нагрузка  $S$ , действующая поперек оси траверсы (вдоль оси линии), складывается из ветровых нагрузок на элементы опоры:

$$S = W_{\text{тс}x}^p \frac{(25,5 + 4,8/2) \cdot 2}{25,5} + W_{\text{тр}x}^p + 2 \cdot \frac{1}{2} W_{\text{сх}}^p;$$

$$\begin{aligned} S &= 2 \cdot 165 \cdot \frac{27,9}{25,5} + (564 + 564) + 2 \cdot \frac{1}{2} (408 + 498 + 212) = 361 + 1128 + \\ &+ 1118 = 2607 \text{ даН} = 2,61 \text{ даН} \cdot 10^3. \end{aligned}$$

Остаточное натяжение при этой схеме нагрузок, если последние направлены в соответствии с рис. 7-50, будет в оттяжке 4.

Усилия в остальных оттяжках определяем по формулам (7-55):

$$T_1 = \frac{1}{2} (4,15 \cdot 4,05 - 2 \cdot 0,30 \cdot 0,397) + kT_0 =$$

$$= \frac{1}{2} (16,8 - 0,24) + kT_0 = 8,30 + kT_0;$$

$$T_2 = \frac{1}{2} (2,61 \cdot 3,20 + 4,15 \cdot 4,05 - 2 \cdot 0,30 \cdot 0,397) + kT_0 =$$

$$= \frac{1}{2,0} (8,35 + 16,8 - 0,24) + kT_0 = 12,45 + kT_0;$$

$$T_3 = \frac{1}{2} 2,61 \cdot 3,20 + kT_0 = 4,18 + kT_0;$$

$$\sigma_{\text{макс}} = \frac{12450}{288} = 43,3 \text{ даН/мм}^2;$$

$$m = 15,2 \cdot 10^{-3}; \quad n = \frac{5,2}{48,59} = 0,107.$$

По табл. 7-20  $k = 0,062$ , и, следовательно,  $kT_0 = 0,062 \cdot 1,5 \approx 0,09 \text{ даН} \cdot 10^3$ ;

$$T_1 = 8,30 + 0,09 = 8,40 \text{ даН} \cdot 10^3;$$

$$T_2 = 12,45 + 0,09 = 12,54 \text{ даН} \cdot 10^3;$$

$$T_3 = 4,18 + 0,09 = 4,27 \text{ даН} \cdot 10^3;$$

$$T_4 = 0,09 \text{ даН} \cdot 10^3.$$

3. Нормальный режим. Гололед. Ветер направлен перпендикулярно оси линии:

$$P_P = 2 \cdot 358 + 3 \cdot 790 + 0,25 \left[ 2 \cdot 206 + 2 \cdot 390,3 + \frac{1}{2} 2 (510 + 621 + 265) \right] =$$

$$= 716 + 2370 + 647 = 3733 \text{ даН} = 3,73 \text{ даН} \cdot 10^3 \text{ (тс);}$$

$$V_P = 0,25 \cdot 0,42 = 0,105 \text{ даН} \cdot 10^3.$$

$$T_1 = T_2 = \frac{1}{2} (3,74 \cdot 4,05 - 2 \cdot 0,105 \cdot 0,397) + kT_0 =$$

$$= \frac{1}{2} (15,10 - 0,08) + kT_0 = 7,61 + kT_0;$$

$$\sigma_{\text{макс}} = \frac{7610}{288} = 26,4 \text{ даН/мм}^2.$$

Вес гололеда на оттяжке (двойной)

$$2q_0 = 2\pi s\gamma (d + c) = 2\pi \cdot 10 \cdot 0,9 (15 + 10) \cdot 10^{-3} = 1,41 \text{ даН/м.}$$

Вес оттяжки с гололедом:

$$q_r = 2,38 + 1,41 = 3,79 \text{ даН/м.}$$

$$p = \frac{3,79 \cdot 0,349}{288} = 4,60 \cdot 10^{-3} \text{ даН/(м} \cdot \text{мм}^2\text{);}$$

$$m = \frac{27,4 \cdot 4,60 \cdot 10^{-3}}{5,20} = 24,2 \cdot 10^{-3}; \quad n = \frac{5,2}{26,3} = 0,198.$$

По табл. 7-20 находим:  $k = 0,123$ ;

$$T_1 = T_2 = 6,71 + 0,123 \cdot 1,5 = 7,51 + 0,185 = 7,7 \text{ даН} \cdot 10^3;$$

$$T_3 = T_4 = 0,123 \cdot 1,5 = 0,185 \text{ даН} \cdot 10^3 \approx 0,19 \text{ даН} \cdot 10^3.$$

Как видно из расчета, при меньшей нагрузке остаточное натяжение в разгружающейся оттяжке возрастает.

4. Аварийный режим. Обрыв проводов крайней фазы. Ветра и гололеда нет:

$$S = T_{\phi} = 2480 \text{ даН} = 2,48 \text{ даН} \cdot 10^3 \text{ (тс);}$$

$$R = S \frac{b/2 + c}{b} = 2480 \frac{4,8 + 4,80}{9,60} = 2480 \text{ даН} = 2,48 \text{ даН} \cdot 10^3.$$

Расчет выполняем по формулам (7-56).

Остаточное тяжение в оттяжке

$$T_1 = kT_0;$$

$$T_2 = \left( 2,48 + \frac{2,48}{2} \right) 3,20 + kT_0 = 11,90 + kT_0;$$

$$T_3 = \frac{1}{2} 2,48 \cdot 3,20 + kT_0 = 3,97 + kT_0;$$

$$T_4 = 2,48 \cdot 3,20 + kT_0 = 7,94 + kT_0;$$

$$\sigma_{\text{макс}} = \frac{11\,900}{288} = 41,4 \text{ даН/мм}^2; \quad n = \frac{5,2}{41,9} = 0,126.$$

По табл. 7-20 при  $m = 15,2 \cdot 10^{-3}$  находим  $k = 0,075$ , и, следовательно, получим

$$T_2 = 11,90 + 1,5 \cdot 0,075 = 11,90 + 0,11 = 12,01 \text{ даН} \cdot 10^3 \text{ (тс);}$$

$$T_3 = 3,97 + 1,5 \cdot 0,075 = 3,97 + 0,11 = 4,08 \text{ даН} \cdot 10^3;$$

$$T_4 = 7,94 + 1,5 \cdot 0,075 = 7,94 + 0,11 = 8,05 \text{ даН} \cdot 10^3;$$

$$T_1 = 1,5 \cdot 0,075 = 0,11 \text{ даН} \cdot 10^3.$$

Аварийный режим в случае обрыва троса является расчетным при определении усилий в тросостойке и расчетах диафрагмы траверсы.

Результаты расчета усилий в оттяжках сведены в табл. 7-23.

Таблица 7-23

Результаты расчета усилий в оттяжках, даН · 10<sup>3</sup> (тс)

Режим нагрузки и схемы	$T_1$	$T_2$	$T_3$	$T_4$
Нормальный режим, ветер направлен перпендикулярно оси линии	12,93	12,93	0,10	0,10
Нормальный режим, ветер под углом 45° к оси линии	8,40	12,54	4,27	0,09
Нормальный режим с гололедом, ветер направлен перпендикулярно оси линии	7,70	7,70	0,19	0,19
Аварийный режим, обрыв проводов крайней фазы	0,11	12,01	4,08	8,05

Как видно из таблицы, расчетным для проверки прочности оттяжек в данном примере является нормальный режим при ветре без гололеда, направленном перпендикулярно оси линии:

$$T_{\text{макс}}^p = 12\,540 \text{ даН} \leq R \cdot 0,9 = 17\,937 \cdot 0,9 = 16\,143 \text{ даН}.$$

Вычислив усилия в оттяжках, определяем распор в траверсе  $X$  и сжимающие усилия в стойках  $N$  по формулам:

$$X = (T_1 + T_2) \frac{1}{f_1} + \left( \frac{G_k}{2} + V \right) \operatorname{ctg} \beta_0; \quad (7-61)$$

$$N_I = \frac{1}{\sin \beta_0} \left[ (T_1 + T_2) \sin \beta + \left( \frac{G_k}{2} + V \right) \right]; \quad (7-62)$$

$$N_{II} = \frac{1}{\sin \beta_0} \left[ (T_3 + T_4) \sin \beta + \left( \frac{G_k}{2} + V \right) \right]. \quad (7-63)$$

Для расчета траверсы определяем также крутящий момент по формуле (7-60).

Расчетными будут:

а) для стоек — нормальный режим при ветре, направленном перпендикулярно оси линии;

б) для траверсы — нормальный режим при ветре с гололедом и аварийный режим при обрыве провода;

в) для тросостойки и диафрагмы траверсы — аварийный режим при обрыве троса.

Определяем усилия в стойках: вес стойки  $G_c^p = 2,0 \text{ даН} \cdot 10^3$ ; вес траверсы  $G_{тр}^p = 3,0 \text{ даН} \cdot 10^3$ ; вес опоры  $G_k^p = 7,0 \text{ даН} \cdot 10^3$ .

Усилие в стойке  $I$

$$N_I = \frac{1}{0,995} \left[ (12,83 + 12,83) 0,937 + \frac{1}{2} (7,0 + 2 \cdot 0,37 + 3 \cdot 1,34 + 3 \cdot 0,24) + 0,44 \right] = \frac{1}{0,995} (24,2 + 6,24 + 0,44) = \frac{30,88}{0,995} = 31,1 \text{ даН} \cdot 10^3.$$

Усилие в стойке  $II$

$$N_{II} = \frac{1}{0,995} [ (0,17 + 0,17) 0,937 + 6,24 + 0,44 ] = \frac{7,00}{0,995} = 7,04 \text{ даН} \cdot 10^3.$$

Стойка  $II$  изгибается давлением ветра и составляющей собственного веса, стойка  $I$  изгибается разностью этих величин.

Поперечная нагрузка на стойку  $II$

$$W_{II}^p = \frac{\sin \beta_0}{H} (W_c^p + G_c \cos \beta_0) = \frac{0,995}{25,5} (1,40 + 2,00 \cdot 0,098) = \frac{0,995}{25,5} 1,596 = 0,0624 \text{ даН} \cdot 10^3/\text{м} = 62,4 \text{ даН}/\text{м}.$$

Поперечная нагрузка на стойку  $I$

$$W_I^p = \frac{\sin \beta_0}{H} (W_c^p - G_c \cos \beta_0) = \frac{0,995}{25,5} (1,40 - 2,00 \cdot 0,098) = \frac{0,995}{25,5} 1,204 = 0,047 \text{ даН} \cdot 10^3/\text{м} = 47 \text{ даН}/\text{м}.$$

Дальнейший расчет производим для стойки  $I$ . Стойка проверяется на сжатие с изгибом по деформированной схеме в предельном состоянии. Изгибающий момент, действующий на стойку, определяется по формуле, учитывающей влияние продольной силы на прогиб от поперечной нагрузки  $W$ :

$$M^p = \frac{W^p l_c^2}{8} + \frac{N^p f_{ст}^p}{1 - N^p/N_{кр}}, \quad (7-64)$$

где  $N_{кр}$  — критическая сила стойки, определяемая из выражения

$$N_{кр} = 4F_{п}\sigma_{тф}; \quad (7-65)$$

$F_{п}$  — площадь сечения пояса стойки, см<sup>2</sup>;  $\varphi$  — коэффициент продольного изгиба, соответствующий приведенной гибкости стойки

$$\lambda_{пр.с} = \mu\lambda_{пр}; \quad (7-66)$$

$\lambda_{пр}$  — приведенная гибкость составного стержня постоянного сечения;  $\mu$  — коэффициент, учитывающий форму стойки и принимаемый по табл. 7-24, где  $l$  — длина стойки, равная  $l_{п} + 2l_{к}$ ;  $l_{п}$  — длина призматической части;  $l_{к}$  — длина концов стойки.

Таблица 7-24

Значение  
коэффициента  $\mu$

$l_{п}/l$	$\mu$
0	1,69
0,2	1,44
0,4	1,23
0,6	1,07
0,8	1,01

Значения коэффициента  $\mu$  приведены для стоек, конструктивная база которых в верхнем и нижнем концах составляет около 0,1 базы стойки и ее призматической части.

Прогиб стойки опоры от поперечной нагрузки вычисляется по формуле

$$f_c = f_{п} \left[ 1 + 8 \left( \frac{l_{к}}{l_{п}} \right) + \frac{144}{5} \left( \frac{l_{к}}{l_{п}} \right)^2 + \frac{384}{5} \left( \frac{l_{к}}{l_{п}} \right)^3 + \frac{192}{5} \left( \frac{l_{к}}{l_{п}} \right)^4 \right]; \quad (7-67)$$

где  $f_{п} = \frac{5}{584} \frac{Wl_{п}^4}{EJ_{п}}$ ;  $J_{п} = F_{п}b_{п}^2$ .

В нашем примере  $b_{п} = 71$  см. Пояса из уголка  $75 \times 8$ . Площадь сечения пояса  $F_{п} = 8,78$  см<sup>2</sup>:

$$J_{п} = 8,78 \cdot 71^2 = 44\,260 \text{ см}^4.$$

Проверяем сжатую стойку  $I$ :

$$f_c^p = \frac{5}{384} \frac{47 \cdot 10^{-2} (1260)^4}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 4,426 \cdot 10^4} = \frac{5 \cdot 47 \cdot 2,53}{384 \cdot 2,1 \cdot 4,426} = \frac{590}{3580} = 0,165 \text{ см.}$$

В нашем случае  $l_{к}/l_{п} = 6,45/12,60 = 0,51$ ;  $l_{п}/l = 12,60/25,50 = 0,494$  и прогиб стойки

$$f_c = 0,165 \left( 1 + 8 \cdot 0,51 + \frac{144}{5} 0,51^2 + \frac{384}{5} 0,51^3 + \frac{192}{5} 0,51^4 \right) = 0,165 (1 + 4,08 + 7,50 + 10,20 + 2,60) = 0,165 \cdot 25,38 = 4,18 \text{ см.}$$

Определяем приведенную гибкость стойки. Решетка стойки выполнена из уголков  $36 \times 4$ , площадь ее сечения  $F_p = 2,75$  см<sup>2</sup>. Угол наклона раскоса  $\beta \approx 45^\circ$ . Гибкость призматической стойки с базой  $b_{п} = 71$  см

$$\lambda_0 = \frac{25,6}{0,71} 2 = 72.$$

Приведенная гибкость призматической стойки

$$\lambda_{пр} = \sqrt{\lambda_0^2 + 2 \frac{\Sigma F_{п}}{\Sigma F_p} 31} = \sqrt{\lambda_0^2 + 62 \frac{\Sigma F_{п}}{\Sigma F_p}}.$$

В нашем примере  $\Sigma F_{\Pi} = 4 \cdot 8,78 = 35,2 \text{ см}^2$  (суммарная площадь поясов);  $\Sigma F_p = 2 \cdot 2,75 = 5,5 \text{ см}^2$  (суммарная площадь раскосов в двух параллельных гранях). Тогда

$$\lambda_{\text{пр}} = \sqrt{72^2 + 62 \frac{35,2}{5,5}} = \sqrt{5185 + 397} = 74,6.$$

Определяем по табл. 7-24 коэффициент длины  $\mu$ ; интерполируя, получаем  $\mu = 1,15$ .

Приведенная гибкость стойки

$$\lambda_{\text{пр. с}} = 1,15 = 85,7.$$

По кривой зависимости  $\varphi = f(\lambda)$  (см. рис. 7-50) находим  $\varphi = 0,68$ . Вычисляем

$$N_{\text{кр}} = 4 \cdot 8,78 \cdot 2300 \cdot 0,68 = 55\,000 \text{ даН} = 55 \text{ даН} \cdot 10^3.$$

Изгибающий момент

$$M_p = \frac{35,4 \cdot 25,6^2}{8} + \frac{30\,200 \cdot 4,18 \cdot 10^{-2}}{1 - 30\,200/55\,000} = 2900 +$$

$$+ \frac{1260}{1 - 0,55} = 2900 + 2800 = 5700 \text{ даН} \cdot \text{м} = 5,7 \text{ даН} \cdot 10^3 \cdot \text{м}.$$

Напряжение в поясах стойки определяем по формуле

$$\sigma = \frac{N}{4F_{\Pi}} + \frac{M}{2b_0 F_{\Pi}}; \quad (7-68)$$

$$\sigma = \frac{30\,200}{4 \cdot 8,78} + \frac{570\,000}{2 \cdot 71 \cdot 8,78} = 860 + 459 = 1319 < 2100 \text{ даН/см}^2.$$

Проверять стойку квадратного сечения на устойчивость из плоскости изгиба не требуется. Прямоугольные стойки, более узкие в направлении оси линии, необходимо было бы проверить на устойчивость из плоскости фермы по СНиП II-V. 3-62.

Решетка стойки должна быть проверена на действие:

а) реальной поперечной силы

$$Q = W_c/4 = 1400/4 = 350 \text{ даН};$$

б) условной поперечной силы  $12 F_{\Pi}$  по СНиП II-19-62, где  $F_{\Pi}$  — площадь всего стержня,  $\text{см}^2$ :

$$Q = 12 \cdot 4 \cdot 8,78 = 521 \text{ даН}.$$

Поскольку условная поперечная сила больше, расчет производим по ней. Усилие в раскосе

$$D = 421/0,707 = 596 \text{ даН}.$$

Усилие в поясе панели

$$U = 1319 \cdot 8,78 = 11\,600 \text{ даН}.$$

Определяем распор  $X$  по схеме нормального режима при гололеде и ветре:

$$X = (12,83 + 12,83) \frac{1}{4,05} + 6,68 \frac{1}{10,2} = 6,35 + 0,66 = 7,01 \text{ даН} \cdot 10^3.$$

Определяем по формуле (7-69) крутящий момент, действующий на траверсу в аварийном режиме при обрыве крайней фазы. Предварительно находим угол поворота стойки и угол закручивания траверсы от единичных моментов.



Так как в плоскости, перпендикулярной плоскости портала, стойка имеет в верхней части параллельные пояса, то угол поворота ее от единичного изгибающего момента, приложенного в узле сопряжения с траверсой, можно определять, как для стойки с постоянным моментом инерции:

$$\psi_{и.с} = \frac{l_c}{3EJ} = \frac{2560}{3 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 44260} = 9,17 \cdot 10^{-9} \text{ 1/(даН} \cdot \text{см)}.$$

Ввиду небольшой разницы между сторонами поперечного сечения траверсы ее можно считать квадратной с базой  $b_{тр} = (0,715 + 0,850)/2 = 0,78$  м и определять угол закручивания от единичного момента по формуле

$$\psi_k = \frac{1}{F_p E} \frac{n \sqrt{(b_{тр}^2 + h_1^2)^3}}{b_{тр}^4}, \quad (7-69)$$

где  $b_{тр}$  — база пространственной призматической фермы квадратного сечения;  $h_1$  — высота полупанели при треугольной решетке;  $n$  — число полупанелей;  $F_p$  — площадь поперечного сечения раскоса.

В нашем случае для половины длины средней части траверсы имеем  $n = 8$ ;  $h_1 = 4,8/8 = 0,6$  м;  $b_{тр} = 0,78$  м.

Решетка выполняется из уголка  $50 \times 5$  с площадью сечения  $F_p = 4,8$  см<sup>2</sup>. Вычисляем

$$\psi_k = \frac{1}{4,8 \cdot 2,1 \cdot 10^6} \frac{\sqrt{8(0,78^2 + 0,6^2)^3}}{0,78^4} = 2,03 \cdot 10^{-6} \text{ 1/(даН} \cdot \text{см)}.$$

Подставляя полученные значения в формулу (7-60) и принимая модуль упругости оттяжки  $E_T = 1,5 \cdot 10^6$  даН/см<sup>2</sup> при площади сечения оттяжки  $\omega = 2,88$  см<sup>2</sup>, найдем

$$\begin{aligned} M_{кр} &= 2480 \cdot 960 \left[ \left( 2,03 \cdot 10^{-6} + \frac{9,17 \cdot 10^{-9}}{0,995^2} \right) 960 \cdot 2,88 \cdot 1,5 \cdot 10^6 \cdot 0,937 \times \right. \\ &\quad \left. \times 0,349^2 \cdot 0,894^2 + \frac{960}{2550} \right]^{-1} = \frac{23,8 \cdot 10^5}{(2,03 + 0,0096) 377 + 0,377} = \\ &= \frac{23,8 \cdot 10^5}{764 + 3,50 + 0,377} = \frac{23,8 \cdot 10^5}{768} = 3100 \text{ даН} \cdot \text{см} = 0,031 \text{ даН} \cdot 10^3 \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

Как видно из расчета, крутящий момент, действующий на траверсу, очень мал, и им в расчете можно пренебречь. Соотношение слагаемых в знаменателе показывает, что уменьшение момента произошло из-за очень большой жесткости (большого угла поворота) траверсы при действии крутящего момента.

Усилия в раскосах и поясах траверсы определяются, как для решетчатой балки, под действием внешних нагрузок и распора  $X$ . Определение усилий в стержнях элементов опоры и подбор сечения выполняются в соответствии с изложенным в § 7-3 — 7-5 и в настоящем примере не рассматриваются.

## ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ОПОРЫ

8-1. Общие сведения о железобетоне  
как строительном материале

Необходимость экономии стали, которая применяется во всех областях народного хозяйства страны, неоднократно заставляла обращаться к железобетону как заменителю стали.

Бетон является искусственным материалом, получаемым в результате химической реакции, происходящей в смеси цемента и каменных (так называемых инертных) материалов, замешанных с водой.

Железобетонные конструкции обладают высокой механической прочностью и долговечностью, но недостатком их является большая масса. Отсутствие высокопрочных сталей и бетона соответствующих марок долгое время не позволяло применять железобетонные опоры в строительстве высоковольтных линий, для которого транспортабельность конструкции играет решающую роль. Помимо транспортных затруднений, опоры из бетона низких марок с обычной арматурой не давали и экономического эффекта. В настоящее время освоение бетона марки 400 и выше и высокопрочной арматуры устранило указанные выше препятствия для внедрения железобетонных опор.

С 1957—1959 гг. в Советском Союзе железобетонные опоры нашли самое широкое применение на высоковольтных линиях практически всех напряжений. Железобетонные опоры изготавливаются в массовом масштабе на специализированных заводах.

Конструкции опор подробно рассмотрены в § 8-2.

Прочность бетона зависит от ряда факторов: прочности заполнителя, формы крупного заполнителя, способа укладки бетона и его уплотнения, а также значения водоцементного отношения.

Водоцементным отношением называется отношение количества воды затворения к количеству цемента по массе. При прочих равных условиях чем больше водоцементное отношение, тем меньше прочность бетона. Обычно водоцементное отношение не должно быть более 0,55.

Подвижность и находящаяся в прямой от нее зависимости удобоукладываемость бетона зависят от количества воды затворения: чем больше воды, тем больше подвижность бетонной массы. Необходимость соблюдения пределов водоцементного отношения требует для подвижных бетонов большего расхода цемента, чем для

жестких. Наиболее экономичным по расходу цемента является жесткий бетон, но его уплотнение наиболее сложно.

При механизированном поточном изготовлении железобетонных изделий способами укладки, обеспечивающими необходимую плотность, являются вибрирование и центрифугирование.

В и б р и р о в а н и е может производиться как различного рода вибраторами — инструментами или навесными приборами, так и на вибростолах.

Ц е н т р и ф у г и р о в а н и е выполняется только для определенного вида изделий — труб, опор и требует специальных машин — центрифуг. Центрифугирование обеспечивает очень хорошее уплотнение бетона.

Значения основных характеристик бетона по прочности на сжатие, по прочности на осевое растяжение, по прочности на растяжение при изгибе, по морозостойкости, по водонепроницаемости называют м а р к а м и бетона или п р о е к т н ы м и м а р к а м и бетона.

Бетон характеризуется обычно так называемой к у б и к о в о й прочностью, т. е. сопротивлением раздавливанию бетонного кубика размером  $20 \times 20 \times 20$  см, подвергнутого испытанию через 28 суток после его изготовления. По кубиковой прочности (даН/см<sup>2</sup>) определяется марка бетона по прочности на сжатие. Прочность на сжатие может быть установлена путем испытания кубов с другими размерами. Марка бетона в последнем случае определяется по данным испытания с введением корректирующего коэффициента.

Марки бетона по прочности на растяжение — осевое и при изгибе — определяются прочностью (даН/см<sup>2</sup>), полученной при испытании соответствующих образцов.

Марки бетона по морозостойкости и водонепроницаемости устанавливаются на основании испытаний образцов, форма которых, а также технология испытаний определяются стандартами.

По прочности на сжатие для стоек и траверс железобетонных опор применяется тяжелый бетон марки 400 и выше, для остальных элементов сборных конструкций (например, сборные фундаменты) — бетон марки не ниже 200.

По морозостойкости для всех элементов опор линий электропередачи 35 кВ и выше необходимо применять бетон марки Мрз 200, а для элементов опор линий электропередачи ниже 35 кВ — бетон марки Мрз 150.

Стойки всех железобетонных опор, а также траверсы порталных опор изготавливаются с применением стержневой арматуры периодического профиля и канатной (прядевой) арматуры из семипроволочных и девятнадцатипроволочных канатов (прядей).

Армирование стержнями выполняется смешанным — с добавлением к основным, предварительно напряженным стержням ненапряженных стержней, длина которых подбирается в соответствии с эпюрой изгибающих моментов. При таком армировании дости-

я  
г  
ю  
о  
1,  
э-  
а-  
о-  
а-  
э-  
а-  
и  
й  
о  
э-  
и  
э.  
у-  
э-  
р-  
э-  
с-  
а-  
х,  
х  
-  
е-  
),  
н  
х  
а-  
ч-  
е-  
а-  
и  
и-

гается некоторая экономия стали за счет уменьшения ее в верхней части стоек.

Канатное (прядевое) армирование выполняется предварительно напряженными канатами (прядами). Для некоторых конических стоек применяется и смешанное армирование с добавлением ненапряженной стержневой арматуры, если это дает существенную экономию высокопрочных канатов.

Для армирования стоек железобетонных опор и железобетонных траверс порталных опор в качестве продольной арматуры применяются:

а) сталь арматурная стержневая горячекатаная периодического профиля классов А-IV; А-V и А-VI;

б) семипроволочные канаты (пряди) класса П-7 по ГОСТ 13840—68 и девятнадцатипроволочные канаты (пряди) класса П-19 по ТУ 14-4-22-71.

Для армирования прочих элементов железобетонных опор используется сталь арматурная классов А-II и А-III. Поперечная арматура выполняется из проволоки арматурной диаметром 3—5,5 мм класса В-1.

## 8-2. Конструкции железобетонных опор

Железобетонные опоры по сравнению с металлическими более долговечны и экономичны в эксплуатации, так как требуют наименьшего ухода и ремонта. Основным преимуществом железобетонных опор по сравнению со стальными является уменьшение расхода стали на 40—75% в зависимости от типа опор.

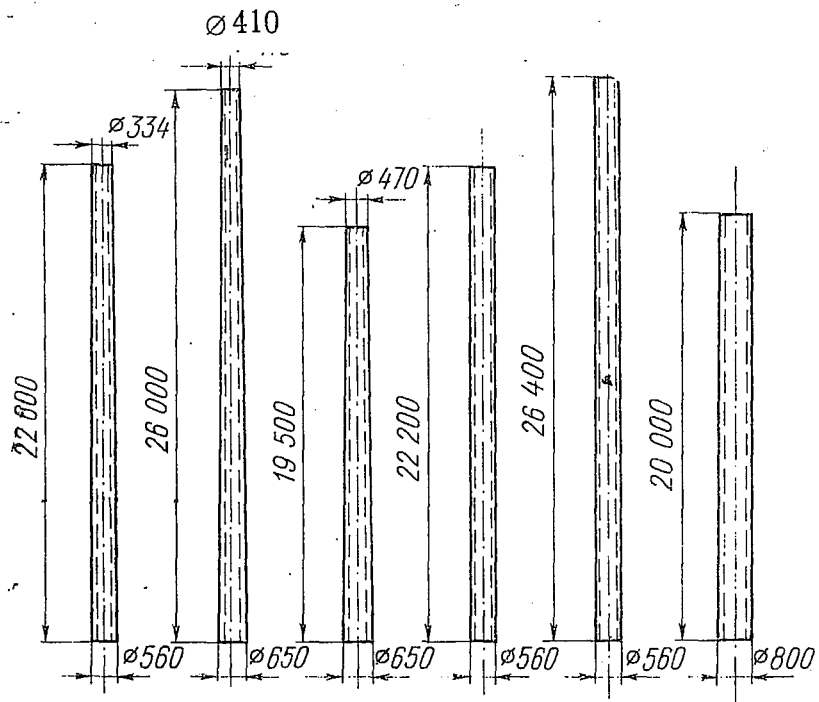
По способу изготовления железобетонные опоры можно разделить на две основные группы: опоры, бетонированные на месте их установки, и опоры заводского изготовления.

За рубежом построен ряд линий с железобетонными опорами, изготовленными на месте. При больших расстояниях и продолжительной зиме на большей части территории СССР бетонирование опор на месте нецелесообразно. Поэтому в отечественной практике линейного строительства применяются железобетонные опоры заводского изготовления. На основании проектных разработок установлены конструкции основных строительных элементов железобетонных опор — стоек и траверс, наиболее удобные для транспортировки и монтажа.

Для линий электропередачи напряжением 110 кВ и выше стойки опор и траверсы порталных опор приняты в виде центрифугированных железобетонных труб, конических или цилиндрических. Для линий электропередачи напряжением 35 кВ приняты или центрифугированные стойки или стойки из вибробетона, а для линий более низкого напряжения — только из вибробетона.

Центрифугированные стойки по форме выполняются двух видов — коническими и цилиндрическими.

Конические стойки имеют длину 22,6 м при наружном диаметре в комле 560 мм и 26,0 м при диаметре в комле 650 мм. Для свободностоящих анкерных угловых опор изготавливается укороченная стойка длиной 19,5 м в опалубке стойки диаметром 650 мм.



Форма стойки	Коническая			Цилиндрическая		
Типоразмер	1	2	3	4	5	6

Рис. 8-1. Стойки железобетонных опор

Цилиндрические стойки имеют длину 22,2 и 26,4 м — обе при наружном диаметре стойки 560 мм. В качестве стойки для свободностоящих анкерных угловых опор может быть также использована цилиндрическая свая длиной 20 м с наружным диаметром 800 мм.

Таблица 8-1

Основные размеры применяемых стоек

Форма стойки	Типоразмер	Длина, м	Наружный диаметр, мм		Толщина стенки, мм	
			нижний	верхний	внизу	вверху
Коническая	1	22,6	560	334	70—90	50—70
	2	26,0	650	410	70—80	50—60
	3	19,5	650	470	70—80	55—65
Цилиндрическая	4	22,2	560		50	80
	5	26,4	560		50	70
Цилиндрическая свая	6	20,0	800		65	

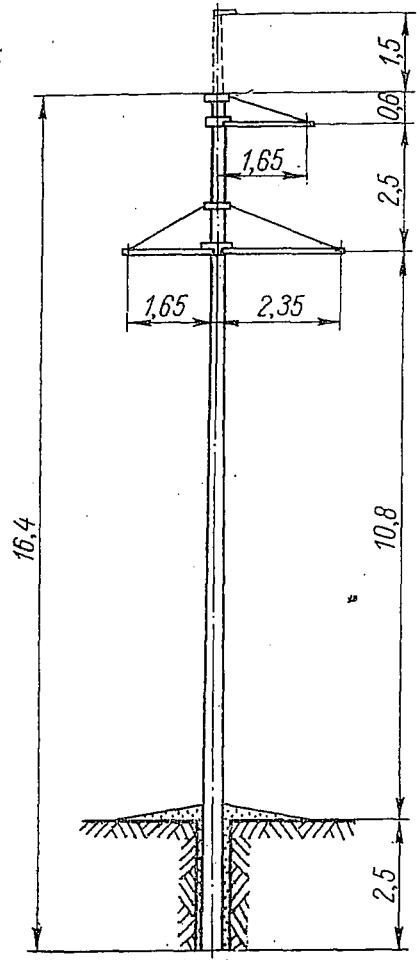


Рис. 8-2. Промежуточная одноцепная опора ВЛ 35 кВ с вибростойкой

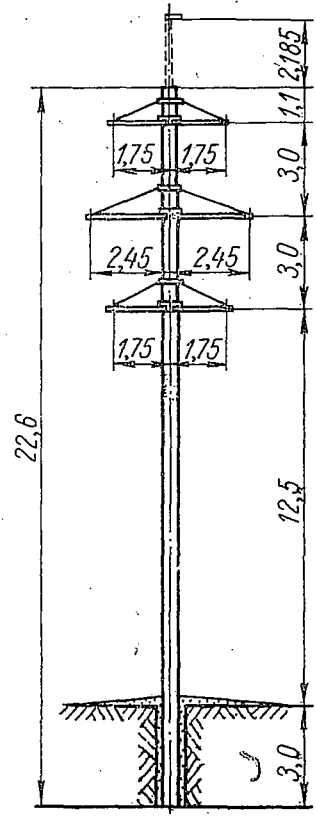


Рис. 8-3. Промежуточная двухцепная опора с центрифугированной стойкой

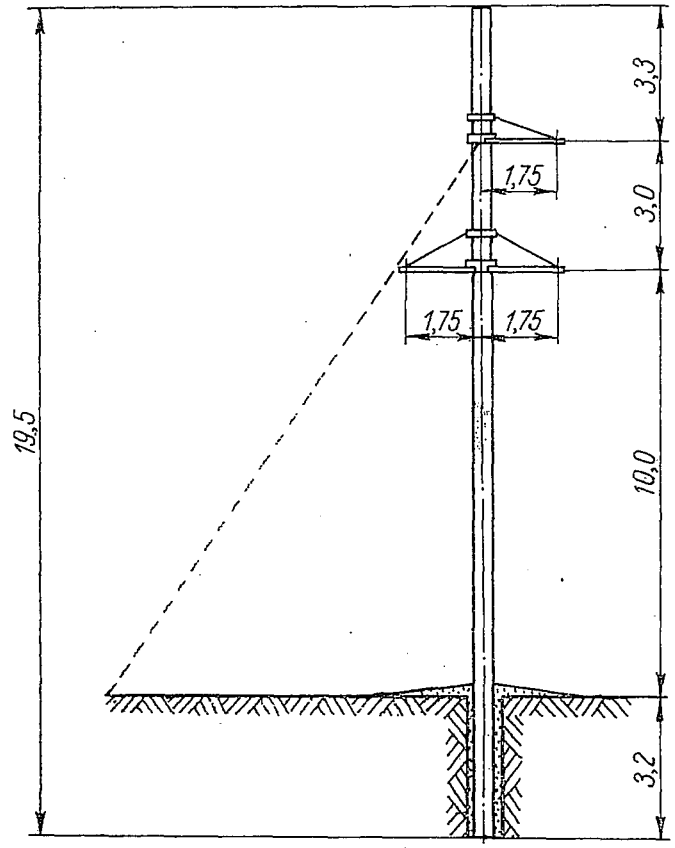


Рис. 8-4. Анкерная угловая одноцепная опора ВЛ 35 кВ с центрифугированной стойкой

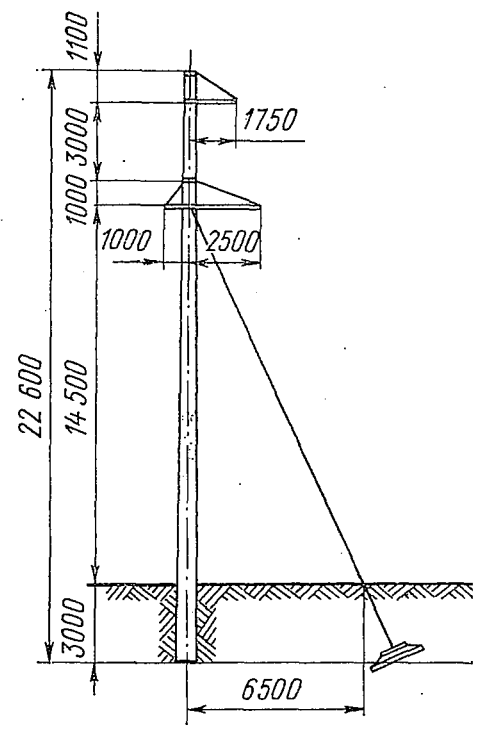


Рис. 8-5. Промежуточная угловая опора ВЛ 35 кВ

Масса стоек длиной 22,6 и 22,2 м находится в пределах 5 т. Масса стоек длиной 26,0 и 26,4 м не превышает 7 т. Масса свай диаметром 800 мм составляет 8 т.

На рис. 8-1 показаны конструкции стоек, основные размеры которых приведены в табл. 8-1.

На линиях 35 кВ применяются свободностоящие промежуточные опоры. На рис. 8-2 показана одноцепная промежуточная опора с вибрированной стойкой, предназначенная для подвески проводов марки до АС 95/16. Двухцепная промежуточная опора с центрифугированной стойкой СК-2 представлена на рис. 8-3.

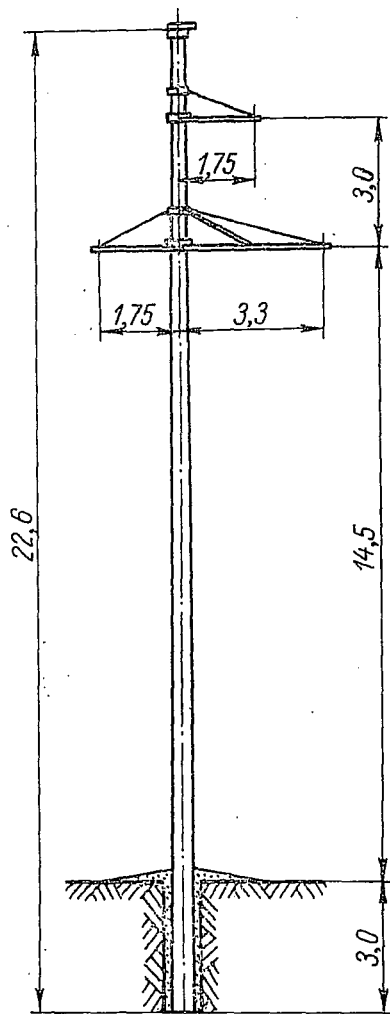


Рис. 8-6. Промежуточная одноцепная опора ВЛ 110 кВ

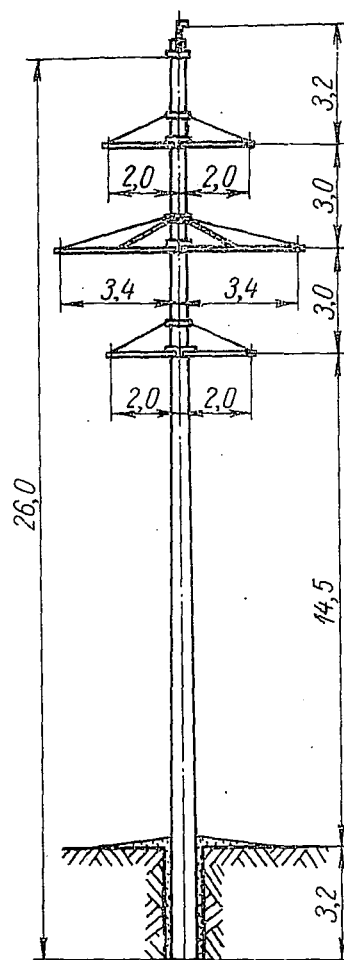


Рис. 8-7. Промежуточная двухцепная опора ВЛ 110 кВ

Анкерные угловые опоры для одноцепных линий 35 кВ выполняются с центрифугированными стойками и оттяжками. Общий вид такой опоры показан на рис. 8-4. Траверы этих промежуточных и анкерных опор — металлические, оцинкованные. Для двухцепных опор линий 35 кВ в качестве анкерных используются опоры 110 кВ. На линиях электропередачи 35 кВ широко применяются промежуточные угловые опоры (рис. 8-5). Промежуточные одноцепные и двухцепные опоры 110—150 кВ выполняются одностоечными

свободностоящими на конических стойках. На одноцепных опорах принято треугольное расположение проводов, на двухцепных — расположение по шестиугольнику (так называемое расположение «бочкой»). Траверсы опор — металлические оцинкованные. В свое время были рассмотрены варианты железобетонных траверс для опор линий 110 кВ, но они оказались весьма трудоемкими и, главное, увеличивали вес верхней части, создавая дополнительный «паразитный» момент от вертикальных нагрузок на прогибах.

Общий вид одноцепной унифицированной опоры линии 110 кВ дан на рис. 8-6, а двухцепной — на рис. 8-7.

Крепление траверс к стволу может быть выполнено с помощью болтов, пропущенных через специальные отверстия в стволе, (рис. 8-8), или с помощью стальных хомутов, охватывающих ствол и имеющих цапфы для крепления на них концов поясов траверс (рис. 8-9).

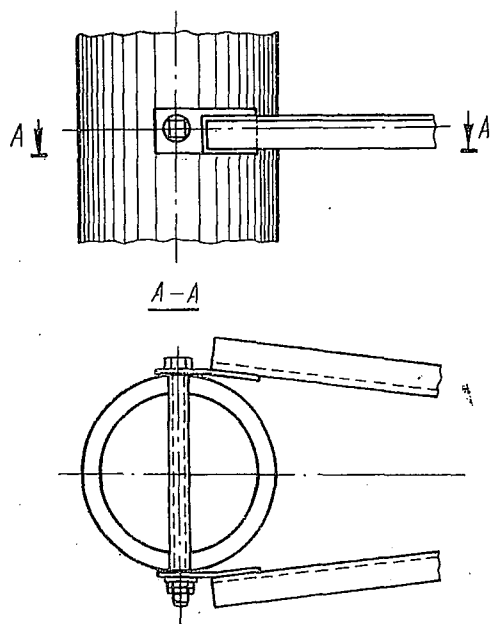


Рис. 8-8. Крепление траверс с помощью болтов

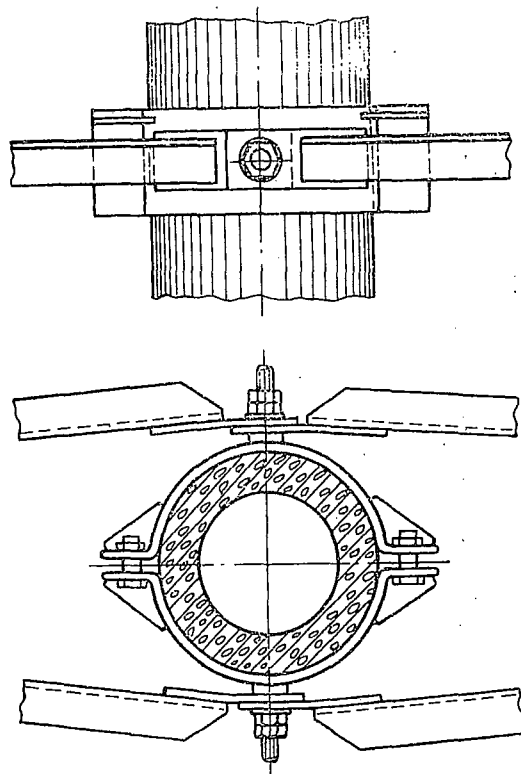


Рис. 8-9. Крепление траверс с помощью хомутов

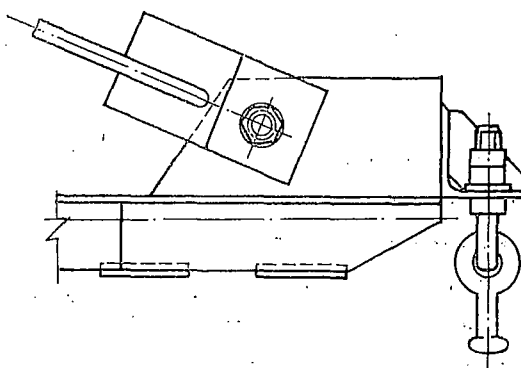


Рис. 8-10. Крепление гирлянды на траверсе железобетонных опор

Металлические траверсы подвергаются горячей оцинковке, поэтому они выполняются либо из отдельных стержней, собираемых на болтах, либо со сваркой элементов встык. Оцинкованные траверсы не требуют ухода в процессе эксплуатации, во всяком случае, довольно долгое время, обеспечивая, таким образом, капитальность построенной линии электропередачи.



Крепление гирлянд к траверсам промежуточных железобетонных опор выполняется с помощью стандартной арматуры (скоба КГП) и показано на рис. 8-10.

Анкерные угловые одноцепные опоры — одностоечные, с расщепленными оттяжками, обеспечивающими прочность и жесткость при действии не только изгибающих, но и крутящих моментов, — применяются на линиях электропередачи 110 кВ. Схема такой опоры с деталями основных узлов показана на рис. 8-11, а фотография установленной опоры — на рис. 8-12.

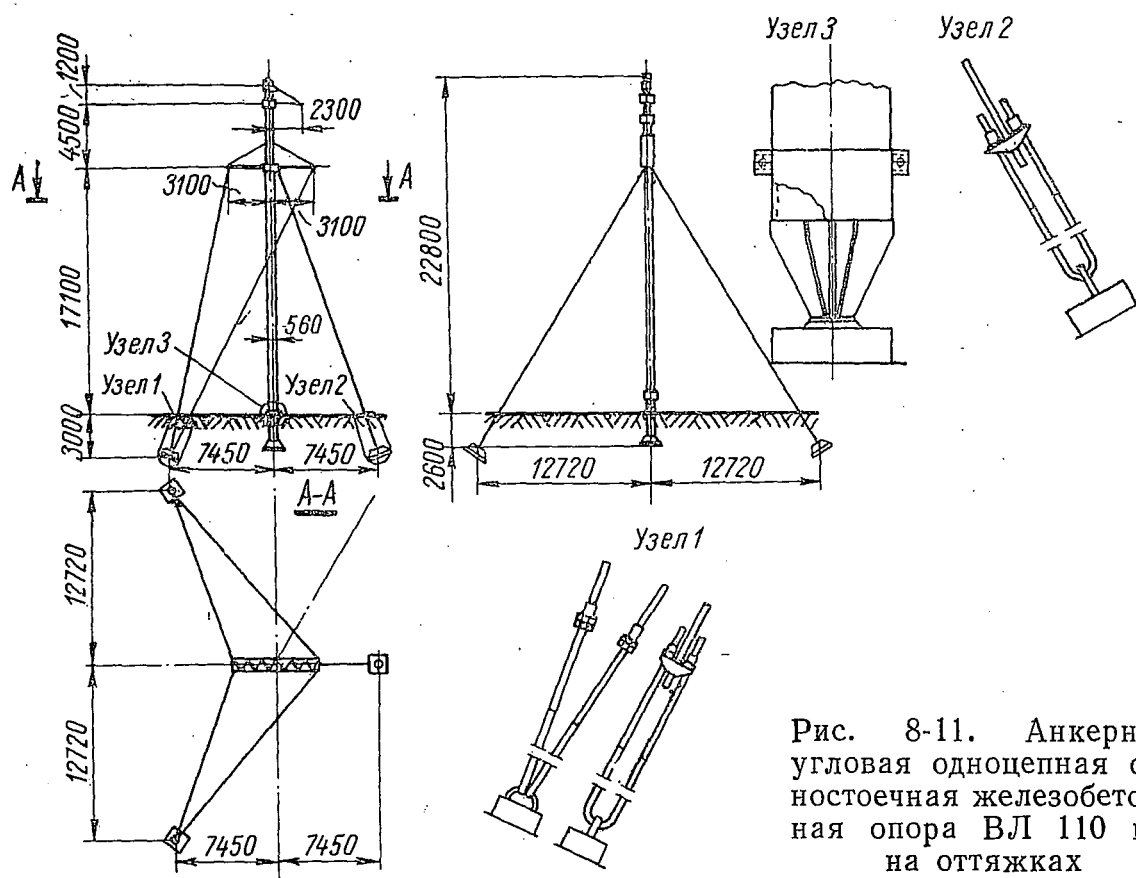


Рис. 8-11. Анкерная угловая одноцепная одностоечная железобетонная опора ВЛ 110 кВ на оттяжках

Одноцепные промежуточные опоры линий электропередачи 220 кВ также выполняются одностоечными с треугольным расположением проводов. Для ствола опоры используется коническая стойка длиной 26 м, диаметром в комле 650 мм. Траверсы опоры крепятся хомутами или болтами. Для подвески гирлянды к траверсе применяются стандартные детали. На рис. 8-13 показана промежуточная опора линии 220 кВ с проводами до АС 400/51 включительно. Анкерные угловые опоры для линий 220 кВ на железобетонных промежуточных опорах выполняются стальными.

Одностоечные двухцепные опоры линий 220 кВ становятся неэкономичными вследствие очень небольшой высоты подвески нижнего провода даже при использовании стойки длиной 26,0 м.

Двухцепные опоры линий 220 кВ выполняются порталными с горизонтальным растяжением проводов, с металлическими траверсами на двух цилиндрических стойках 26,4 м. Портальная двух-

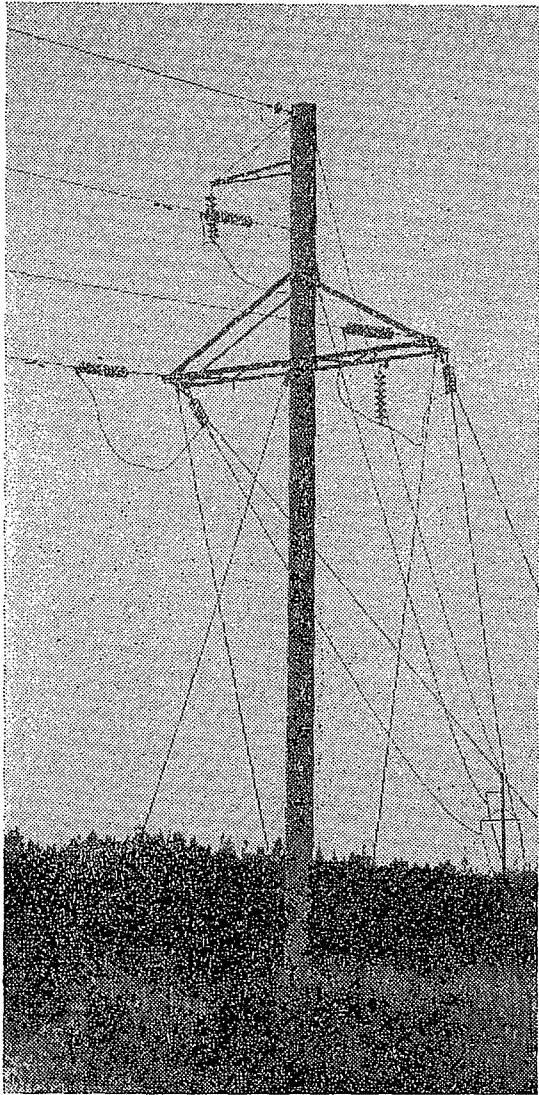


Рис. 8-12. Анкерная угловая железобетонная опора на оттяжках

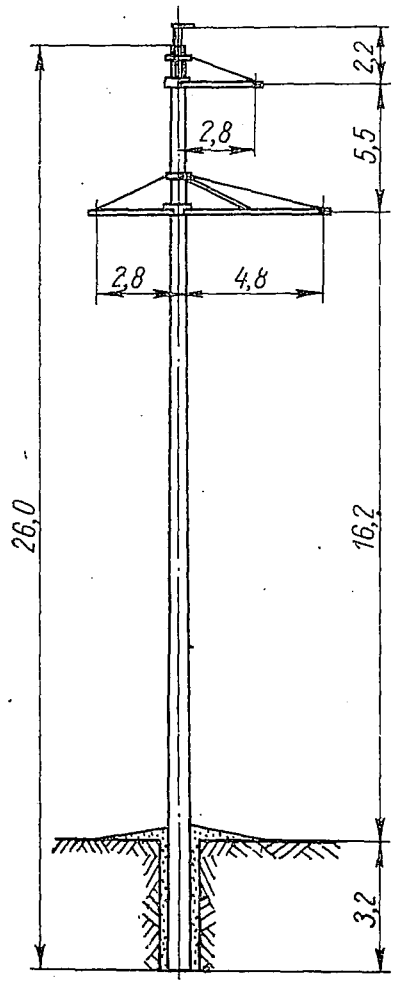


Рис. 8-13. Промежуточная одноцепная железобетонная опора ВЛ 220 кВ

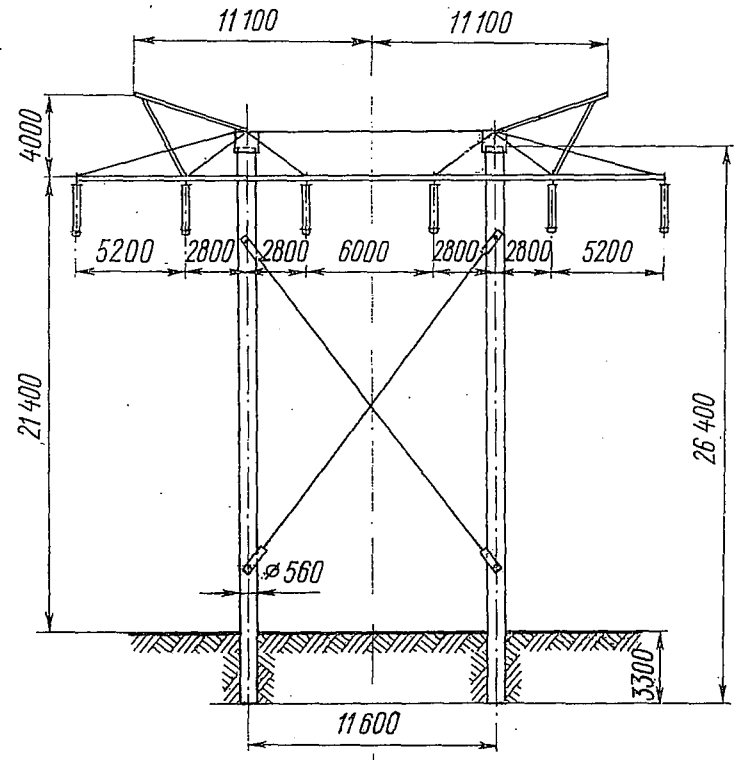


Рис. 8-14. Промежуточная двухцепная порталная опора ВЛ 220 кВ

цепная опора представлена на рис. 8-14, однако она, несмотря на ее экономические преимущества, сложна в монтаже. Поэтому в ряде случаев более целесообразно применять в качестве двухцепной опоры две спаренные одноцепные опоры, установленные друг против друга с фиксирующей распоркой. Схема такой опоры дана на рис. 8-15.

При горизонтальном расположении проводов на линиях 330—500 кВ применяются порталные промежуточные опоры на оттяжках (рис. 8-16 и 8-17).

Стойки и траверсы опор выполняются из железобетонных цилиндрических труб диаметром 560 мм. Длина стоек всех опор одинакова и равна 22,2 м. Траверса опоры линий 330 кВ имеет длину 18,4 м, линий 500 кВ — 22,2 м. Траверса и стойки в плоскости портала соединяются шарнирно, в этих же узлах крепятся и верхние концы оттяжек.

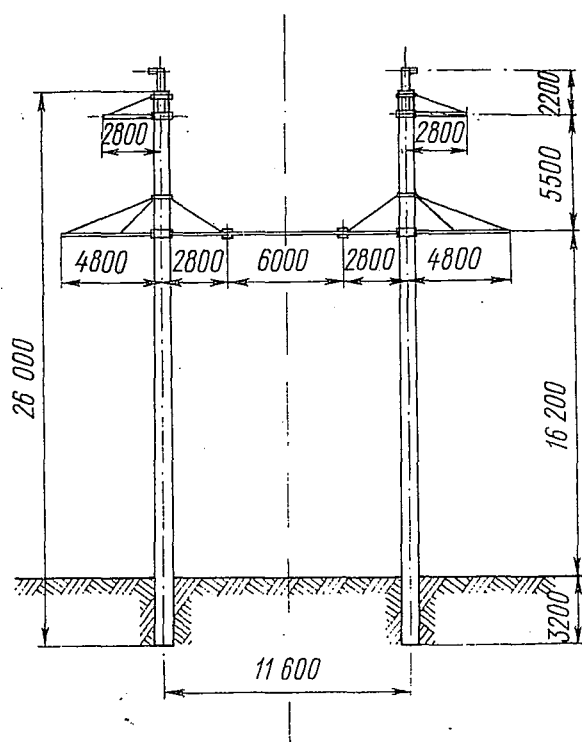


Рис. 8-15. Промежуточная спаренная двухцепная опора ВЛ 220 кВ

Стойки нижними концами посредством шарниров опираются на грибовидные фундаменты, колонны которых имеют такой же наклон, как и стойки. На нижний конец стойки надет специальный башмак, в плите которого имеются сферическая выточка и центральное отверстие. Плита башмака опирается на выпуклую стальную литую плиту, лежащую на колонне железобетонного подножника, через которую проходит фиксирующий штырь подножника.

При опирании башмака на плиту железобетонного подножника штырь входит в центральное отверстие башмака и препятствует соскальзыванию стойки.

Оттяжки опор выполняются двойными из стального спирального каната (ГОСТ 3064—66) диаметром 15,5 и 17 мм. В верхнем узле канат перепускается через вал, на который надет коуш. Нижние концы оттяжек крепятся к якорным плитам с помощью U-образных анкерных тяг, имеющих на концах нарезку для регулировки их натяжения; концы канатов заделаны в клиновых зажимах. Траверсы опор линий 330 и 500 кВ усилены системой тяг, которые уменьшают изгибающие моменты, действующие на траверсы от вертикальных нагрузок. Детали верхних узлов показаны на рис. 8-18.

Оттяжки опор выполняются двойными из стального спирального каната (ГОСТ 3064—66) диаметром 15,5 и 17 мм. В верхнем узле канат перепускается через вал, на который надет коуш. Нижние концы оттяжек крепятся к якорным плитам с помощью U-образных анкерных тяг, имеющих на концах нарезку для регулировки их натяжения; концы канатов заделаны в клиновых зажимах. Траверсы опор линий 330 и 500 кВ усилены системой тяг, которые уменьшают изгибающие моменты, действующие на траверсы от вертикальных нагрузок. Детали верхних узлов показаны на рис. 8-18.

На линиях электропередачи 330 кВ широкое применение нашла порталная свободностоящая опора, показанная на рис. 8-19, от-

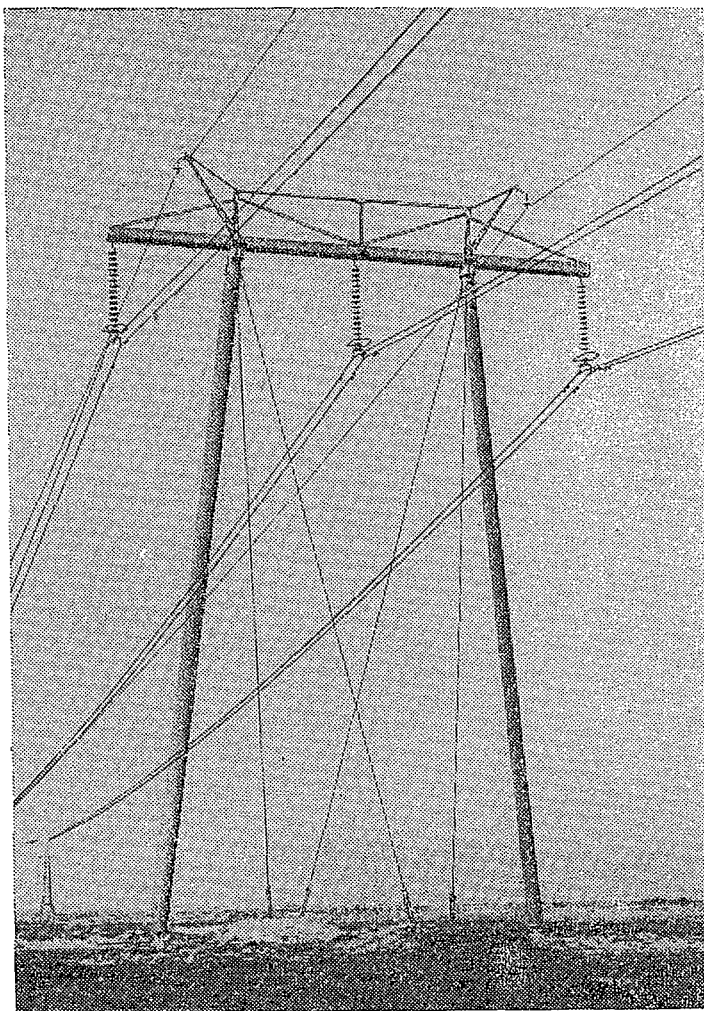


Рис. 8-16. Промежуточная одноцепная железобетонная опора ВЛ 330 кВ

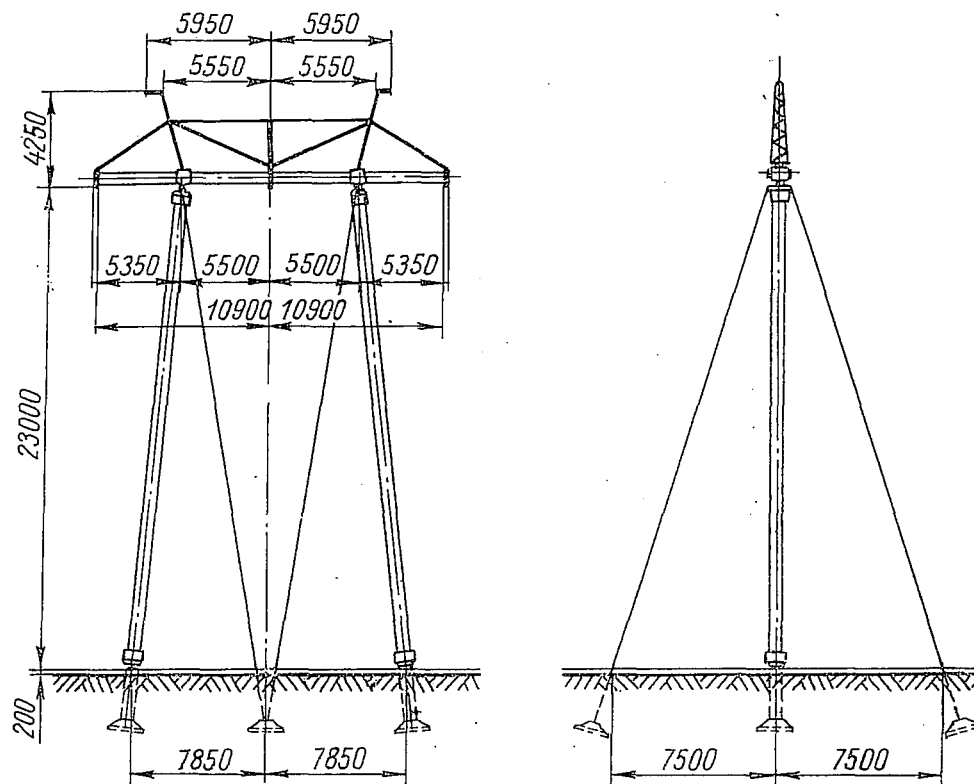


Рис. 8-17. Промежуточная железобетонная опора ВЛ 500 кВ

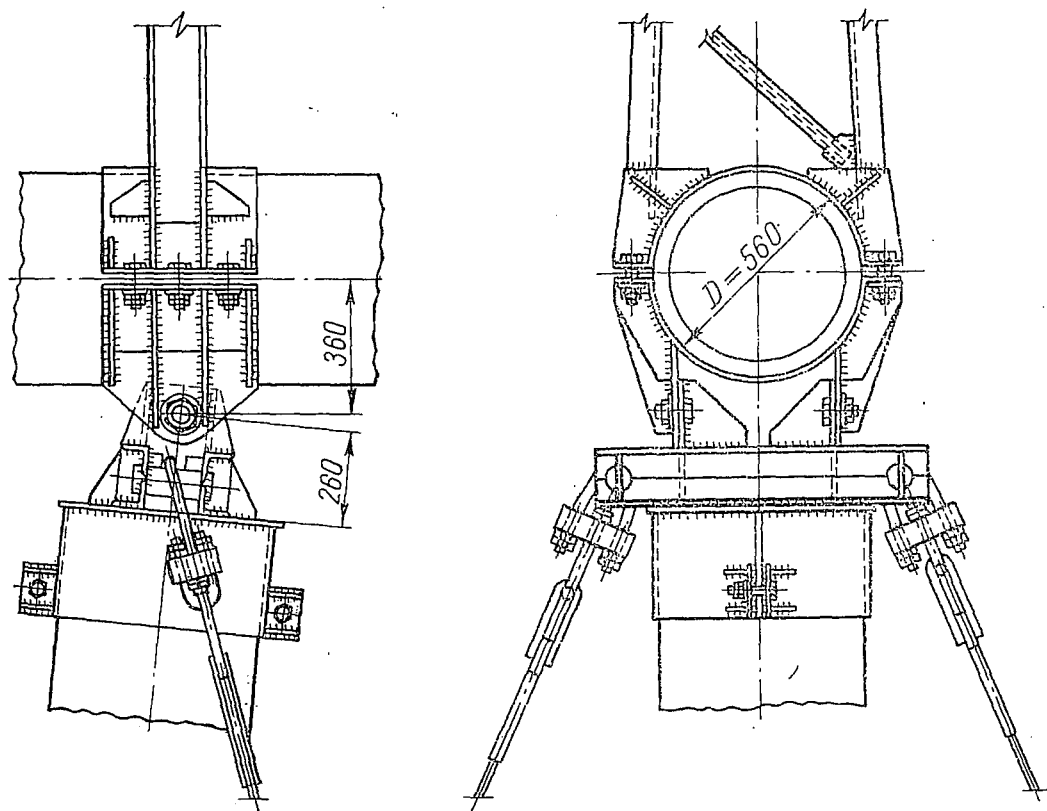


Рис. 8-18. Детали узлов portalной железобетонной опоры на оттяжках

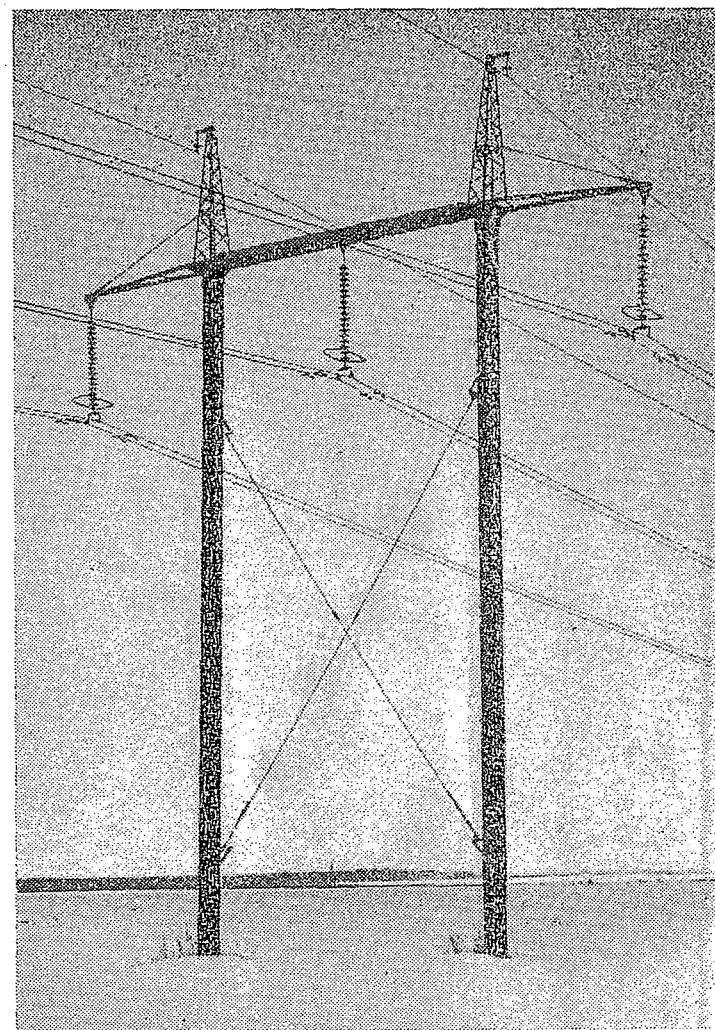


Рис. 8-19. Промежуточная одноцепная порталная железобетонная опора ВЛ 330 кВ

личающаяся простотой конструкции и монтажа при хороших экономических показателях. Опора имеет две железобетонные стойки, устанавливаемые в пробуренные котлованы, и металлическую траверсу.

Для повышения устойчивости конструкции в плоскости опоры установлены две перекрестные ветровые связи из круглой стали, снабженные натяжными устройствами. Стойки опоры, на которых смонтированы части траверсы, устанавливаются отдельно. Траверсы замыкаются в общую конструкцию после установки стоек. Такой способ монтажа дает возможность использовать механизмы, применяющиеся для сооружения линий на одностоечных железобетонных опорах, не загружая механизированные колонны специальными механизмами.

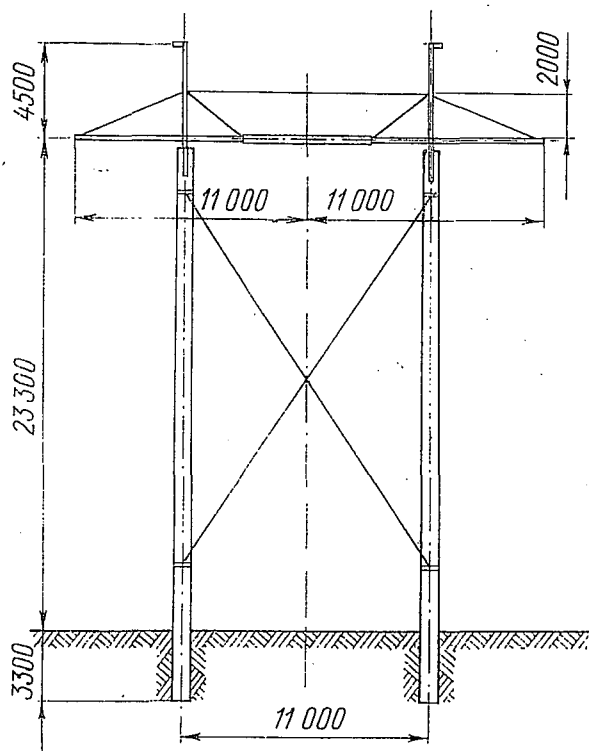


Рис. 8-20. Промежуточная порталная железобетонная опора ВЛ 500 кВ

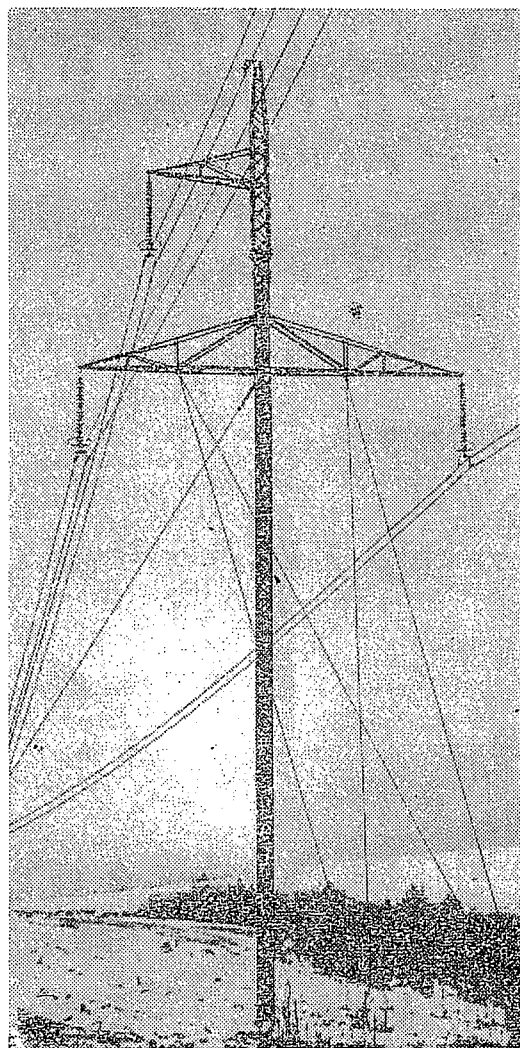


Рис. 8-21. Промежуточная одностоечная железобетонная опора ВЛ 330 кВ

Благодаря указанным преимуществам эта порталная опора, получившая название опоры типа ПВС, в последнее время нашла применение также и на линиях электропередачи 500 кВ (рис. 8-20).

На линиях электропередачи 330 кВ Северо-Запада европейской части Советского Союза применялись одностоечные железобетонные опоры с расщепленными оттяжками. Такая опора показана на рис. 8-21.

Для порталных опор типа ПВС и одностоечных опор используются цилиндрические стойки 4-го и 5-го типоразмеров (табл. 8-1).

Армирование стойки стержневой арматурой показано на рис. 8-22, канатной — на рис. 8-23.

Напряженная стержневая арматура выполняется из стали классов А-IV, А-V и А-VI. При выполнении арматуры из этой стали напряжению подвергается, как правило, только часть стержней, число которых выбирается из условия ограничения ширины раскрытия трещин нормативными значениями.

В конических трубах стоек одностоечных свободностоящих опор с линейно возрастающей книзу эпюрой изгибающих момен-

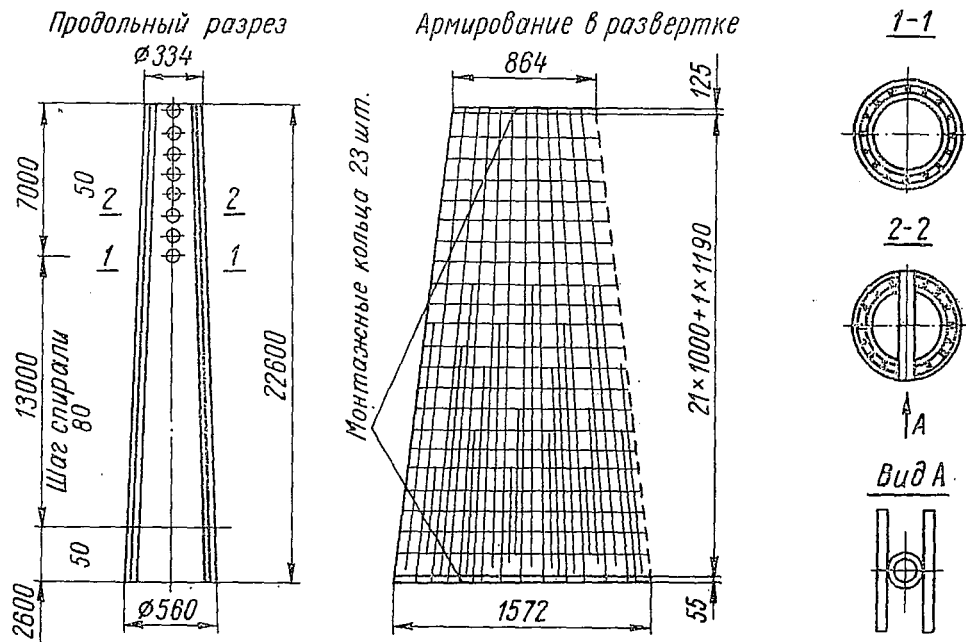


Рис. 8-22. Армирование стойки стержневой арматурой

тов площадь продольной арматуры изменяют по длине трубы в соответствии с эпюрой изгибающих моментов, если это не встречает технологических трудностей. Для изменения площади арматуры по длине трубы применяют стержни разной длины. Концы всех стержней обычно доводят до края широкой части каркаса, иногда часть стержней имеет незначительные осевые смещения. Площадь сечения арматуры в узкой части каркаса уменьшается на отметках, до которых доходят более короткие стержни. В одном сечении должно заканчиваться не менее трех стержней, расположенных в каркасе через 120 дуговых градусов. Этим достигается удовлетворительная равнопрочность части трубы, расположенной за сечением «обрыва» стержней, при любых изменениях плоскости изгиба. «Обрыв» большого числа стержней практически не повышает качественных показателей трубы, приводя к перерасходу арматурной стали.

Продольная арматура из семипроволочных и девятнадцатипроволочных канатов (прядей) выполняется с предварительным напря-

жением всех канатов. Для некоторых стоек в сечение кольца добавляется ненапряженная стержневая арматура, т. е. применяется также смешанное армирование. Применение смешанного армирования при треугольной эпюре изгибающего момента дает экономию напряженной арматуры.

Поперечная арматура стоек выполняется в виде односторонней однозаходной спирали из низкоуглеродистой холоднотянутой проволоки. Наиболее употребительными диаметрами такой проволоки являются 4 и 5 мм. При постоянном крутящем моменте по высоте стойки для сечений с меньшим диаметром требуется более частая спираль, чем для сечений с большим диаметром.

На расположенном в грунте участке стойки, где перерезывающие силы достигают больших значений, предусматривается также более частая спираль.

Монтажные кольца выполняются из круглой стали диаметром 8 или 10 мм. Эти кольца обеспечивают жесткость каркасов со стержневой арматурой, необходимую для намотки спирали, для переноски каркасов и т. п. В каркасах с проволочной арматурой часть колец выполняется с направляющими штырями, служащими для выравнивания прядей. При намотке спирали кольца препятствуют смещению прядей к оси стойки. По концам стоек с проволочной арматурой ставятся дополнительные кольца, предохраняющие концы трубы от разрушения при передаче натяжения арматуры на бетон.

Закладные детали устанавливаются в стойках опор, в которых траверсы крепятся с помощью сквозных болтов. Они выполняются из отрезков трубы или свариваются из двух отрезков равнобоких уголков и крепятся к арматурному каркасу с помощью колец. Эти кольца служат одновременно и для фиксации деталей.

Для стоек анкерных угловых одностоечных опор на оттяжках применяются железобетонные цилиндрические трубы длиной 22,2 м и наружным диаметром 0,56 м. Толщина стенок труб принимается разной в соответствии с расчетом для разных опор, а также в зависимости от вида принятой арматуры. Арматурный каркас этих стоек, так же как и конических стоек одностоечных свободстоящих опор, состоит из продольной арматуры, поперечной арматуры в виде односторонней однозаходной спирали, монтажных колец и закладных деталей (рис. 8-23).

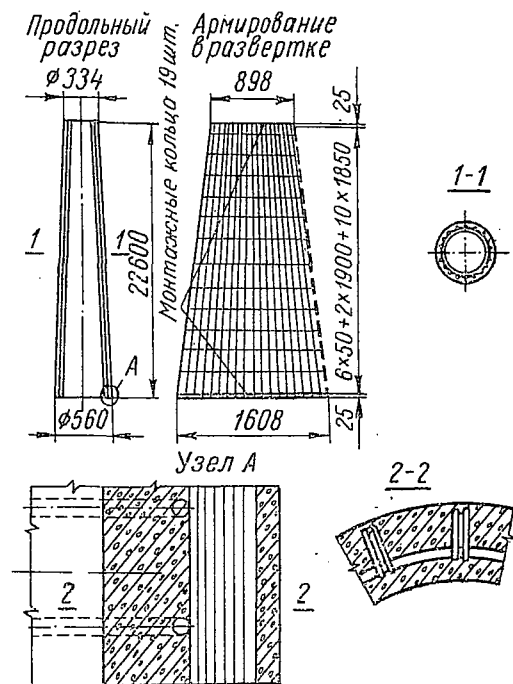


Рис. 8-23. Армирование стойки канатной (прядевой) арматурой



Закладные детали крепятся к арматурному каркасу. Схема закрепления определяется характером и значением передаваемых через эту деталь усилий.

### 8-3. Расчет элементов железобетонных опор

Расчет элементов железобетонных опор, имеющих обычные для строительных элементов сечения, например прямоугольник, двутавр и т. д., должен выполняться в соответствии с указаниями СНиП II-21-75 «Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования».

В настоящем параграфе рассмотрен расчет кольцевого сечения, представляющего собой основное сечение для центрифугированных опор, а также статический расчет железобетонных опор.

Расчет элементов железобетонных опор выполняется по усилиям, полученным из статического расчета. Поскольку для последнего приходится предварительно задаваться размерами элементов, расчет сводится к проверке соответствия назначенных размеров полученным усилиям и к корректировке их, если это необходимо.

В основу расчета железобетонных опор положено два предельных состояния:

- а) по несущей способности (прочности и устойчивости формы);
- б) по пригодности к нормальной эксплуатации (деформациям и трещиностойкости).

Поскольку расчет основного вида железобетонных опор — одно-стоечных — производится по деформированному состоянию, необходимо рассчитывать деформации железобетонных стоек под действием не только нормативной, но и расчетной нагрузки.

Требование расчетов по трещиностойкости распространяется на все несущие элементы железобетонных опор, но ограничивается только сочетаниями нагрузок нормальных режимов работы линии.

Соблюдение требований трещиностойкости предохраняет арматуру железобетонных опор от коррозии и повышает их долговечность. Трещиностойкость обеспечивается путем предварительного напряжения арматуры. Однако целью предварительного напряжения является не только устранение возможности появления трещин для предохранения арматуры.

Для снижения расхода стали в современных железобетонных конструкциях применяется арматура из высокопрочной стали, допускающей значительно большие напряжения, чем обычная строительная сталь.

В свою очередь, увеличение напряжения, приводя к уменьшению площади сечения стали, вызывает большие деформации растяжения арматуры, не соответствующие возможным деформациям сжатия в крайних фибрах бетона. Это приводит к тому, что прочность бетона исчерпывается раньше, чем в арматуре будет достигнуто расчетное сопротивление. Для устранения этого несоответст-

вия арматуру подвергают предварительному напряжению до рекомендуемого значения не ниже  $0,65 R^H$ . При таком предварительном напряжении арматуры указанные соотношения деформативности растянутой арматуры и бетона сжатой зоны будут более благоприятными; при этом используется расчетное сопротивление как арматуры, так и бетона, и прочность армированного сечения становится наибольшей.

Если при предварительном напряжении не возникает трещин под действием заданной нагрузки, то армированное сечение можно рассматривать как однородное, обладающее одинаковым модулем упругости в растянутой и сжатой зонах. При появлении трещин работа арматуры и бетона в сечении изменяется; деформации резко возрастают и становятся нестабильными во времени, увеличиваясь под действием постоянной нагрузки.

Изложенные выше обстоятельства и вызывали необходимость расчета железобетонных опор на трещиностойкость по нагрузкам нормального режима работы линии.

Появление трещин под действием нагрузок аварийного режима допускается, если учесть, что эти нагрузки очень редки и кратковременны. Трещины, возникшие в опорах под действием этих нагрузок, после их снятия закрываются.

В дальнейшем будем рассматривать расчеты железобетонных элементов кольцевого сечения с продольной арматурой, равномерно распределенной по периметру кольцевого сечения.

*Расчет по прочности (устойчивости формы).* Изгибаемые элементы (рис. 8-24) рассчитываются по формуле

$$M^p \leq \frac{1}{\pi} [R_{пр} F_{\sigma} r + F_a (R_a + R_{a.c}) r_a + F_H (R_H + \sigma'_c) r_H] \sin \varphi, \quad (8-1)$$

где

$$\varphi = \frac{(F_a R_a + F_H R_H) \pi}{R_{пр} F_{\sigma} + F_a (R_a + R_{a.c}) + F_H (R_H + \sigma'_c)}. \quad (8-2)$$

При предварительном напряжении арматуры  $\sigma_0 > 2000$  даН/см<sup>2</sup> сечение арматуры должно удовлетворять условию

$$\varphi \leq \frac{F_H + 0,9F_a}{2F_H + 3F_a}.$$

Внецентренно сжатые элементы в зависимости от эксцентриситета приложения силы, степени насыщения сечения продольной арматурой, марки бетона и класса арматуры могут разрушаться вследствие достижения предела прочности или в арматуре растянутой зоны, или в бетоне сжатой зоны.

При больших эксцентриситетах приложения внешней силы или слабом армировании растянутой зоны разрушение происходит так же, как и при изгибе, что соответствует I случаю внецентренного сжатия.

При малых эксцентриситетах или при мощной арматуре разрушается бетон сжатой зоны, что соответствует II случаю внецентренного сжатия.

Расчет внецентренного сжатия, соответствующего I случаю (рис. 8-25), производится по формуле

$$N^p e_0 \leq \frac{1}{\pi} [R_{пр} F_б r + F_a (R_a + R_{a.c}) r_a + F_H (R_H + \sigma'_ч) r_H] \sin \varphi, \quad (8-3)$$

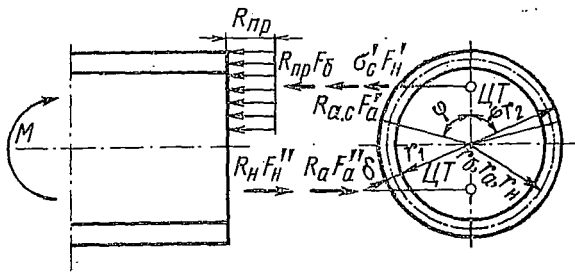


Рис. 8-24. К расчету кольцевого сечения на изгиб

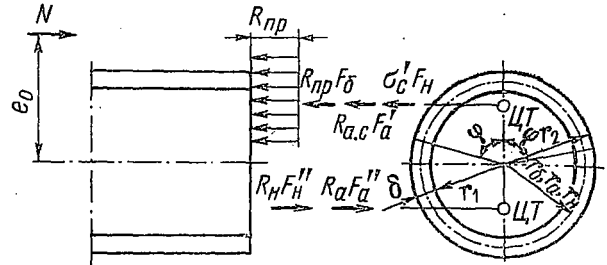


Рис. 8-25. К расчету] кольцевого сечения на внецентренное сжатие. Случай I

где

$$\varphi = \frac{(R_a F_a + R_H F_H + N) \pi}{R_{пр} F_б + F_a (R_a + R_{a.c}) + F_H (R_H + \sigma'_ч)}, \quad (8-4)$$

$$\varphi \leq 0,5\pi.$$

Расчет внецентренного сжатия, соответствующего II случаю (рис. 8-26), выполняется по формуле

$$N^p (e_0 + r_H) \leq r_H [R_{пр} F_б + k_a (F_a R_{a.c} + F_H R_{H.c}) - 1,1 \sigma_0 F_H], \quad (8-5)$$

$$\varphi > 0,5,$$

где коэффициент  $k_a$  следует принимать равным:  $k_a = 2/3$  при  $e_0 \geq r_H$  и  $k_a = 1 - e_0/(3r_H)$  при  $e_0 < r_H$ .

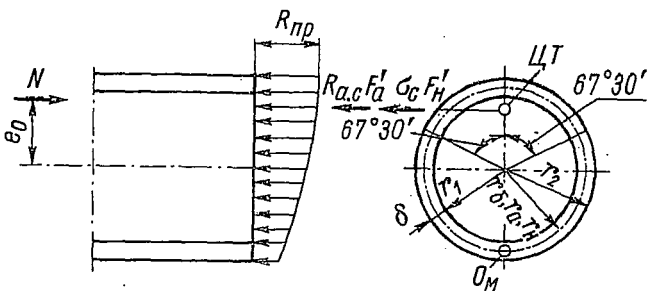


Рис. 8-26. К расчету кольцевого сечения на внецентренное сжатие. Случай II

В формулах (8-1) — (8-5) приняты следующие обозначения:  $F_б$  — площадь сечения бетона, см<sup>2</sup>;  $F_H$  — площадь сечения всей продольной напряженной арматуры, см<sup>2</sup>;  $F_a$  — площадь сечения продольной ненапряженной арматуры, см<sup>2</sup>;  $r = \frac{1}{2} (r_1 + r_2)$ , где  $r_1$  и  $r_2$  — соответственно внутренний и наружный радиусы кольцевого сечения (рис. 8-24 — 8-26), см;  $r_H$  — радиус окружности, проходящей через центры сечения стержней продольной напряжен-

ной арматуры, см;  $r_a$  — то же ненапряженной арматуры, см;  $R_{пр}$  — расчетное сопротивление бетона сжатию при изгибе (призменная прочность), даН/см<sup>2</sup>;  $R_n$  — расчетное сопротивление продольной напряженной арматуры на растяжение, даН/см<sup>2</sup>;  $R_{н.с}$  — то же на сжатие, даН/см<sup>2</sup>;  $R_a$  — расчетное сопротивление ненапряженной арматуры на растяжение, даН/см<sup>2</sup>;  $R_{а.с}$  — то же на сжатие, даН/см<sup>2</sup>;  $\sigma'_c$  — напряжение напряженной арматуры в сжатой зоне бетона, даН/см<sup>2</sup>, принимаемое при  $R_n = 3600$  даН/см<sup>2</sup>;  $\sigma'_c = 4000 - 1,1 \sigma_0$ , где  $\sigma_0$  — предварительное напряжение с учетом потерь, даН/см<sup>2</sup>;  $e_0$  — эксцентриситет приложения продольной силы, см;  $N$  — продольная сила, даН.

Потери напряжения в конструкциях железобетонных центрифугированных стоек обусловлены усадкой бетона, его ползучестью и релаксацией напряжений. В среднем потери предварительного

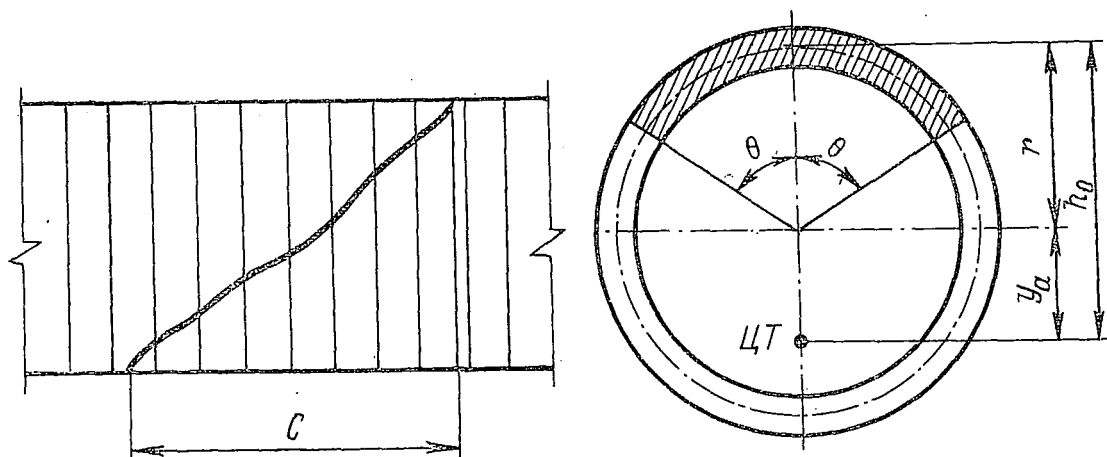


Рис. 8-27. К расчету сечения поперечной арматуры

напряжения в арматуре железобетонных опор, армированных высокопрочной проволокой, при натяжении арматуры на упоры, применяемом в центрифугированных стойках, составляют 2000—2200 даН/см<sup>2</sup>.

При действии на железобетонные элементы поперечных сил, изгибающих или скручивающих их, возникают касательные напряжения, которые вместе с нормальными напряжениями вызывают опасные для бетона главные растягивающие напряжения  $\sigma_{г.р}$ . Если при этом соблюдается неравенство  $\sigma_{г.р} \leq R_p$ , то специальная поперечная арматура устанавливается по конструктивным соображениям; в противном случае она воспринимает растягивающие напряжения и должна быть определена расчетом.

Площадь витков спирали, в виде которой выполняется поперечная арматура центрифугированных стоек железобетонных опор (рис. 8-27), определяется по формуле

$$F_{сQ} = \frac{(Q^P)^2 100}{4Q'_6 R_{ax}}, \quad (8-6)$$

где  $F_{с. Q}$  — площадь поперечного сечения спиральной арматуры на 1 м длины армируемого элемента;

$$Q'_c = 0,3\delta (y_a + r)^2 R_{пр}; \quad (8-7)$$

$$y_a = r \frac{\frac{1}{2}(\pi - \theta) - \frac{1}{2}\sin^2 \theta}{\sin \theta + (\pi - \theta) \cos \theta}; \quad (8-8)$$

$\delta$  — толщина стенки элемента кольцевого сечения.

Параметр  $\theta$  находится из уравнения

$$\operatorname{tg} \theta - \theta = \pi \mu n'_c, \quad (8-9)$$

в котором

$$n'_c = \frac{E_a}{0,85E_c}; \quad \mu = \frac{F_H}{F}.$$

При действии на элемент кольцевого сечения крутящего момента  $M_{кр}^P$  площадь поперечного сечения спиральной арматуры на 1 м длины, необходимая для восприятия главных растягивающих напряжений, определяется по формуле

$$F_{с. м}^P = \frac{M_{кр}^P \cdot 100}{2F_{я}R_{ax}}, \quad (8-10)$$

где  $F_{я} = \pi D_{я}^2/4$  — площадь ядра сечения, ограниченная осью витка спирали диаметром  $D_{я}$ .

В формулах (8-6) и (8-10)  $R_{ax}$  — расчетное сопротивление материала спирали.

Для восприятия крутящего момента однозаходной спиралью требуется кроме поперечной арматуры также и дополнительная продольная арматура, площадь которой в кольцевом сечении определяется по формуле

$$F_{п. м} = \frac{M_{кр} \mu_{я}}{2F_{я}R_a}, \quad (8-11)$$

где  $\mu_{я} = \pi D_{я}$  — периметр ядра сечения, определяемый длиной окружности оси витка спирали.

*Расчет по трещиностойкости (по образованию трещин).* Элементы конструкций железобетонных опор линии электропередачи должны рассчитываться по трещиностойкости на сочетания нормативных нагрузок нормального режима работы ВЛ.

Действующий на элемент кольцевого сечения изгибающий момент, при котором еще не появляются трещины, определяется по формуле

$$M_{тр} \leq \left[ \frac{A_1}{2} f_1(\psi) + 2A_2 f_2(\psi) \right] \delta r^2 R_p, \quad (8-12)$$

где  $\delta$  — толщина стенки элемента кольцевого сечения.

Параметр  $\psi$  находится из уравнения

$$A_1 f_3(\psi) - A_2 f_4(\psi) - \frac{\pi N_0}{F_{\text{пр}} R_{\text{п}}^{\text{н}}} = 0, \quad (8-13)$$

где  $A_1 = 2(1 + \mu n_c)$ ;  $A_2 = 1 + \mu n'_p$ ;  $N_0 = \sigma_{02} F_{\text{н}}$  — усилие предварительного обжатия (натяжения арматуры) с учетом потерь на пружения  $n_c = E_a/E_c$ ;  $n'_p = 2E_a/E_c$ ;  $F_{\text{пр}}$  — приведенная площадь бетонной части элемента кольцевого сечения:

$$F_{\text{пр}} = F_{\text{к}} + (E_a/E_c - 1)(F_{\text{н}} + F_a), \quad (8-14)$$

здесь  $F_{\text{к}}$  — площадь кольца.

Значения тригонометрических функций  $f_1(\psi)$ ;  $f_2(\psi)$ ;  $f_3(\psi)$  и  $f_4(\psi)$  приводятся в специальной литературе [6].

Расчет трещиностойкости внецентренно сжатых элементов кольцевого сечения производится по формуле

$$N_{\text{тр}} e_0 \leq \left[ \frac{A_1}{2} f_1(\psi) + 2A_2 f_2(\psi) \right] \delta r^2 R_{\text{п}}^{\text{н}}. \quad (8-15)$$

При этом параметр  $\psi$  находится из уравнения

$$\frac{r}{4e_0} A_1 f_1(\psi) + \frac{r}{e_0} A_2 f_2(\psi) - A_1 f_3(\psi) + A_2 f_4(\psi) + \frac{\pi N_0}{F_{\text{пр}} R_{\text{п}}^{\text{н}}} = 0. \quad (8-16)$$

#### 8-4. Расчет железобетонных опор

Железобетонные опоры, как известно из изложенного в § 8-2, выполняются в основном в виде свободностоящих одностоечных и порталных конструкций и порталных опор на оттяжках.

Расчет железобетонных порталных опор на оттяжках, по существу, не отличается от расчета стальных порталных опор на оттяжках, за исключением проверки прочности и устойчивости стоек. Расчет порталных опор без ветровых связей сводится к расчету консольной железобетонной стойки, нагруженной поперечными силами. При наличии ветровых поперечных связей в порталной опоре (см. рис. 8-19) расчет также может быть сведен к расчету консольной стойки, но нагруженной дополнительными поперечными силами.

Таким образом, для того чтобы ознакомиться с расчетом свободностоящих железобетонных опор, следует в первую очередь рассмотреть расчет одностоечной опоры.

Одностоечные железобетонные опоры относятся к гибким конструкциям, при расчете которых необходимо учитывать дополнительные изгибающие моменты, возникающие от вертикальных сил на плечах, равных прогибам от горизонтальных сил. Кроме того, расчетом должно быть учтено также увеличение самих прогибов от действия вертикальных сил.

Общее выражение для изгибающего момента, действующего в некотором сечении, будет иметь вид

$$M^P = \sum_1^k M_{Pi}^P + \sum_1^k M_{ei}^P + \sum_1^k V_i^P (y_i^P - y^P) \frac{1}{1 - V_{пр}^P/V_{кр}}. \quad (8-17)$$

В этом выражении  $M_{Pi}^P$  — расчетный момент от горизонтальных сил  $P_i$  в точке  $i$ ;  $M_{ei}^P$  — расчетный момент от неуравновешенных вертикальных сил в точке  $i$  при несимметричном расположении проводов на опоре;  $V_i^P$  — расчетная вертикальная сила в точке  $i$ ;  $V_{пр}^P$  — расчетная вертикальная сила, приведенная к вершине;  $y_x^P$  — прогиб в точке  $i$  от всех сил  $P$  и моментов  $M_e$ ;  $y^P$  — прогиб в точке, соответствующей сечению, от всех сил  $P$  и моментов  $M_e$ ;  $V_{кр}$  — приведенная к вершине критическая сила стойки. При этом предполагается, что точки приложения воздействий  $P$ ,  $M$  и  $V$  находятся на уровне сечения или выше его.

Для определения расчетного изгибающего момента по формуле (8-17) необходимо вычислить прогибы стойки по этапам: до и после появления трещин в изгибаемом элементе в нескольких поперечных сечениях опоры. Таким образом, несмотря на простоту расчетной формулы, практический расчет по ней требует большого объема вычислений. Подробно расчет одностоечной опоры с использованием общего выражения для изгибающего момента (8-17) изложен в работах [6] и [7], здесь мы ограничимся изложением упрощенного расчета с использованием упругих и прочностных характеристик унифицированных железобетонных центрифугированных стоек опор линий электропередачи.

В настоящее время для железобетонных опор разработан ряд центрифугированных железобетонных стоек шести типоразмеров (опалубочных форм), указанных в табл. 8-1. Эти стойки при одинаковых размерах могут иметь различное армирование и отличаться предельными моментами и моментами трещинообразования. Также разработаны и вместе с основными размерами введены в общесоюзный государственный стандарт возможные виды армирования.

Таким образом, проектировщикам линий электропередачи в практической деятельности сейчас нет необходимости разрабатывать новые стойки, а приходится решать две задачи:

а) для принятого на проектируемой линии типа опоры по известным нагрузкам подобрать типоразмер и армирование стандартной стойки;

б) для принятого на конкретной линии типа опоры со стандартной стойкой определить расчетный ветровой пролет.

Рассмотрим приближенные методы расчета, с помощью которых могут быть решены эти задачи.

**Расчет одностоечных опор.** Порядок расчета основан на методах приближенных расчетов железобетонных опор, предложенных к. т. н. А. И. Курносовым и инж. Е. И. Шаповаловой.

Предлагаемый ниже метод расчета разработан для конических центрифугированных стоек типоразмеров 1, 2 и 3 (см. табл. 8-1), но может быть распространен и на другие стойки при наличии соответствующих таблиц прочностных и упругих характеристик этих стоек.

Для подбора типоразмера и армирования стоек по заданным нагрузкам рассмотрим метод последовательных приближений по равнодействующей. Для расчета по этому методу предварительно определяем изгибающий момент в опорном сечении, создаваемый горизонтальными нагрузками  $M_{\Gamma}$ , и момент  $M_e$  от вертикальных нагрузок, приложенных с конструктивными эксцентриситетами (траверсы различной длины, нечетное число траверс и т. д.).

По вычисленным моментам  $M_{\Gamma}$  и  $M_e$  находим суммарный момент от нагрузок на абсолютно жесткую опору:

$$M_{\text{ж}} = M_{\Gamma} + M_e. \quad (8-18)$$

Определяем равнодействующую горизонтальных сил  $Q$ :

$$Q = \sum_1^n P_{\phi i} + \sum_1^m P_{\tau i} + p_k h, \quad (8-19)$$

где  $P_{\phi i}$  — давление ветра на провода фазы и проекцию траверсы;  $P_{\tau i}$  — давление ветра на трос;  $p_k$  — погонная нагрузка от ветра на ствол опоры, принимаемая средней, равномерно распределенной по высоте ствола.

Прогибы ствола опоры под нагрузкой с учетом дополнительных изгибающих моментов от вертикальных сил на прогибах находим методом последовательных приближений.

В качестве первого приближения по табл. 8-2 для стандартных стоек определяем для предельного момента  $M_{\Pi}$  кривизну стойки в опорном сечении  $(1/\rho)_{\Pi}$ . Далее находим высоту  $H_0$  точки приложения равнодействующей горизонтальных сил  $Q$ , принимаемую для первого приближения равной

$$H_0 = M_{\text{ж}}/Q. \quad (8-20)$$

Прогибы стоек на отметках траверс и отметке крепления тросов определяем по формулам:

при  $h_i > H_0$  ( $h_i$  — высота точки, для которой определяется прогиб)

$$f_i = \frac{H_0^2}{3} \left( \frac{1}{\rho} \right)_{\Pi} \left( \frac{3}{2} v_i - \frac{1}{2} \right) + \beta \left( h_i + \frac{2}{3} h_3 \right); \quad (8-21)$$

при  $h_i < H_0$

$$f_i = \frac{h_i^2}{3} \left( \frac{1}{\rho} \right)_{\Pi} \left( \frac{3}{2} - \frac{1}{2} v_i \right) + \beta \left( h_i + \frac{2}{3} h_3 \right), \quad (8-22)$$

где  $v_i = h_i/H_0$ ;  $\beta$  — угол поворота стойки в заделке, измеряемый в радианах;  $h_3$  — глубина заделки.



Расчетные характеристики унифицированных конических железобетонных стоек

Тип арматуры	Шифр стойки	Момент трещинообразования $M_{тр}$ , даН·10 <sup>3</sup> ·м (тс·м)	Предельный изгибающий момент $M_{п}$ , даН·10 <sup>3</sup> ·м (тс·м)	Ширина раскрытия трещин при $M_{п}$ , см	Кривизна $(1/\rho) \cdot 10^4$ , 1/см, при изгибающих моментах	
					трещинообразования $M_{тр}$	предельном $M_{п}$
Сталь класса А-IV	СК1-0	7,65	28,92	0,18	0,08	0,97
	СК2-0	7,65	34,62	0,18	0,07	1,05
	СК4-0,	11,99	47,32	0,18	0,07	0,94
	СК5-0					
	СК6-0	22,07	53,47	0,11	0,11	0,60
	СК7-0	11,61	54,01	0,16	0,06	0,967
Сталь класса А-V	СК1-1	9,89	26,92	0,25	0,11	0,915
	СК2-1	9,72	33,53	0,26	0,09	1,04
	СК3-1	10,87	22,78	0,18	0,13	0,80
	СК4-1,	15,03	47,32	0,27	0,08	0,965
	СК5-1					
	СК6-1	22,53	53,00	0,11	0,11	0,59
	СК7-1	14,49	54,88	0,25	0,07	1,01
Сталь класса А-VI	СК1-2	14,34	26,70	0,25	0,130	0,660
	СК2-2	14,24	34,71	0,29	0,125	1,140
	СК3-2	13,93	20,23	0,11	0,160	0,510
	СК4-2,	20,86	47,00	0,31	0,100	0,900
	СК5-2					
Канатная прядевая классов К-7 и К-19	СК1-пр	17,28	24,37	0,06	0,15	0,519
	СК2-пр	20,74	28,73	0,05	0,17	0,516
	СК3-пр	13,30	22,65	0,24	0,13	0,495
	СК4-пр,	28,03	43,11	0,05	0,13	0,515
	СК5-пр					

На основании полученного расчета прогибов определяем изгибающий момент в заделке стойки:

$$M_{\Sigma} = M_{ж} + \sum G_i f_i, \quad (8-23)$$

где  $G_i$  — вертикальная нагрузка, приложенная на отметке  $h_i$ .

По значению момента  $M_{\Sigma}$  находим новое значение  $H_0 = M_{\Sigma}/Q$ .

Если  $M_{\Sigma}$  превышает момент трещинообразования  $M_{тр}$ , то новое значение кривизны  $1/\rho$  определяем по графикам на рис. 8-28 и 8-29.

Для  $M_{\Sigma} = M_{\text{тр}}$  кривизну  $1/\rho$  принимаем по табл. 8-2, а в случае  $M_{\Sigma} < M_{\text{тр}}$  ее определяем линейной интерполяцией:

$$\left(\frac{1}{\rho}\right) = \left(\frac{1}{\rho}\right)_{\text{тр}} \frac{M_{\Sigma}}{M_{\text{тр}}}, \quad (8-24)$$

где  $(1/\rho)_{\text{тр}}$  — кривизна при  $M = M_{\text{тр}}$ .

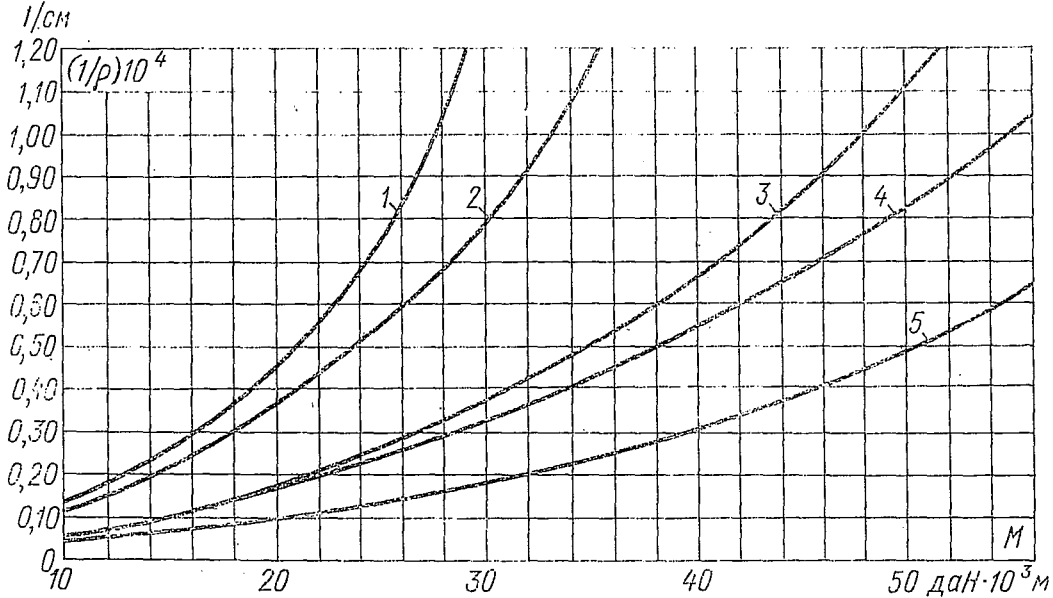


Рис. 8-28. Кривые  $1/\rho = f(M)$  для конических стоек со стержневой арматурой

1 — СК1-0, СК1-1, СК1-2, СК3-1, СК3-2; 2 — СК2-0, СК2-1, СК2-2; 3 — СК4-0, СК4-1, СК4-2, СК5-0, СК5-1, СК5-2; 4 — СК7, СК7-1; 5 — СК6, СК6-1

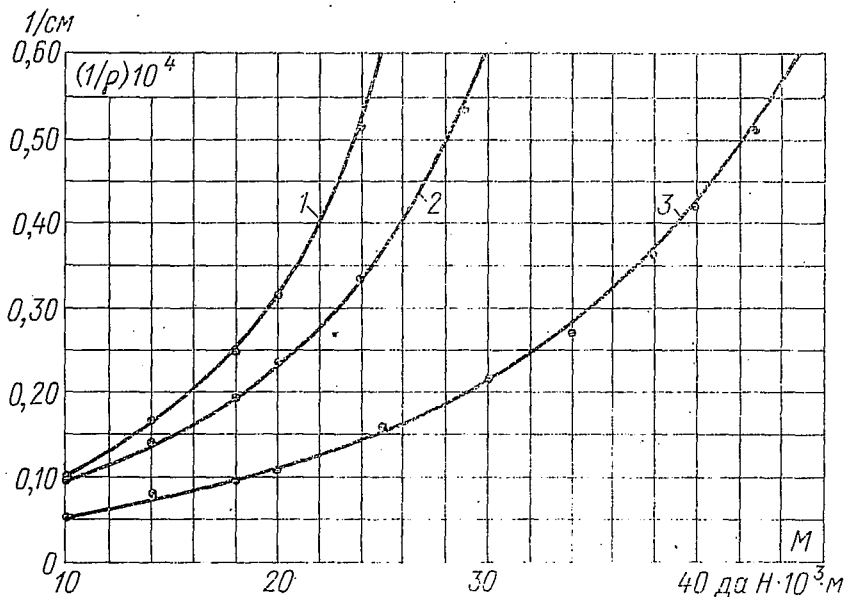


Рис. 8-29. Кривые  $1/\rho = f(M)$  для конических стоек с канатной арматурой

1 — СК1-пр, СК3-пр; 2 — СК2-пр; 3 — СК4-пр, СК5-пр

Новые значения прогибов вычисляем по формулам (8-21) и (8-22), в которые вместо  $(1/\rho)_{\text{п}}$  подставляем значения кривизны  $1/\rho$ , определенные по моменту  $M_{\Sigma}$ , а затем находим новое значение момента  $M_{\Sigma}$ .

Процесс последовательных приближений продолжаем до тех пор, пока абсолютное значение разности  $M_{\Sigma k} - M_{\Sigma k-1}$  не достигнет заданной точности.

Для облегчения расчетов в табл. 8-3 даны усредненные значения погонной нагрузки на стойки опоры при различных скоростных напорах. Промежуточные значения погонной нагрузки определяются линейной интерполяцией.

Таблица 8-3

Средняя распределенная ветровая нагрузка  $p_k$ , даН/м, на унифицированные железобетонные конические стойки

Диаметр стойки, мм	Вид нагрузки	Скоростной напор $q$ , даН/м <sup>2</sup>					
		40	50	56	65	80	100
560	Нормативная	7,9	10,5	11,9	14,3	18,0	24,0
	Расчетная	9,5	12,6	14,4	17,2	21,6	28,8
650	Нормативная	10,5	13,9	16,3	19,3	24,6	32,6
	Расчетная	12,6	16,7	19,5	23,1	29,5	39,2

Для определения расчетного ветрового пролета на конкретной линии электропередачи при заданных типе опоры, типоразмерах и армировании стойки опоры рекомендуется следующий порядок выполнения расчета.

По высоте опоры и марке провода определяем габаритный пролет  $l_{\text{габ}}$ , а также весовой пролет, исходя из конкретных условий на трассе линии электропередачи. По значению весового пролета находим вертикальные нагрузки от проводов и тросов и определяем изгибающий момент  $M_e$  от неуравновешенных вертикальных нагрузок. Используя табл. 8-3, определяем изгибающий момент от давления ветра на конструкцию опоры  $M_{wk}$ , а по данным табл. 8-2 находим предельный момент  $M_{\Pi}$  для стойки опоры. Дальнейший расчет ведем методом последовательных приближений по формуле

$$l_{\text{ветр}} = \frac{M_{\Pi} - (M_e + M_{wk})}{\sum p_{i\Pi} h_{iГ} + \sum p_{iT} h_{iT}}, \quad (8-25)$$

где  $p_{i\Pi}$  — погонная нагрузка от давления ветра на фазу проводов;  $p_{iT}$  — погонная нагрузка от давления ветра на тросы;  $h_{iГ}$  — вы-

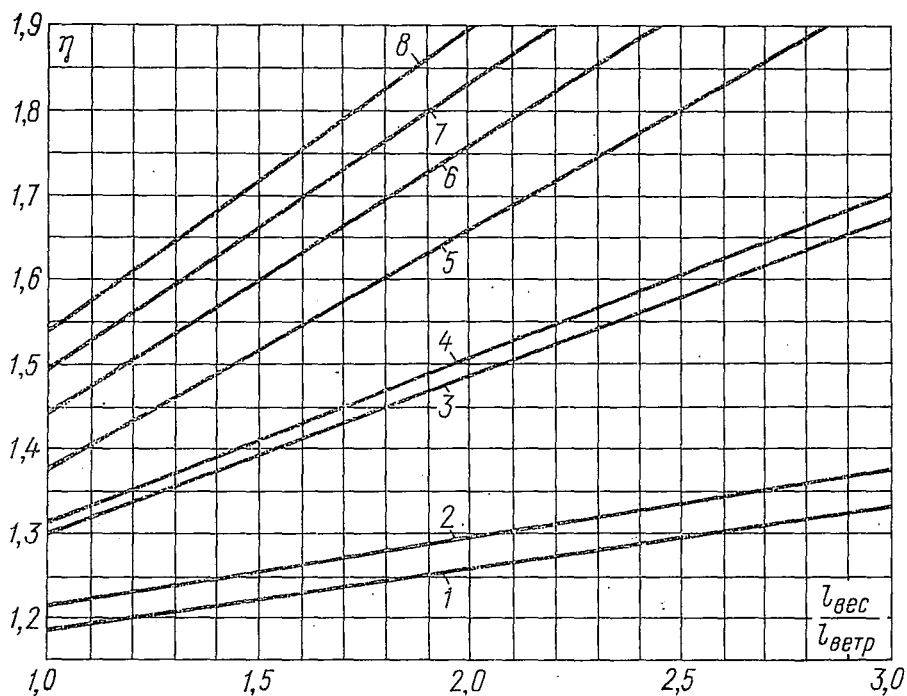


Рис. 8-30. Зависимость  $\eta = f(l_{\text{вес}}/l_{\text{ветр}})$  для конических стоек со стержневой арматурой

1 — для всех опор в I гололедном районе и в остальных районах без гололеда, кроме двухцепных опор с проводами АС 150/24 и большего сечения; 2 — то же для двухцепных опор с проводами АС 150/24 и большего сечения; 3 — для всех опор во II гололедном районе при гололеде, кроме двухцепных опор с проводами АС 150/24 и большего сечения; 4 — для двухцепных опор с проводами АС 150/24 и большего сечения во II гололедном районе при гололеде; 5 — для всех опор в III гололедном районе при гололеде; 6 — для всех опор в IV гололедном районе при гололеде; 7 — для всех опор в особом гололедном районе при  $s = 25$  мм; 8 — для всех опор в особом гололедном районе при  $s = 30$  мм

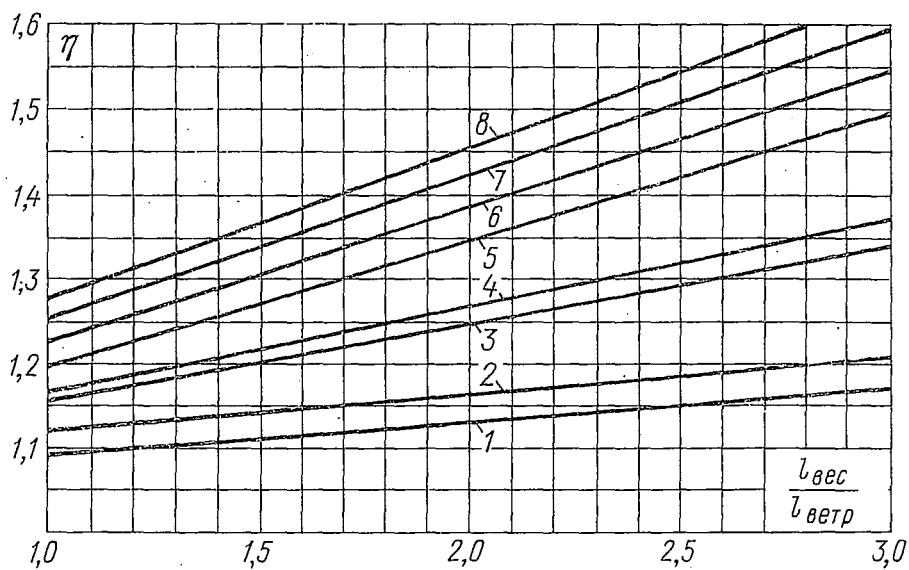


Рис. 8-31. Зависимость  $\eta = f(l_{\text{вес}}/l_{\text{ветр}})$  для конических стоек с прядевой арматурой

Кривые 1—8 — то же, что на рис. 8-30

сота крепления гирлянды фазы;  $h_{i_T}$  — высота крепления троса;  $\eta$  — коэффициент, представляющий собой отношение суммарного изгибающего момента от всех нагрузок, в том числе и от вертикальных на прогибах ствола, к моменту от тех же нагрузок на абсолютно жесткую опору, прогибы которой равны нулю.

Коэффициент  $\eta$  в функции отношения весового пролета  $l_{вес}$  к ветровому  $l_{ветр}$  представлен в виде кривых на рис. 8-30 и 8-31.

В качестве первого приближения ветровой пролет принимаем равным габаритному и коэффициент  $\eta$  определяем для отношения  $l_{вес}/l_{габ}$ . Получив по формуле (8-25) значение ветрового пролета, уточняем значение  $\eta$  для второго приближения и вновь определяем ветровой пролет. Расчет продолжаем по заданной точности, определяемой разностью значений ветрового пролета последнего и предпоследнего приближений.

Расчет portalной свободностоящей опоры. Рассмотрим порядок расчета portalной свободностоящей промежуточной опоры

линии 330 кВ, расчетная схема которой дана на рис. 8-32.

Опора выполняется с железобетонными стойками из труб постоянного сечения по высоте (цилиндрические стойки типа СЦ), с металлической траверсой и двумя перекрестными ветровыми связями, повышающими боковую устойчивость опоры.

В нормальном режиме работы линии при действии на опору горизонтальных поперечных сил в связях возникают усилия; так как связи гибкие, то при заданном направлении горизонтальных сил усилие может возникнуть только в одной — растягиваемой — связи.

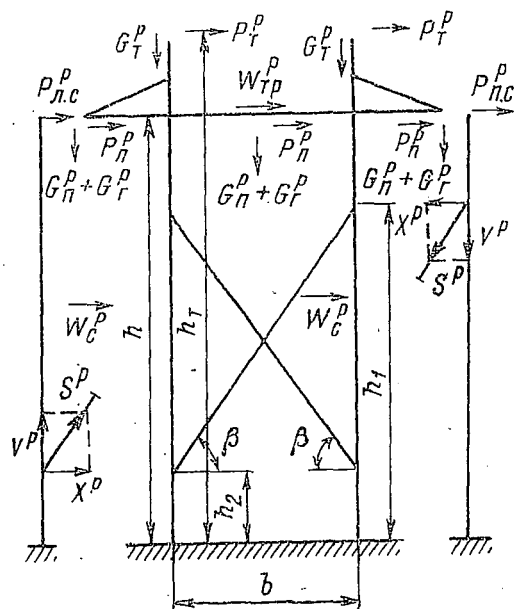


Рис. 8-32. Расчетная схема промежуточной опоры 330 кВ

Усилие в связи  $S^P$  для portalной опоры со стойками, имеющими постоянный момент инерции, определяется по формуле

$$S^P = \frac{2P_{пр}^P}{\cos \beta} \frac{(3-k)}{8k - k^2(3-k)^2}, \quad (8-26)$$

где  $k = h_1/h$ .

Формула (8-26) применима, если нижний конец связи крепится к стойке не выше 3 м от уровня земли ( $h_1 \leq 3$ ) при стандартном размере стоек.

Горизонтальная сила  $P_{пр}^P$  — приведенная к оси траверсы горизонтальная расчетная нагрузка от действия ветра на про-

вода ( $P_n^p$ ), тросы ( $P_T^p$ ) и конструкцию опоры — определяется из выражения

$$P_{np}^p = 2P_T^p \frac{h_T}{h} + 3P_n^p + W_{тр}^p + W_c^p,$$

где  $W_{тр}^p$  — расчетное давление ветра на траверсу с тросостойками;  
 $W_c^p$  — расчетное давление ветра на одну стойку опоры.

Горизонтальная сила  $X^p$ , действующая на правую и левую стойки на высоте соответственно  $h_1$  и  $h_2$ , равна

$$X^p = 2P_{np}^p \frac{3-k}{8k-k^2(3-k)^2}. \quad (8-27)$$

Горизонтальная сила, действующая на правую стойку на уровне траверсы,

$$P_{п.с}^p = \frac{P_{np}^p}{2} \frac{8k}{8k-k^2(3-k)^2}. \quad (8-28)$$

Горизонтальная сила, действующая на левую стойку на уровне траверсы

$$P_{л.с}^p = \frac{P_{np}^p}{2} \frac{8k-2k^2(3-k)^2}{8k-k^2(3-k)^2}. \quad (8-29)$$

Осевое усилие вдоль стоек от силы  $S^p$

$$V^p = 2P_{np}^p \operatorname{tg} \beta \frac{3-k}{8k-k^2(3-k)^2}. \quad (8-30)$$

Расчет каждой стойки производится на действие горизонтальных сил  $X^p$  и соответственно  $P_{п.с}^p$  и  $P_{л.с}^p$  совместно с осевыми силами  $V^p$  и  $G^p$ , где  $G^p$  — расчетный вес, приходящийся на стойку. Вследствие жесткости опоры с ветровыми связями учета дополнительных моментов от вертикальных сил на прогибах не требуется. Расчетные характеристики цилиндрических унифицированных стоек даны в табл. 8-4.

При обрыве крайней фазы проводов в аварийном режиме работы линии электропередачи порталная опора испытывает кручение; при этом горизонтальные силы, действующие на стойки, распределяются не так, как реакции консольной балки на жестких опорах. С учетом соотношения жесткостей стоек и траверсы, а также поддерживающего действия троса продольная горизонтальная сила, действующая на ближайшую к оборванной фазе стойку, принимается равной

$$R_c^p = 1,25T_{ф}^p, \quad (8-31)$$

где  $T_{ф}^p$  — расчетное тяжение проводов фазы при одностороннем обрыве.

Расчетные характеристики унифицированных цилиндрических железобетонных стоек для опор ВЛ

Шифр стойки	Предельный изгибающий момент $M_p$ , даН·10 <sup>3</sup> ·м (тс·м)	Момент трещинообразования $M_{тр}$ , даН·10 <sup>3</sup> ·м (тс·м)	Шифр стойки	Предельный изгибающий момент $M_p$ , даН·10 <sup>3</sup> ·м (тс·м)	Момент трещинообразования $M_{тр}$ , даН·10 <sup>3</sup> ·м (тс·м)
СЦ1-0	27,19	11,04	Б30-1	30,76	15,75
СЦ1-1	33,01	14,52	Б30-2	33,70	18,97
СЦ1-пр	29,01	19,88	Б36-0	40,29	11,99
СЦ2-0	30,18	10,85	Б36-1	36,98	15,10
СЦ2-1	30,18	10,85	Б36-2	35,88	18,02
СЦ5-0	46,40	10,35	Б37-0	41,13	11,97
СЦ5-1	46,40	11,50	Б37-1	36,98	15,10

Так как стойки опоры при обрыве поддерживаются тросом, то расчет стойки по деформированной схеме в данном случае не производится, и стойки рассчитываются на изгиб от силы  $R_c^p$  как консольная балка. Расчетный изгибающий момент при этом будет равен

$$M^p = R_c^p h. \quad (8-32)$$

О расчете порталных железобетонных опор на оттяжках. Статический расчет железобетонных опор на оттяжках выполняется так же, как и расчет стальных порталных опор (см. § 7-7, а также пример 7-2). Ветровые нагрузки на опору вычисляются с аэродинамическим коэффициентом, соответствующим круглому сечению железобетонных труб, стоек и траверсы, определяемым по СНиП II-6-74 «Нагрузки и воздействия».

Соотношение между давлениями ветра вдоль и поперек траверсы принимается таким же, как и для траверс стальных опор (см. пример 7-2).

Крутящий момент, действующий на траверсу, вычисляется по формуле (7-60); при этом угол поворота стойки  $\psi_{н.с}^*$  и угол закручивания траверсы  $\psi_{\frac{1}{2} \text{ к. тр}}$  от действия единичных моментов определяются по формулам:

$$\psi_{н.с} = \frac{l_c}{3B_1}, \quad (8-33)$$

где

$$B_1 = E_c J_c; \quad J_c = \frac{1}{8} \pi \delta_c D_c^3;$$

$$\psi_{\frac{1}{2} \text{ к. тр}} = \frac{l_{тр}}{2GJ_p}, \quad (8-34)$$

где  $G$  — модуль сдвига напряженного армированного железобетона:

$$G = 0,45E_с; \quad (8-35)$$

$J_p$  — полярный момент инерции, равный для трубчатого сечения

$$J_p = 2J_c = \frac{1}{4} \pi \delta_c D_c^3. \quad (8-36)$$

Изгибающий момент, возникающий под действием поперечных сил от ветра на стойку и ее собственного веса (стойка наклонена и ось ее составляет с горизонталью угол  $\beta_0$ ); вычисляется по формуле

$$M^p = \frac{\omega^p l_c^2}{8} + \frac{N^p (f_c^p + f_p^p)}{1 - N^p/N_{кр}}, \quad (8-37)$$

где  $f_c$  — прогиб наиболее сжатой стойки от действия поперечных сил, определяемый из выражения

$$f_c = \frac{5}{384} \frac{\omega^p l_c^4}{EJ_c};$$

$\omega^p$  — поперечная нагрузка на стойку, определяемая из выражения

$$\omega^p = \frac{\sin \beta_0}{H} (W_c^p - G_c^p \cos \beta_0);$$

$\beta_0$  — угол наклона стойки опоры к горизонту;  $f_p$  — производственный прогиб, который можно принимать равным  $1/400$  длины стойки.

Сжатая стойка должна быть проверена на действие постоянной сжимающей силы по формуле

$$N_k + \frac{N_{дл}}{m_{дл}} \leq \varphi (R_{пр} F + \sigma'_c F_n), \quad (8-38)$$

где  $N_k$  — осевое усилие от кратковременных нагрузок;  $N_{дл}$  — осевое усилие от длительно действующих нагрузок;  $m_{дл}$  и  $\varphi$  — коэффициенты, учитывающие влияние длительного действия нагрузок и продольного изгиба на несущую способность гибкого сжатого элемента и принимаемые по табл. 8-5, в которой  $l_0$  — расчетная длина элемента;  $\rho$  — наименьший радиус инерции сечения.

Таблица составлена для элементов из тяжелого бетона, из которого изготавливаются опоры линий электропередачи.

Расчет опор рассмотрим на примерах.

**Пример 8-1.** Рассчитать промежуточную одноцепную одностоечную свободную опору линии электропередачи шифра ПБ110-1 с проводами марки АС 150/24 и грозозащитным тросом марки ТК-50.

Расчетные климатические условия: II район гололедности ( $c = 10$  мм) и III ветровой район; скоростной напор с повторяемостью 1 раз в 10 лет составляет  $50 \text{ даН/м}^2$ , низшая температура  $t_{\text{мин}} = -40^\circ \text{C}$ .



Таблица 8-5

Значения коэффициентов  $m_{дл}$  и  $\varphi$ 

$l_0/\rho$	$m_{дл}$	$\varphi$	$l_0/\rho$	$m_{дл}$	$\varphi$
$\leq 28$	1	1	90	0,70	0,68
35	1	0,98	97	0,67	0,64
42	0,96	0,96	104	0,63	0,59
48	0,93	0,93	111	0,59	0,54
55	0,89	0,89	118	0,55	0,49
62	0,85	0,85	125	0,52	0,44
69	0,81	0,81	132	0,48	0,24
76	0,78	0,77	139	0,45	0,21
83	0,74	0,73			

Расчетный эскиз опоры — см. рис. 8-6. Высота опоры до нижней траверсы 14,5 м; в соответствии с данными расчета провода АС 150/24 габаритный пролет  $l_{габ} = 300$  м. Ветровой пролет  $l_{ветр} = 325$  м, весовой пролет  $l_{вес} = 355$  м.

Расчетные нагрузки на опору от проводов и тросов даны в табл. 8-6.

Таблица 8-6

## Расчетные нагрузки на опору, даны

Наименование нагрузки	Обозначение	Нормальный режим. Ветер без гололеда	Нормальный режим. Ветер с гололедом	Аварийный режим. Обрыв крайнего провода
Вес провода	$G_{п}^p$	240	240	240
Вес гололеда на проводе	—	—	540	540
Вес провода с гололедом	$G_{п}^p$	—	780	780
Вес гирлянды	$G_{г}^p$	45	45	45
Вес троса	$G_{т}^p$	160	160	160
Вес гололеда на тросе	—	—	380	380
Вес троса с гололедом	$G_{т}^p$	—	540	540
Ветровая нагрузка на провод	$P_{п}^p$	308	240	—
Ветровая нагрузка на трос	$P_{т}^p$	166	194	—
Тяжение при обрыве провода	$T_{п}^p$	—	—	650
Тяжение при обрыве троса	$T_{т}^p$	—	—	850

Для опоры применяется коническая стойка с диаметром в комле 560 мм и длиной 22,6 м.

Усредненную распределительную ветровую нагрузку принимаем по табл. 8-3.

Находим суммарный изгибающий момент, действующий на абсолютно жесткую опору относительно опорного сечения ствола.

Режим I. Ветер без гололеда:

$$M_{rI} = 308 \cdot 2 \cdot 14,5 + 308 \cdot 17,5 + 166 \cdot 19,6 + \frac{1}{2} 12,6 \cdot 22,6^2 = 8932 +$$

$$+ 5390 + 3254 + 3218 = 20794 \text{ даН} \cdot \text{м} = 20,79 \text{ даН} \cdot 10^3 \cdot \text{м} \text{ (тс} \cdot \text{м)};$$

$$M_{eI} = (240 + 45) 3,5 = 997,5 \text{ даН} \cdot \text{м} = 1,00 \text{ даН} \cdot 10^3 \cdot \text{м};$$

$$M_{жI} = 20,79 + 1,00 = 21,79 \text{ даН} \cdot 10^3 \cdot \text{м};$$

$$Q_I = 3 \cdot 308 + 166 + 12,6 \cdot 22,6 = 924 + 166 + 285 = 1375 \text{ даН} = 1,38 \text{ даН} \cdot 10^3;$$

$$H_{0I} = 21,79 / 1,38 = 15,78 \text{ м.}$$

Режим II. Ветер с гололедом:

$$M_{rII} = 240 \cdot 2 \cdot 14,5 + 240 \cdot 17,5 + 194 \cdot 19,6 + 0,25 \frac{1}{2} 12,6 \cdot 22,6^2 = 6960 +$$

$$+ 4200 + 3764 + 804,5 = 15728 \text{ даН} \cdot \text{м} = 15,73 \text{ даН} \cdot 10^3 \cdot \text{м};$$

$$M_{eII} = (780 + 45) 3,5 = 2887,5 \text{ даН} \cdot \text{м} = 2,89 \text{ даН} \cdot 10^3 \cdot \text{м};$$

$$M_{жII} = 15,73 + 2,89 = 18,62 \text{ даН} \cdot 10^3 \cdot \text{м};$$

$$Q_{II} = 3 \cdot 240 + 194 + \frac{1}{4} 285 = 720 + 194 + 71 = 985 \text{ даН} = 0,99 \text{ даН} \cdot 10^3;$$

$$H_{0II} = 18,62 / 0,99 = 18,80 \text{ м.}$$

Для опоры по значению изгибающих моментов подходит стойка шифра СК-1. Принимаем стойку шифра СК1-1, армированную сталью класса А-V.

В качестве первого приближения для определения прогибов принимаем кривизну в опорном сечении, указанную в табл. 8-2 для момента  $M_{II}$ :

$$(1/\rho)_{II} = 0,915 \cdot 10^{-4} \text{ 1/см.}$$

Определяем прогибы стойки в местах приложения горизонтальных сосредоточенных нагрузок и в центре тяжести надземной части опоры.

Вес надземной части ствола 3800 даН, отметка центра тяжести надземной части ствола 8,5 м.

Угол поворота стойки в заделке  $\beta = 0,01$  рад. Глубина заделки  $h_2 = 3,0$  м.

Режим I;  $H_0 = 15,78$  м.

Прогиб вершины стойки на отметке 19,6 м ( $h_1 > H_0$ ):

$$v_1 = 19,6 / 15,78 = 1,2;$$

$$f_1 = \frac{1578^2}{3} 0,915 \cdot 10^{-4} \left( \frac{3}{2} 1,24 - \frac{1}{2} \right) +$$

$$+ 0,01 \left( 1960 + \frac{2}{3} 300 \right) = 75,5 (1,86 - 0,500) + 21,60 \approx 125 \text{ см.}$$

Прогиб в точке крепления верхнего провода на отметке 17,5 м ( $h_2 > H_0$ ):

$$v_2 = 17,5 / 15,78 = 1,11;$$

$$f_2 = \frac{1578^2}{3} 0,915 \cdot 10^{-4} \left( \frac{3}{2} 1,11 - \frac{1}{2} \right) +$$

$$+ 0,01 \left( 1750 + \frac{2}{3} 300 \right) = 75,5 (1,650 - 0,500) + 19,50 = 88,6 + 19,5 = 108 \text{ см.}$$

Прогиб в точке крепления нижних проводов на отметке 14,5 м ( $h_3 < H_0$ ):

$$v_3 = 14,5/15,78 = 0,91;$$

$$f_3 = \frac{1450^2}{3} 0,915 \cdot 10^{-4} \left( \frac{3}{2} - \frac{1}{2} 0,91 \right) + \\ + 0,01 \left( 1450 + \frac{2}{3} 300 \right) = 64 (1,500 - 0,455) + 16,5 = 66,88 + 16,5 = 83 \text{ см.}$$

Прогиб в центре тяжести надземной части стойки на отметке 8,5 м ( $h_{ц.т} < H_0$ ):

$$v_{ц.т} = 8,50/15,78 = 0,54;$$

$$f_{ц.т} = \frac{850^2}{3} 0,915 \cdot 10^{-4} \left( \frac{3}{2} - \frac{1}{2} 0,540 \right) + \\ + 0,01 \left( 850 + \frac{2}{3} 300 \right) = 22 (1,5 - 0,270) + 10,5 = 27,1 + 10,5 = 38 \text{ см.}$$

Режим II;  $H_0 = 18,64$  м:

$$h_1 = 19,6 \text{ м} > H_0; \quad v_1 = 19,6/18,80 = 1,04;$$

$$f_1 = \frac{1864^2}{3} 0,915 \cdot 10^{-4} \left( \frac{3}{2} 1,04 - \frac{1}{2} \right) + 21,6 = 106 (1,56 - 0,5) + 21,6 = \\ = 112,4 + 21,6 = 134 \text{ см;}$$

$$h_2 = 17,5 \text{ м} < H_0; \quad v_2 = 17,5/18,80 = 0,93;$$

$$f_2 = \frac{1750^2}{3} 0,915 \cdot 10^{-4} \left( \frac{3}{2} - \frac{1}{2} 0,93 \right) + 19,5 = 93 (1,50 - 0,47) + \\ + 19,5 = 96 + 19,5 \approx 116 \text{ см;}$$

$$h_3 = 14,5 \text{ м} < H_0; \quad v_3 = 14,5/18,80 = 0,77;$$

$$f_3 = \frac{1450^2}{3} 0,915 \cdot 10^{-4} \left( \frac{3}{2} - \frac{1}{2} 0,77 \right) + 16,5 = 64 (1,500 - 1,390) + \\ + 16,5 = 70,5 + 16,5 = 87 \text{ см;}$$

$$h_{ц.т} = 8,5 \text{ м} < H_0; \quad v_{ц.т} = 8,50/18,80 = 0,45;$$

$$f_{ц.т} = \frac{850^2}{3} 0,915 \cdot 10^{-4} \left( \frac{3}{2} - \frac{1}{2} 0,45 \right) + 10,5 = 22 (1,500 - 0,225) + \\ + 10,5 = 28 + 10,5 \approx 39 \text{ см.}$$

Определяем изгибающие моменты от вертикальных сил на прогибах.

Режим I:

$$M_f = \sum G_i f_i = 160 \cdot 1,25 + 285 \cdot 1,08 + 2 \cdot 285 \cdot 0,83 + 3800 \cdot 0,38 = \\ = 200 + 307,8 + 473,1 + 1444 = 2224,9 \text{ даН} \cdot \text{м} \approx 2,2 \text{ даН} \cdot 10^3 \cdot \text{м} \text{ (тс} \cdot \text{м)};$$

$$M_{\Sigma} = M_{ж} + M_f = 21,79 + 2,2 \approx 24 \text{ даН} \cdot 10^3 \cdot \text{м} < M_{II} = 26,70 \text{ даН} \cdot 10^3 \cdot \text{м.}$$

Режим II:

$$M_f = \sum G_i f_i = 540 \cdot 1,34 + 825 \cdot 1,16 + 2 \cdot 825 \cdot 0,87 + 3800 \cdot 0,39 = \\ = 725 + 957 + 1437 + 1482 = 4600 \text{ даН} \cdot \text{м} = 4,60 \text{ даН} \cdot 10^3 \cdot \text{м;}$$

$$M_{\Sigma} = 18,62 + 4,60 = 23,22 \text{ даН} \cdot 10^3 \cdot \text{м} < M_{II} = 26,70 \text{ даН} \cdot 10^3 \cdot \text{м.}$$

При дальнейшем уточнении расчета кривизна  $1/\rho$  должна быть принята по кривой 1 рис. 8-28; для момента 23—24 даН·10<sup>3</sup>·м она равна  $0,69 \cdot 10^{-4}$ , т. е. меньше принятой в расчете. Так как при новом значении кривизны прогибы несколько уменьшатся, то фактический изгибающий момент в обоих режимах будет также несколько меньше полученного в первом приближении, результаты которого поэтому можно считать окончательными. Результаты расчета сводим в табл. 8-7.

Таблица 8-7

Усилия в опорном сечении

Наименование усилий	Режим I, $q^H=50$ даН/м <sup>2</sup> , $c=30$ мм, $t=-5^\circ\text{C}$	Режим II, $q^H=12,5$ даН/м <sup>2</sup> , $c=10$ мм, $t=-5^\circ\text{C}$
Изгибающий момент $M$ , даН·10 <sup>3</sup> ·м (тс·м)	24,0	23,23
Нормальная сила $G$ , даН·10 <sup>3</sup>	4,82	6,82
Поперечная сила $G$ , даН·10 <sup>3</sup>	1,38	0,99

**Пример 8-2.** Для заданного типа одностоечной промежуточной свободностоящей опоры определить расчетный пролет.

Расчетные условия: промежуточная двухцепная унифицированная опора ПБ 110-8 со стойкой СК4-пр, провод АС 150/24, трос ТК-50; II район гололедности, скоростной напор  $q^H = 50$  даН/м<sup>2</sup>; расчетный эскиз опоры — см. рис. 8-7; габаритный пролет, соответствующий высоте опоры,  $l_{\text{габ}} = 285$  м. Предварительно принимаем весовой пролет равным  $l_{\text{вес}} = 1,25l_{\text{габ}} = 1,25 \cdot 285 = 356$  м. Расчетный режим — режим I.

Так как двухцепная опора имеет симметричное относительно оси стойки расположение проводов, то момент от эксцентриситета весовых нагрузок  $M_e^p$  равен нулю.

Момент от давления ветра на опору определяем, пользуясь усредненным давлением на стойку СК4 (см. табл. 8-3):

$$M_{\text{вк}} = 16,7 \frac{(26,0 - 3,3)^2}{2} = 4302,6 \text{ даН} \cdot \text{м} = 4,30 \text{ даН} \cdot 10^3 \cdot \text{м} \text{ (тс} \cdot \text{м)}.$$

Предельный изгибающий момент для стойки СК4-пр (см. табл. 8-2)

$$M_{\text{п}} = 43,11 \text{ даН} \cdot 10^3 \cdot \text{м}.$$

Ветровой пролет определяем методом последовательных приближений по формуле (8-25).

Для рассматриваемого случая: высота крепления гирлянд нижних проводов  $h_{1п} = 14,5$  м; то же средних проводов  $h_{2п} = 17,5$  м; то же верхних проводов  $h_{3п} = 20,5$  м; погонная нагрузка на провода  $p_{\text{п}}^p = 0,96$  даН/м; погонная нагрузка на трос  $p_{\text{т}}^п = 0,58$  даН/м; высота крепления троса  $h_{\text{т}} = 24,5$  м.

Для первого приближения принимаем  $l_{\text{ветр}} = l_{\text{габ}}$ , в этом случае отношение пролетов будет равно 1,25 и коэффициент  $\eta = 1,13$  (рис. 8-31, кривая 2).

Подставляя числовые значения в формулу 8-25, получаем

$$l_{\text{ветр}} = \frac{\left[ \frac{43,11}{1,13} - (0 + 4,3) \right] 10^3}{0,96 (2 \cdot 14,5 + 2 \cdot 17,5 + 2 \cdot 20,5) + 0,58 \cdot 1 \cdot 24,5} =$$

$$= \frac{[38,30 - 4,30] 10^3}{100,8 + 14,2} = \frac{34 \cdot 10^3}{115,0} = 296 \text{ м.}$$

Для второго приближения отношение пролетов равно  $356/296 = 1,202$  и  $\eta = 1,125$ , откуда

$$l_{\text{ветр}} = \frac{[38,15 - 4,30] 10^3}{115,0} = \frac{33,85 \cdot 10^3}{115,0} = 295 \text{ м.}$$

Дальнейшего уточнения значения пролета, как видно по результатам двух приближений, не требуется.

## ГЛАВА IX

# ФУНДАМЕНТЫ И РАСЧЕТ ЗАКРЕПЛЕНИЯ ОПОР В ГРУНТЕ

### 9-1. Общие сведения. Задачи и метод расчета

В понятие закрепление опор в грунте входит совокупность инженерных мероприятий по выбору конструкции подземной части опор, обеспечивающей требуемую надежность их работы в процессе эксплуатации линии.

В зависимости от конструкции опоры ее закрепление может быть выполнено по-разному: пространственные стальные опоры башенного типа закрепляются с помощью железобетонных подножников или бетонных блоков, опоры на оттяжках — с помощью железобетонных подножников и анкерных плит, свободностоящие металлические узкобазые и железобетонные опоры — путем непосредственной заделки нижней части в грунт. Используя общепринятую терминологию, подземную часть опоры независимо от указанных конструктивных разновидностей будем называть фундаментом, а область грунта, воспринимающую давление от фундамента, — основанием.

Основание, грунт которого используется в естественном состоянии, называется естественным. Если для повышения несущей способности производится уплотнение или упрочение основания каким-либо из существующих способов, то оно называется

искусственным. Основаниями фундаментов опор линий электропередачи в большинстве случаев служат грунты в естественном состоянии.

В зависимости от схемы закрепления давление может передаваться фундаментом или на грунт, который не претерпел изменений в процессе работ и, следовательно, сохранил свои естественные качества, или на грунт, свойства которого существенно изменились по сравнению с начальными (например, грунт обратной засыпки котлованов). Поэтому при расчете оснований фундаментов опор линий электропередачи необходимо рассматривать грунты с ненарушенной и нарушенной структурой.

Расстояние от подошвы фундамента до поверхности грунта в месте его установки называется глубиной заложения фундамента. Глубина заложения определяется расчетом, наименьшее ее значение ограничивается экономическими соображениями, а также условиями промерзания в соответствии с требованиями норм [17, 18].

В настоящей главе изложены способы расчета фундаментов в обычных песчаных и глинистых грунтах. Вопросы проектирования и расчета оснований фундаментов в просадочных грунтах в районах вечной мерзлоты и районах, подверженных землетрясениям, являющиеся темой специальных исследований, в этом учебнике не рассматриваются.

Проектированию фундаментов опор линий электропередачи предшествуют геологические и гидрогеологические изыскания трассы, в результате которых должны быть установлены физические и механические характеристики грунтов, используемых в качестве основания.

Расчет закрепления опор в грунте является наиболее сложным вопросом проектирования инженерных конструкций линий электропередачи. Сложность его обусловлена прежде всего тем, что линия электропередачи, будучи сооружением большой протяженности, проходит в многообразных геологических условиях, определить которые достаточно точно для каждой опоры фактически не представляется возможным. На первых линиях электропередачи, когда для опор применялись массивные блоки, бетонируемые на месте, отклонения физико-механических свойств грунта от принятых при расчете мало сказывались на надежности закрепления; кроме того, коэффициенты запаса, принимавшиеся в расчете, были велики и перекрывали возможное снижение прочности заделки фундамента в грунте.

Массивные подножки, применявшиеся для закрепления широкобазых опор башенного типа, собственным весом в большинстве случаев уравнивали расчетные вырывающие усилия от действия нагрузок, соответствующих средним эксплуатационным условиям. Поэтому массивные подножки должны были рассчитываться главным образом на внецентренное сжатие по допускаемому давлению на грунт под подошвой. Так как работа в грунте естест-

венного основания под подошвой фундаментов на сжимающие нагрузки наиболее изучена, при расчете массивных подножников перед проектированием линий электропередачи практически не возникало никаких новых проблем.

Индустриализация строительства линий электропередачи, связанная с развитием энергетики и электрических сетей, вызвала необходимость применения на линиях электропередачи легких железобетонных (а в некоторых особых случаях и металлических) подножников. Поскольку такие подножники уже не могли уравновесить собственным весом вырывающие нагрузки, передающиеся от установленных на них опор, то конструктивно они выполнялись так, чтобы включить в работу сопротивление грунта. В свою очередь, это потребовало разработки способов учета сопротивления грунтовой массы вырыванию. Одностоечные свободностоящие опоры всех видов, общее число которых на линиях составляет 60—70%, удерживаются в рабочем положении реакциями грунта по боковой поверхности фундаментов. Для расчета таких закреплений потребовалось создание специальной методики.

В последнее время в качестве фундаментов опор начали применяться различного рода сваи, которые должны воспринимать как сжимающие, так и вырывающие нагрузки. Работа свай на вырывание была исследована лишь недавно, так как для промышленных и гражданских сооружений сваи, работающие на вырывание, не употреблялись.

Применение свайных фундаментов, работающих на вырывание, вызвало, в свою очередь, необходимость разработки метода их расчета.

Расчет оснований существующих конструкций фундаментов опор линий электропередачи сводится к решению следующих трех задач: а) к расчету оснований грибовидных подножников при действии одной сжимающей силы, приложенной на отметке верха колонны, или совместно с горизонтальной силой; б) к расчету оснований грибовидных подножников и якорных плит для оттяжек при действии нормальной вырывающей силы, приложенной центрально, одиночной или совместно с горизонтальной силой; в) к расчету оснований узких фундаментов на опрокидывание горизонтальными силами и моментами, действующими в вертикальных плоскостях.

По методу предельных состояний расчет оснований фундаментов опор производится по деформациям и устойчивости (несущей способности).

По деформациям рассчитываются основания вдавливаемых и вырываемых фундаментов всех видов а также фундаментов одностоечных опор и узкобазых опор, работающих на опрокидывание. По несущей способности рассчитываются основания вырываемых фундаментов и плит, а также фундаментов одностоечных и узкобазых опор.

Условие расчета оснований по деформациям

$$S \leq S_{\text{п}},$$

где  $S$  — деформация, определенная расчетом;  $S_{\text{н}}$  — предельно допустимая деформация.

При расчете по методу предельных состояний должны проверяться следующие деформации:

а) вертикальные осадки  $\Delta_y$  отдельных блоков фундаментов при действии сжимающих нагрузок;

б) средняя осадка  $\Delta$ ;

в) углы наклона (крена)  $\beta_{\text{ф}}$  отдельных фундаментов под действием нагрузок, вызывающих опрокидывание;

г) углы поворота  $\beta_0$  одностоечных свободностоящих железобетонных опор, определяемые деформациями грунта основания.

Из опыта эксплуатации, а также расчетного анализа работы опор при различных перемещениях фундаментов установлены значения предельных деформаций оснований фундаментов опор линий электропередачи, приведенные в табл. 9-1.

Таблица 9-1

Предельные деформации оснований фундаментов опор под действием нормативных нагрузок

Вид и характеристика опор	Перемещение, см		Угол, рад	
	$\Delta_y$	$\Delta$	$\beta_{\text{ф}}$	$\beta_0$
Промежуточные	$0,003b$	—	$0,0030$	—
Анкерные и угловые	$0,0025b$	—	$0,0025$	—
Специальные	$0,002b$	20	$0,0020$	—
Одностоечные железобетонные	—	—	—	$0,01$

Примечания: 1. Величина  $b$  — база стойки опоры (расстояние между подножниками) в плоскости действия изгибающего момента в метрах. В опорах с оттяжками за величину  $b$  принимается расстояние между осью подножника стойки и вертикальной осью, проходящей через центр якорной плиты оттяжки. 2. В отдельных случаях (в песчаных грунтах плотных и средней плотности и глинистых при  $J_L < 0,5$ ) углы  $\beta_0$  допускаются до  $0,02$  рад при обязательной установке не менее одного ригеля.

Расчет по деформациям производится при действии нормативных нагрузок, за исключением случая расчета гибких одностоечных опор по деформированной схеме, при котором поворот стойки вследствие деформаций грунта основания определяется при действии расчетных нагрузок, а предельный угол поворота ограничивается значением  $\beta_0$ .

Расчет оснований фундаментов опор по устойчивости (несущей способности) выполняется при действии расчетных нагрузок.

За предельное состояние оснований одностоечных железобетонных или узкобазых металлических опор, а также вырываемых под-



ножников принято такое состояние, при котором еще обеспечивается их работа. При дальнейшем увеличении внешних нагрузок они перестают удовлетворять требованию прочности, хотя разрушение, как правило, не наступает, поскольку для этого необходимо также, чтобы грунт имел нормативные характеристики, равные расчетным.

Условие расчета оснований по несущей способности

$$N = \Phi / k_H,$$

где  $N$  — расчетная нагрузка на основание;  $\Phi$  — несущая способность основания, определенная расчетом;  $k_H$  — коэффициент надежности, принимаемый по табл. 9-2.

Таблица 9-2

Коэффициент надежности  $k_H$

Наименование опор	$k_H$
Прямые промежуточные	1,00
Прямые анкерные без разности тяжений в смежных пролетах	1,20
Анкерные угловые, промежуточные угловые, концевые и анкерные прямые с разностью тяжений в смежных пролетах	1,30
Специальные переходные	1,70

## 9-2. Физико-механические свойства грунтов

Грунт, служащий естественным основанием фундаментов инженерных сооружений, отличается от строительных материалов тем, что представляет собой не сплошное, а раздробленное тело. В общем случае грунт состоит из трех элементов: минеральных частиц, образующих скелет грунта; воды, заполняющей частично или целиком поры между твердыми частицами грунта; воздуха, заполняющего часть пор.

В строительной практике принята следующая классификация минеральных частиц по крупности (в миллиметрах):

Валуны (окатанные) или глыбы (угловатые частицы) . . . . .	более 200
Галька (окатанная) и щебень (угловатые частицы) . . . . .	200—10
Гравий (окатанный) и дресва (угловатые частицы) . . . . .	10—2
Песок . . . . .	2—0,05
Пылеватые грунты . . . . .	0,5—0,005
Глинистые грунты . . . . .	менее 0,005

Вода, находящаяся в грунте, разделяется на кристаллическую, связанную и свободную. Кристаллическая вода входит в состав кристаллических решеток частиц и прак-

тически не сказывается на свойствах грунта. Связанная вода является водой, молекулярно связанной с минеральными частицами; она существенно влияет на свойства глинистых грунтов. Свободная вода состоит из капиллярной воды и так называемой гравитационной, заполняющей поры и подчиняющейся законам гидростатики.

Воздух в порах может сообщаться с атмосферой или быть изолированным от нее; в последнем случае он называется заземленным и влияет на упругие свойства грунта.

Основными физическими характеристиками грунта являются:

а) удельный вес  $\gamma_c$  — вес единицы объема минеральных частиц при отсутствии пор, даН  $10^3/\text{м}^3$ ;

б) объемный вес  $\gamma$ , даН  $\cdot 10^3/\text{м}^3$  — вес единицы объема грунта в условиях естественного природного залегания при сохранении естественной пористости и влажности грунта ненарушенной структуры;

в) весовая влажность (в долях единицы или в процентах) — отношение веса воды, находящейся в порах грунта, к весу грунта в абсолютно сухом состоянии.

Различают влажность на границе текучести  $W_L$ , при незначительном увеличении которой грунт переходит в текучее состояние, и влажность на границе раскатывания  $W_p$ , при незначительном уменьшении которой грунт переходит в полутвердое состояние.

Числом пластичности называется разность

$$J_p = W_L - W_p. \quad (9-1)$$

Коэффициентом пористости называется отношение

$$e = V_{\text{пор}}/V_{\text{скел}}, \quad (9-2)$$

где  $V_{\text{скел}}$  — объем минеральных частиц грунта;  $V_{\text{пор}}$  — объем пор в грунте.

Указанные характеристики грунта являются основными, устанавливаемыми в лаборатории; по ним получают ряд производных показателей состояния грунта, о которых сказано ниже.

На линиях электропередачи практически встречаются все виды грунтов — от скальных до глинистых. В соответствии с номенклатурой, принятой Строительными нормами и правилами, грунты подразделяются на следующие:

скальные — изверженные и осадочные породы с жесткой связью между зернами (спаянные и сцементированные), залегающие в виде сплошного массива или трещиноватого слоя, образующего подобие сухой кладки;

крупнообломочные — несцементированные грунты, содержащие по весу более 50% обломков кристаллических или осадочных пород с размерами частиц более 2 мм;

песчаные — сыпучие в сухом состоянии грунты, не обладающие свойством пластичности ( $J_p < 1$ ), содержащие по весу менее 50% частиц крупнее 2 мм;

глинистые — связные грунты, для которых число пластичности  $J_p > 1$ .

Крупнообломочные и песчаные грунты в зависимости от зернового состава подразделяются на следующие виды:

а) крупнообломочные: щебнистые (с преобладанием окатанных частиц — галечниковые) — частицы крупнее 10 мм составляют по весу более 50%; дресвяные (с преобладанием окатанных частиц — гравийные) — частицы крупнее 2 мм составляют по весу более 50%;

б) песчаные: песок гравелистый (частицы крупнее 2 мм составляют по весу 25%); песок крупный (частицы крупнее 0,5 мм — более 50%); песок средней крупности (частицы крупнее 0,25 мм — более 50%); песок мелкий (частицы крупнее 0,1 мм — более 75%); песок пылеватый (частицы крупнее 0,1 мм — менее 75%).

Песчаные грунты бывают однородные и неоднородные.

Неоднородными песчаными грунтами называют грунты, у которых коэффициент

$$k = d_{60}/d_{10} > 3,$$

где  $d_{60}$  — диаметр частиц, с диаметром меньше которого в данном грунте содержится (по весу) 60% частиц;  $d_{10}$  — диаметр частиц, с диаметром меньше которого в данном грунте содержится 10% частиц.

Глинистые грунты подразделяются на виды в зависимости от числа пластичности  $J_p$ . Грунты, для которых число пластичности имеет значение 1—7%, называются супесями, 7—17% — суглинками, 17% и выше — глинами. Глинистые грунты называются илами, если они в начальной стадии своего формирования образовались как структурный осадок в воде при содействии микробиологических процессов.

Большое влияние на физические и механические характеристики грунта оказывает наличие свободной воды.

Песчаные грунты по степени влажности  $G$  подразделяются на маловлажные ( $G \leq 0,5$ ), влажные ( $0,5 < G < 0,8$ ), насыщенные водой ( $G > 0,8$ ).

Степень влажности определяет долю заполнения объема пор водой и находится по формуле

$$G = \frac{W \Delta}{e \Delta_0}, \quad (9-3)$$

где  $W$  — природная весовая влажность грунта в долях единицы;  $\Delta$  — удельный вес материала частиц грунта,  $\text{даН} \cdot 10^3/\text{м}^3$ ;  $\Delta_0$  — удельный вес воды, принимаемый равным  $1 \text{ даН} \cdot 10^3/\text{м}^3$ ;  $e$  — коэффициент пористости.

Следует отметить, что наличие воды не влияет на механические свойства гравелистых, крупных и средней крупности песков и существенно снижает их для мелких и пылеватых песков.

Песчаные грунты подразделяются по плотности, количественным показателем которой является коэффициент пористости  $e$ .

Пески гравелистые, крупные и средней крупности считаются плотными при  $e < 0,55$ , средней плотности при  $0,55 \leq e \leq 0,60$  и рыхлыми при  $e > 0,60$ . Мелкие пески имеют плотное сложение при  $e < 0,60$ , средней плотности при  $0,60 \leq e \leq 0,75$  и рыхлое при  $e > 0,75$ .

Пылеватые пески относятся к плотным, средней плотности и рыхлым при коэффициентах пористости соответственно  $e < 0,60$ ;  $0,60 \leq e \leq 0,8$  и  $e > 0,80$ .

Производной характеристикой глинистых грунтов является показатель консистенции

$$J_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} \quad (9-4)$$

По значению показателя консистенции глинистые грунты подразделяются на следующие группы:

а) супеси — твердые ( $J_L \leq 0$ ), пластичные ( $0 \leq J_L \leq 1$ ), текучие ( $J_L > 1$ );

б) суглинки и глины — твердые ( $J_L \leq 0$ ), полутвердые ( $0 \leq J_L \leq 0,25$ ), тугопластичные ( $0,25 \leq J_L \leq 0,50$ ), мягкопластичные ( $0,50 < J_L \leq 0,75$ ), текучепластичные ( $0,75 \leq J_L \leq 1,0$ ), текучие ( $J_L > 1,0$ ).

Показатель консистенции является наиболее важной характеристикой глинистых грунтов, поскольку знание его дает возможность довольно точно определить основные механические характеристики, необходимые при расчете оснований. Ориентировочно можно считать, что глины и суглинки твердой и полутвердой консистенции представляют собой очень хорошее естественное основание; достаточно хорошим основанием являются глины и суглинки тугопластичной консистенции.

Приведенная выше классификация по консистенции относится к непросадочным глинистым грунтам.

Глинистые грунты при замачивании могут быть просадочными или набухающими, что весьма важно знать при производстве работ по сооружению фундаментов.

Если при степени влажности  $G \leq 0,6$  отношение  $((e_0 - e_T)/(1 + e_0)) \geq -1$ , то грунт просадочный. Если коэффициент  $(e_0 - e_T)/(1 + e_0) < -0,4$ , то грунт набухающий. В приведенном критерии  $e_0$  — коэффициент пористости грунта природного сложения и влажности;  $e_T$  — коэффициент пористости грунта на границе текучести.

При содержании органических остатков (торф, перегной и т. д.) до 10% к наименованию грунта добавляется пояснение: с примесью органических веществ. При содержании

органических остатков от 10 до 60% грунты называются з а т о р ф о в а н н ы м и и свыше 60% — т о р ф а м и.

Структура грунта, состоящего из отдельных частиц, занимающих лишь часть объема, определяет значительную по сравнению с другими строительными материалами деформативность грунта под нагрузкой, происходящую за счет уменьшения объема пор. Связи между отдельными частицами грунта имеют прочность, значительно меньшую, чем прочность самих частиц, составляющих скелет грунта. Поэтому основным фактором, определяющим прочность грунта, является с о п р о т и в л е н и е с д в и г у.

При действии на грунт системы вертикальных и горизонтальных сил совместно или в отдельности в массе грунта возникают нормальные и касательные напряжения. При достижении касательными на-

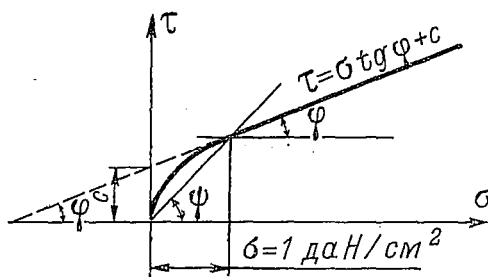


Рис. 9-1. График зависимости касательных напряжений от нормальных при сдвиге грунта

пряжениями некоторых значений, характерных для разных видов грунта, в грунте возникают необратимые перемещения по отдельным площадкам сдвига. При дальнейшем их увеличении сдвиги, появляющиеся на все большем числе площадок, образуют поверхность скольжения и часть массива грунта сдвигается. В результате такого сдвига первоначальная форма массива грунта изменяется — грунт теряет устойчивость.

В механике грунтов начало сдвига грунта условно считается потерей его прочности и принимается соответствующим первому предельному состоянию.

Соппротивление сдвигу, являющееся основной характеристикой прочности грунта, зависит от двух факторов: трения частиц одна о другую и удельного сцепления между частицами. Сцепление характерно для глинистых грунтов, но существует и в песчаных; правда, значение его в последнем случае очень мало (в нормативной литературе удельное сцепление для песков называется п а р а м е т р о м л и н е й н о с т и). Математически сопротивление грунта сдвигу выражается зависимостью

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (9-5)$$

где  $\sigma$  — нормальное давление на глубине, соответствующей расположению площадки скольжения;  $\varphi$  — угол внутреннего трения грунта;  $c$  — удельное сцепление (или параметр линейности для песков).

График зависимости касательных напряжений от нормальных при сдвиге дан на рис. 9-1.

Для песчаных грунтов значение ординаты  $c$  мало или равно нулю. В некоторых случаях в расчет вводится угол сдвига  $\psi$  — угол между осью абсцисс и прямой, проведенной из начала координат в точку кривой  $\tau = f(\sigma)$ , соответствующей некоторому значе-

ию  $\sigma$ , обычно принимаемому 0,1—1,5 даН/см<sup>2</sup>. При этом, как не-  
рудно убедиться, справедливо соотношение

$$\operatorname{tg} \psi = \operatorname{tg} \varphi + c/\sigma. \quad (9-6)$$

Однако использование угла  $\psi$  не всегда возможно, так как оно  
в некоторых случаях, например при расчете узких фундаментов  
при опрокидывание, приводит к занижению результатов ввиду того,  
что трапецеидальная эпюра пассивного сопротивления грунта за-  
меняется треугольной.

Предельное состояние по деформациям устанавливается грани-  
цами развития деформаций основания.

Для расчета по деформациям, кроме величин  $\varphi$  и  $c$ , необходимо  
знать еще модуль деформации грунта  $E$  и нор-  
мативное давление на грунт  $R^H$ .

Модуль деформации грунта — величина, аналогичная модулю  
упругости для строительных материалов, — характеризует дефор-  
мативные свойства грунтов:

$$E = \left(1 - \frac{2\mu}{1 - \mu}\right) \frac{\sigma}{\lambda}, \quad (9-7)$$

где  $\mu$  — коэффициент бокового расширения, равный для крупно-  
обломочных грунтов 0,27, для песков и супесей 0,30, для суглинков  
0,35, для глин 0,42;  $\sigma$  — нормальное давление;  $\lambda$  — относительная  
деформация бесконечного слоя высотой  $h$  под действием равномерно  
распределенного давления  $\sigma$ .

Таблица 9-3

Нормативные значения удельных сцеплений ( $c^H$ , даН/см<sup>2</sup>),  
углов внутреннего трения ( $\varphi^H$  в градусах) и модулей  
деформаций ( $E$ , даН/см<sup>2</sup>) песчаных грунтов  
(независимо от происхождения и возраста)

Вид песков	Характе- ристика грунтов	Коэффициент пористости $e$			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Пески гравелистые и крупные	$c^H$	0,02	0,01	—	—
	$\varphi^H$	43	40	38	—
	$E$	500	400	300	—
Пески средней круп- ности	$c^H$	0,03	0,02	0,01	—
	$\varphi^H$	40	38	35	—
	$E$	500	400	300	—
Пески мелкие	$c^H$	0,06	0,04	0,02	—
	$\varphi^H$	38	36	32	28
	$E$	480	360	280	180
Пески пылеватые	$c^H$	0,08	0,06	0,04	0,02
	$\varphi^H$	36	34	30	26
	$E$	390	280	180	110

Для расчета свайных фундаментов необходимо знать сопротивление сдвигу на боковой поверхности свай  $f$ .

Все перечисленные механические свойства грунтов приняты Строительными нормами и правилами (СНиП).

Таким образом, нормативными характеристиками грунтов основания являются: угол внутреннего трения  $\varphi^H$ , удельное сцепление  $c^H$ , модуль деформации  $E$ , коэффициент бокового расширения  $\mu$ , сопротивление на боковой поверхности свай  $f$ , давление на основание  $R$ , сопротивление в плоскости острия свай  $R^H$ .

Таблица 9-4

Нормативные значения удельных сцеплений ( $c^H$ , даН/см<sup>2</sup>) и углов внутреннего трения ( $\varphi$  в градусах) глинистых грунтов четвертичных отложений

Наименование грунтов и консистенция		Характеристика грунтов	Коэффициент пористости $e$						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супеси	$0 \leq J_L \leq 0,25$	$c^H$	0,15	0,11	0,08	—	—	—	—
		$\varphi^H$	30	29	27	—	—	—	—
	$0,25 < J_L \leq 0,75$	$c^H$	0,13	0,09	0,06	0,03	—	—	—
		$\varphi^H$	28	26	24	21	—	—	—
Су-глинки	$0 \leq J_L \leq 0,25$	$c^H$	0,47	0,37	0,31	0,25	0,22	0,19	—
		$\varphi^H$	26	25	24	23	22	20	20
	$0,25 < J_L \leq 0,5$	$c^H$	0,39	0,34	0,28	0,23	0,18	0,15	—
		$\varphi^H$	24	23	22	21	19	17	—
	$0,5 < J_L \leq 0,75$	$c^H$	—	—	0,25	0,20	0,16	0,14	0,12
		$\varphi^H$	—	—	19	18	16	14	12
Глина	$0 < J_L \leq 0,25$	$c^H$	—	0,81	0,68	0,54	0,47	0,41	0,36
		$\varphi^H$	—	21	20	19	18	16	14
	$0,25 < J_L \leq 0,5$	$c^H$	—	—	0,57	0,50	0,43	0,37	0,32
		$\varphi^H$	—	—	18	17	16	14	11
	$0,5 < J_L \leq 0,75$	$c^H$	—	—	0,45	0,41	0,36	0,33	0,29
		$\varphi^H$	—	—	15	14	12	10	7

Нормативные значения сцепления (параметра линейности), угла внутреннего трения и модуля деформации даны в табл. 9-3, 9-4 и 9-5.

Все расчеты оснований производятся с использованием расчетных характеристик грунта, которые получаются делением нормативных характеристик на коэффициенты безопасности по грунту  $k_r$ .

В нормативной литературе расчетным характеристикам для расчетов по деформациям присвоен индекс II ( $\gamma_{II}$ ,  $\varphi_{II}$ ,  $c_{II}$ ), а по прочности (общей устойчивости) — индекс I ( $\gamma_I$ ,  $\varphi_I$ ,  $c_I$ ).

Коэффициент безопасности по грунту принимается равным:

а) при расчетах по деформации  $k_r = 1,0$ ;

б) при расчетах по прочности (общей устойчивости): для объемного веса  $k_r = 1,0$ , для угла внутреннего трения  $k_r = 1,1$ , для параметра линейности песчаных грунтов  $k_r = 4,0$ , для супесей с консистенцией, меньшей 0,25,  $k_r = 2,4$ ; с консистенцией, большей 0,25,  $k_r = 3,3$ ; для глин и суглинков с консистенцией, меньшей 0,5,  $k_r = 2,4$ ; с консистенцией, большей 0,5,  $k_r = 3,3$ .

При расчете оснований, воспринимающих вырывающую нагрузку, вес грунта обратной засыпки принимается равным: при ручном трамбовании  $\gamma = 1,55 \text{ даН} \cdot 10^3/\text{м}^3$ , при механическом трамбовании  $\gamma = 1,70 \text{ даН} \cdot 10^3/\text{м}^3$ .

Вес грунта (а также и вес части фундамента), расположенного ниже уровня грунтовых вод, определяется с учетом взвешивания по формуле

$$\gamma_{взв} = \frac{1}{1 + e_0} (\gamma_{ч} - \Delta), \quad (9-8)$$

где  $e_0$  — коэффициент пористости грунта обратной засыпки;  $\gamma_{ч}$  — удельный вес грунта засыпки;  $\Delta$  — объемный вес воды.

### 9-3. Анкерные плиты для крепления оттяжек и их расчет

Для крепления оттяжек металлических, железобетонных и в некоторых случаях деревянных опор применяются анкерные плиты. Оттяжки унифицированных металлических и железобетонных опор крепятся к железобетонным стандартным плитам, общий вид которых дан на рис. 9-2.

Железобетонная плита имеет две перекрестные железобетонные балки усиления, в месте пересечения которых заделан стальной рым для крепления анкерной тяги или U-образного болта. Анкерные плиты могут иметь и другое конструктивное выполнение, например изготавливаться из пропитанной древесины и в отдельных, обоснованных случаях — из металла. Анкерная плита располагается в грунте так, чтобы ее рабочая плоскость была перпендикулярна к направлению анкерной тяги.



Нормативные значения модулей деформации глинистых грунтов  $E$ , даН/см<sup>2</sup>

Происхождение и возраст грунтов	Наименование грунтов и консистенция $J_L$		Коэффициент пористости $e$											
			0,34	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	1,2	1,4	1,6	
Четвертичные отложения	Аллювиальные, делюви- альные, озерные, озерно-аллювиальные	Супеси	$0 \leq J_L \leq 0,75$	—	320	240	160	100	70	—	—	—	—	—
		Суглинки	$0 \leq J_L \leq 0,25$	—	340	270	220	170	140	110	—	—	—	—
			$0,25 \leq J_L \leq 0,5$	—	320	250	190	140	110	80	—	—	—	—
	$0,5 \leq J_L \leq 0,75$		—	—	—	170	120	80	60	50	—	—	—	
	Глины	$0 \leq J_L \leq 0,25$	—	—	280	240	210	180	150	120	—	—	—	
		$0,25 \leq J_L \leq 0,5$	—	—	—	210	180	150	120	90	—	—	—	
		$0,5 \leq J_L \leq 0,75$	—	—	—	—	150	120	90	70	—	—	—	
	Флювиогляциальные	Супеси	$0 \leq J_L \leq 0,75$	—	330	240	170	110	70	—	—	—	—	—
			Суглинки	$0 \leq J_L \leq 0,25$	—	400	330	270	210	—	—	—	—	—
$0,25 \leq J_L \leq 0,5$				—	350	280	220	170	140	—	—	—	—	
$0,5 \leq J_L \leq 0,75$	—	—		—	170	130	100	70	—	—	—			
Моренные	Супеси, суглинки	$J_L \leq 0,5$	750	550	450	—	—	—	—	—	—	—		
Юрские отложения Оксфордского яруса	Глины	$-0,25 \leq J_L \leq 0$	—	—	—	—	—	—	270	250	220	—	—	
		$0 \leq J_L \leq 0,25$	—	—	—	—	—	—	240	220	190	150	—	
		$0,25 \leq J_L \leq 0,5$	—	—	—	—	—	—	—	—	160	120	100	

Схема действия сил и расположения анкерной плиты в массиве грунта дана на рис. 9-3.

Расчет вырываемой анкерной плиты по деформациям производится по формуле

$$N_B^H \leq m R_3 F_0 + G_\phi \cos \beta, \quad (9-9)$$

где  $N_B^H$  — вырывающая сила, передаваемая на плиту от нормативных нагрузок;  $F_0$  — проекции площади верхней поверхности плиты на плоскость, нормальную к оси тяги;  $G_\phi$  — вес плиты;  $R_3$  — расчетное давление на грунт засыпки, создаваемое плитой (прини-

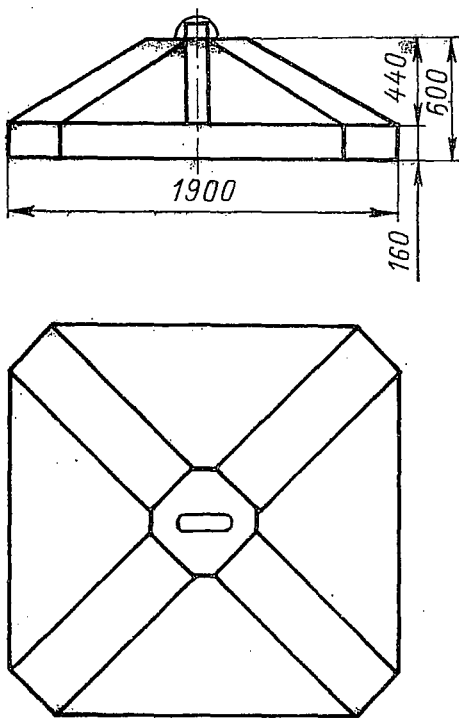


Рис. 9-2. Железобетонная анкерная плита

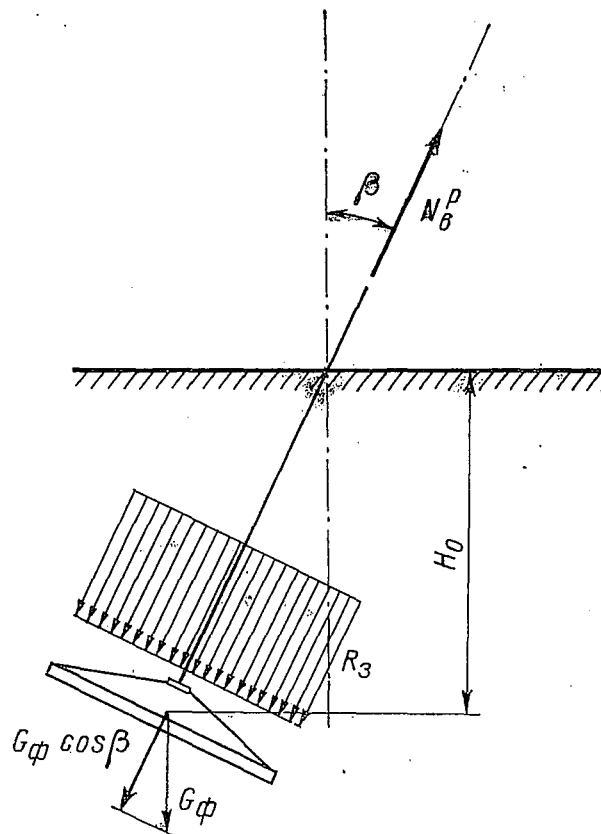


Рис. 9-3. Схема действия сил на анкерную плиту

мается по табл. 9-6);  $\beta$  — угол наклона линии действия силы к вертикали;  $m$  — коэффициент условий работы, равный

$$m = m_{гр} m_0 m_c. \quad (9-10)$$

Коэффициент  $m_{гр}$  принимается: для грунтов, указанных в табл. 9-6,  $m_{гр} = 1,0$ ; для глин и суглинков при  $0,5 < J_L < 0,75$   $m_{гр} = 0,85$ ; для супесей при  $0,5 < J_L < 0,75$   $m_{гр} = 0,70$ .

Коэффициент  $m_0$  принимается равным 1,2; 1,0 и 0,8 при базе опоры  $b$ , равной 5; 2,5 и 1,5 м соответственно.

Коэффициент сочетаний  $m_c$  равен 1,0 в нормальном и 1,15 в аварийном режиме работы линии электропередачи.

Значения  $R_3$ , даН/см<sup>2</sup>, для грунтов обратной засыпки при расчете на вырывание грибовидных подножников (числитель) и анкерных плит (знаменатель)

Вид опор	Относительное заглубление $h/a$	Глины, суглинки и супеси при консистенции $J_L \leq 0,5$		Пески средней крупности и мелкие при степени влажности $G \leq 0,8$	
		Степень уплотнения грунта засыпки с доведением объемного веса, даН·10 <sup>3</sup> /м <sup>3</sup> , до			
		1,55	1,7	1,55	1,7
Промежуточные прямые	0,8	0,32/0,36	0,36/0,40	0,32/0,40	0,40/0,48
	1,0	0,40/0,45	0,45/0,50	0,40/0,50	0,50/0,60
	1,5	0,50/0,55	0,60/0,65	0,50/0,60	0,60/0,75
	2,0	0,60/0,70	0,85/1,05	0,70/0,80	0,85/1,05
	2,5	—	1,00/1,20	—	1,00/1,20
Анкерные, анкерные угловые, промежуточные угловые	0,8	0,24/0,28	0,32/0,36	0,28/0,32	0,36/0,40
	1,0	0,30/0,35	0,40/0,45	0,35/0,40	0,43/0,50
	1,5	0,40/0,45	0,50/0,55	0,45/0,50	0,55/0,60
	2,0	0,50/0,55	0,65/0,70	0,55/0,60	0,65/0,70
	2,5	—	0,75/0,80	—	0,75/0,80
Специальные	0,8	—	0,28	—	0,28
	1,0	—	0,35	—	0,35
	1,5	—	0,45	—	0,45
	2,0	—	0,55	—	0,55

Примечание:  $h$  — глубина заложения фундамента;  $a$  — сторона 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.

Расчет вырываемой анкерной плиты по прочности (общей устойчивости) производится по формуле

$$N_B^p \leq \frac{1}{k_H} (N_{II} + 0,9G_{\phi} \cos \beta), \quad (9-11)$$

где  $N_B^p$  — вырывающая сила, передаваемая на плиту, от расчетных нагрузок;  $N_{II}$  — предельное сопротивление вырыванию слоя грунта над плитой;  $k_H$  — коэффициент надежности, принимаемый по табл. 9-2,

Предельное сопротивление слоя грунта над плитой вырыванию определяется по формуле

$$N_{II} = N_{II0} k_{\beta}, \quad (9-12)$$

где  $k_{\beta}$  — безразмерный коэффициент, определяемый по графику на рис. 9-4;  $N_{II0}$  — сопротивление слоя грунта вырыванию при

вертикальном направлении действия силы  $N_B^p$  (т. е. при угле  $\beta = 0$ ), определяемое по формуле

$$N_{по} = V\gamma_{зг} + c_0 \cos \psi_0 \sum \omega_i. \quad (9-13)$$

Здесь  $V\gamma_{зг}$  — вес вырываемого слоя засыпки в объеме  $V$  обелиска выпираемого грунта за вычетом веса фундамента, находящегося в этом объеме. Объем обелиска ограничивается плоскостями, проходящими через верхние обрезы плиты подножника и наклоненными к вертикали под углом  $\psi_0$  (рис. 9-5);  $\sum \omega_i$  — сумма площадей боковых поверхностей обелиска выпирания;  $\psi_0$  и

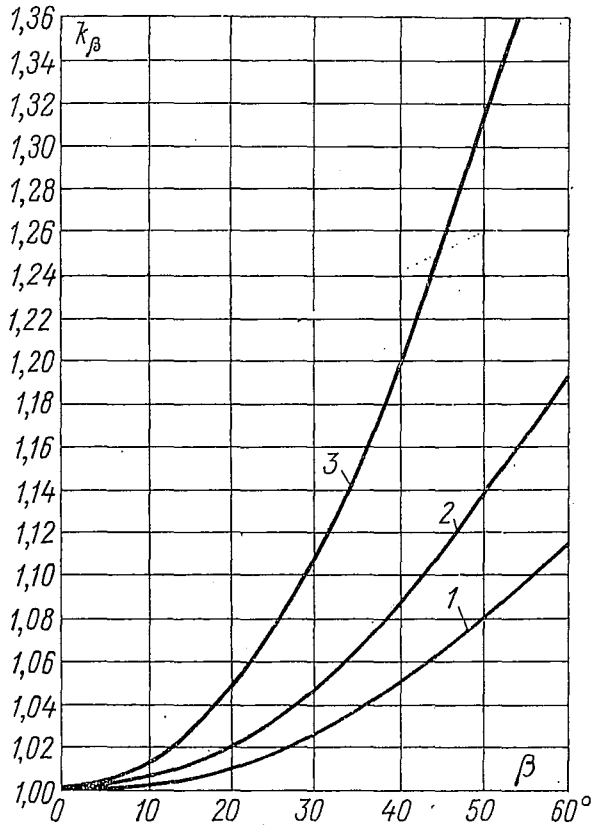


Рис. 9-4. График зависимости коэффициента  $k_\beta$  от угла  $\beta$

1 — для глинистых грунтов при  $c_0 \leq 0,5$  даН·10<sup>3</sup>/м; 2 — для глинистых грунтов при  $c_0 > 0,5$  даН·10<sup>3</sup>/м; 3 — для песчаных и глинистых грунтов при  $c_0 = 0$

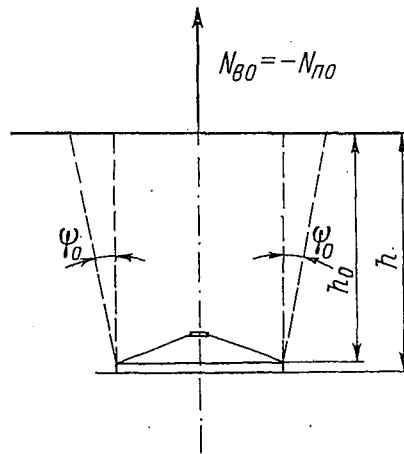


Рис. 9-5. К определению значения  $N_{по}$

$c_0$  — расчетные параметры, определяемые по формулам:  $\psi_0 = \mu\psi_1$ ;  $c_0 = \mu c_1$ . Значения коэффициента  $\mu$  приведены ниже:

Объемный вес засыпки $\gamma_з$ , даН·10 <sup>3</sup> /м <sup>3</sup> . . . . .	1,5	1,7
Коэффициент $\mu$ :		
для песков, кроме влажных и насыщенных водой . .	0,5	0,8
для глинистых грунтов при консистенции $J_L \leq 0,5$	0,4	0,6

**Пример 9-1.** Рассчитать основание унифицированной анкерной плиты ПА2-1 для анкерной угловой опоры с размерами  $1,5 \times 2,0$  м, установленной на глубине  $h = 3,0$  м. Угол, образованный направлением оттяжки с вертикалью,  $\beta = 40^\circ$ .

Вырывающая сила от нормативных нагрузок  $N_B^H = 21$  даН·10<sup>3</sup> (тс), от расчетных нагрузок  $N_B^p = 27,3$  даН·10<sup>3</sup>.

Грунты — супеси пластичной консистенции ( $J_L = 0,43$ ) с нормативными характеристиками  $\varphi^H = 26^\circ$ ;  $c^H = 0,9$  даН·10<sup>3</sup>/м<sup>2</sup>;  $\gamma = 1,9$  даН·10<sup>3</sup>/м<sup>3</sup>. Обратная засыпка производится вынутым грунтом с механическим уплотнением до  $\gamma_з = 1,7$  даН·10<sup>3</sup>/м<sup>3</sup>.

Расчет основания плиты по деформациям выполняем по формуле (9-9). По табл. 9-6 для отношения  $h/a = 3,0/1,5 = 2$  находим  $R_3 = 0,65 \text{ даН/см}^2 = 6,5 \text{ даН} \cdot 10^3/\text{м}^2$ ;  $m_{\text{гр}} = 1$ ;  $m_c = 1$ . Расстояние между опорой и анкерной плитой оттяжки  $b > 5$  м, следовательно,  $m_0 = 1,2$ ;  $F_0 = 1,5 \cdot 2,0 = 3 \text{ м}^2$ . Вес анкерной плиты  $G_{\text{ф}} = 2,0 \text{ даН} \cdot 10^3$ ;  $\cos \beta = 0,766$ . Вычисляем правую часть уравнения (9-9):

$$mR_3F_0 + G_{\text{ф}} \cos \beta = 1 \cdot 1,2 \cdot 1,6,5 \cdot 3 + 2,0 \cdot 0,766 = 23,4 + 1,53 = \\ = 24,93 \text{ даН} \cdot 10^3 > N_{\text{в}}^{\text{н}} = 21,0 \text{ даН} \cdot 10^3.$$

Условие расчета по деформации соблюдено.

Расчет основания плиты по прочности (общей устойчивости) выполняем по формуле (9-12).

Коэффициент надежности для анкерно-угловой опоры по табл. 9-2  $k_{\text{н}} = 1,2$ .

Определяем параметры грунта обратной засыпки:

$$\psi_0 = \mu \varphi_1 = 0,6 \frac{26^\circ}{1,1} = 14^\circ;$$

$$c_0 = \mu c_1 = 0,6 \frac{0,9}{2,4} = 0,225.$$

Величину  $N_{\text{п}}$  определяем по формуле (9-12), для чего находим объем обелиска  $V$  для случая вырывания плиты вертикально направленной силой.

Размеры обелиска: нижнее основание  $a = 1,5$  м,  $b = 2,0$  м; верхнее основание  $a_1 = 1,5 + 2 \cdot 3 \cdot \text{tg } 14^\circ = 1,5 + 2 \cdot 3 \cdot 0,249 = 1,5 + 1,494 = 2,994$  м;  $b_1 = 2,0 + 1,494 = 3,494$  м.

Объем обелиска

$$V = \frac{3}{6} [(2 \cdot 2,944 + 1,5) 3,494 + (2 \cdot 1,5 + 2,994) 2] = \\ = \frac{1}{2} [26,13 + 11,99] = 19,05 \text{ м}^3.$$

Боковая поверхность обелиска

$$\sum \omega_i \approx 3(1,5 + 3,494 + 2 + 2,994) = 3 \cdot 9,988 = 29,96 \text{ м}^2;$$

$$N_{\text{по}} = 1,7 \cdot 19,05 + 0,226 \cdot 0,987 \cdot 29,96 = 32,39 + 6,65 = 39,04 \text{ даН} \cdot 10^3.$$

По графику на рис. 9-4 для угла  $\beta = 40^\circ$  получим  $k_{\beta} = 1,05$ ; тогда

$$N_{\text{п}} = 1,05 \cdot 39,04 = 41 \text{ даН} \cdot 10^3.$$

Вычисляем правую часть уравнения (9-12):

$$\frac{1}{1,2} (41 + 0,9 \cdot 2 \cdot 0,766) = 35,04 \text{ даН} \cdot 10^3 > N_{\text{в}}^{\text{п}} = 27,3 \text{ даН} \cdot 10^3.$$

Таким образом, тип принятой анкерной плиты ПА-2 удовлетворяет условиям расчета по деформациям и по прочности.

#### 9-4. Расчет закрепления в грунте свободностоящих одностоечных одноствольных опор

К свободностоящим одностоечным одноствольным опорам относятся все свободностоящие железобетонные опоры для линий напряжением до 220 кВ включительно, а также одностоечные деревянные опоры. К расчету закрепления свободностоящей стойки в конечном счете сводится расчет закрепления всех промежуточных

деревянных опор, а также железобетонных порталных свободно-стоящих опор с внутренними связями для линий 330 кВ. Вышеперечисленные типы опор чаще всего применяются на линиях электропередачи, поэтому расчету их закрепления в грунте уделяется особое внимание.

Индустриализация строительства потребовала разработки механизированной установки опор в грунт. Таким механизированным способом является установка стоек опор в образованные буровой машиной котлованы, диаметр которых на 5—7 см превышает диаметр установленной стойки, с засыпкой и плотной трамбовкой пазух между стенками котлована и поверхностью стойки (рис. 9-6, а). В этом случае можно считать, что стойка установлена в ненарушенный грунт, обладающий значительно более высокими механическими характеристиками, чем нарушенный грунт засыпки (см. расчетные параметры грунта засыпки).

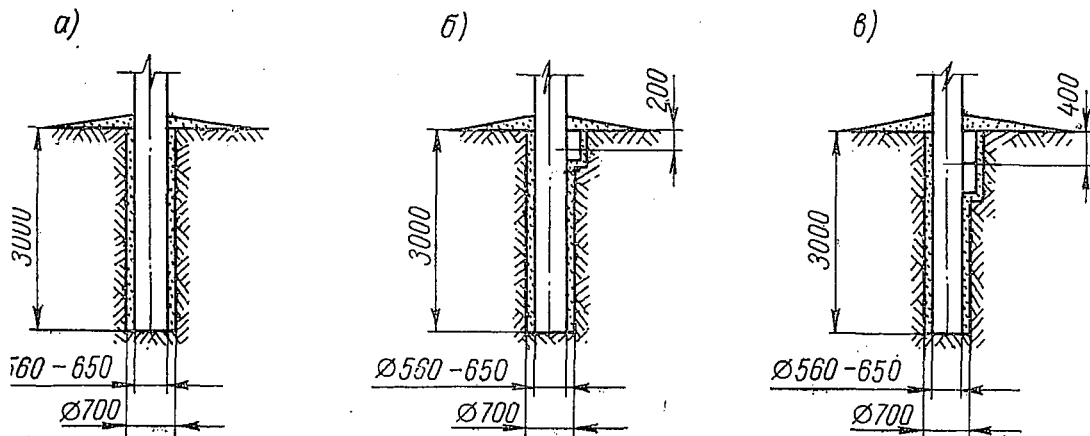


Рис. 9-6. Закрепление стойки в ненарушенном грунте

При закреплении стоек в ненарушенном грунте для усиления закрепления устанавливаются дополнительно один (рис. 9-6, б) или два железобетонных бруса-ригеля (рис. 9-6, в) в верхней части стойки. Ригель, устанавливаемый в узкую щель, так же как и стойка, опирается на основание с ненарушенной структурой грунта.

При наличии грунтовых вод, сыпучих песков или грунта с большим содержанием гальки и валунов образовать котлован буровой машиной не удастся и придется его вырывать экскаватором. В таких случаях опора закрепляется в засыпном грунте, т. е. в грунте с нарушенной структурой и, следовательно, со сниженными механическими характеристиками.

При слабых грунтах ригели приходится устанавливать и в нижней части стойки.

Применяемые на практике схемы закрепления стоек в грунтах с нарушенной структурой даны на рис. 9-7.

Если под слоем сухого грунта на глубине 1,5—2,0 м находится обводненный грунт, то заглубление стоек в таком грунте не имеет

смысла. В тех случаях, когда условия прохождения линии это позволяют, целесообразно не углубляться в нижележащие обводненные слои, а компенсировать глубину заделки путем устройства насыпной банкетки соответствующей высоты. На рис. 9-8 представлены типы закрепления стоек с устройством насыпных банкетов.

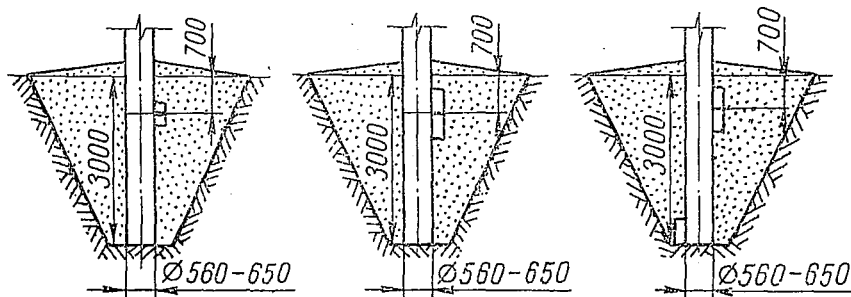


Рис. 9-7. Закрепление стойки в нарушенном грунте

Рассмотрим метод расчета закрепления одностоечных опор. Задача расчета закрепления одностоечных опор сводится:

- а) к определению устойчивости (несущей способности) под действием расчетной нагрузки (первое предельное состояние);
- б) к определению деформаций стойки в заделке под действием нормативных нагрузок (второе предельное состояние).

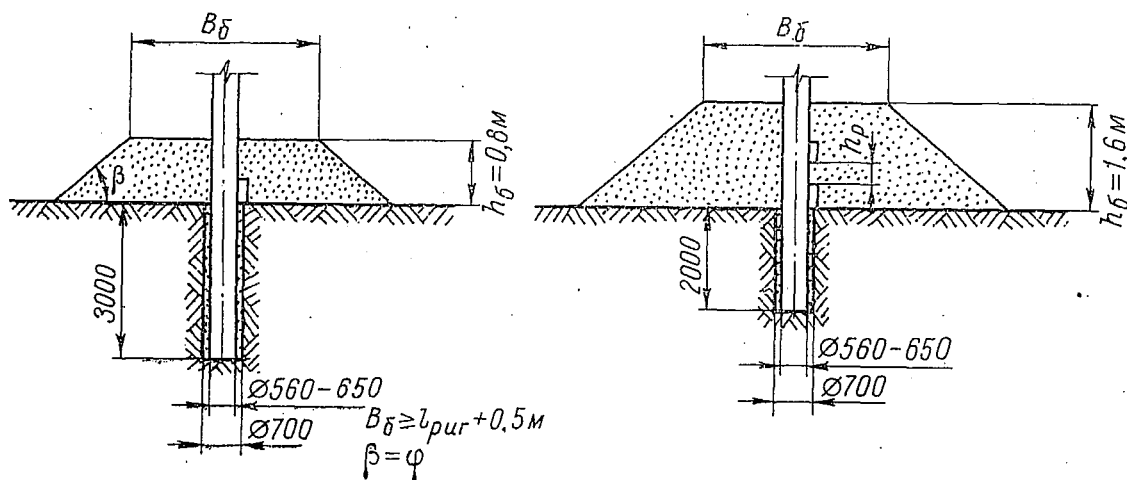


Рис. 9-8. Типы закрепления стоек с устройством банкетов

В настоящее время существует ряд расчетных гипотез, выдвинутых в различное время и используемых для расчета на опрокидывание узких фундаментов глубокого заложения. Все эти гипотезы построены на основании эпюр бокового давления разной формы и различных способов учета сил трения, развивающихся на поверхности стойки под действием бокового давления. До 1963 г. расчет закрепления стоек выполнялся по параболической эпюре, дававшей возможность рассмотреть стадию нагрузок, отвечающих низким допускаемым давлениям, принимавшимся в расчетах устой-

чивости фундаментов. При таком методе оставалась неисследованной область, соответствующая зоне предельных нагрузок. В этой зоне поведение грунта существенно изменялось.

С 1963 г. применялся метод расчета по разрушающим нагрузкам; в этом методе рассматривалась эпюра предельного состояния грунта, по боковой поверхности, соответствующая стадии его разрушения. В расчетах принималась треугольная эпюра, в которой сопротивление грунта на его поверхности было равно нулю.

До введения метода расчета по предельным состояниям расчет оснований по деформациям вообще не производился, так как действовавшие нормы практически не ограничивали деформаций опор.

Установка опор в котлованы с ненарушенной структурой грунта, оказывающего существенное сопротивление по боковой поверхности уже на незначительной глубине, и применение железобетонных опор, для расчета которых необходимо знать деформации под нагрузкой, поскольку расчет их производится по деформированной схеме, явились факторами, которые потребовали пересмотра методики расчета оснований, и в частности заделки одноэтажных опор.

Такая методика была разработана Северо-Западным отделением института «Энергосетьпроект» и явилась основой для инструкции по расчету заделки одноэтажных опор в грунт.

Для расчета заделки по устойчивости (первому предельному состоянию) принята трапециевидальная эпюра давления грунта по боковой поверхности, которая учитывает не только внутреннее трение в массиве грунта, но и сцепление между его частицами (рис. 9-9). Такая эпюра более соответствует ненарушенному грунту, чем применявшаяся ранее треугольная эпюра. В действительности даже при наличии сцепления давление на поверхности грунта, соответствующее сцеплению  $c$ , может существовать только в прочной скале; поэтому в расчет вводится коэффициент формы эпюры  $\omega$ , учитывающий уменьшение давления в непосредственной близости от поверхности.

Несущая способность (устойчивость) грунта основания в зоне закрепления определяется напряжениями по образующимся в грунте поверхностям скольжения. При этом считается, что нормальные  $\sigma$  и касательные  $\tau$  напряжения по всей поверхности скольжения достигают значений, соответствующих предельному равновесию, определяемому соотношением

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (9-14)$$

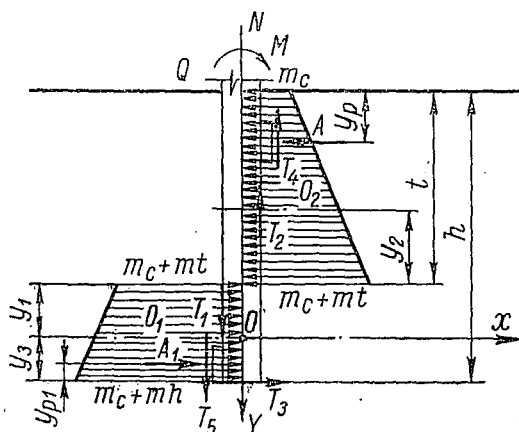


Рис. 9-9. Эпюра давления грунта в основании стойки опоры



где  $\varphi$  — угол внутреннего трения;  $c$  — удельное сцепление для глинистых грунтов, или параметр линейности для песчаных.

Предельное боковое давление на грунт, которое может развиться по стенке стойки, определяется пассивным сопротивлением грунта, которое с учетом сил сцепления получаем из выражения

$$p = \gamma y \operatorname{tg}^2(45 + \varphi/2) + 2c \operatorname{tg}(45 + \varphi/2), \quad (9-15)$$

где  $y$  — глубина, на которой определяется пассивное сопротивление грунта.

Влиянием активного давления грунта при перемещении опоры в котловане под действием нагрузки в расчетах закрепления пренебрегаем вследствие малого значения этого фактора.

Составляя уравнения равновесия всех сил относительно центра тяжести  $O$  эпюры давления в нижней части стойки (расположенной слева) и решая систему этих уравнений, получим после ряда преобразований следующее выражение для предельной горизонтальной силы, приложенной на высоте  $H$  над поверхностью грунта:

$$Q_{II} = \frac{U \omega}{\alpha + \theta} \left\{ \frac{1}{3} [(3\eta + \theta) \theta^2 + (3\eta + \theta + 2)(1 - \theta)^2] + \right. \\ \left. + (2\eta + 1) f_d + \frac{A}{U} \left( \theta - \frac{y_p}{h} + \lambda_d \right) + \right. \\ \left. + \frac{A_1}{U} \left( 1 - \theta - \frac{y_{p1}}{h} + \lambda_{d1} \right) + f_N (1 - \theta) \right\}, \quad (9-16)$$

где  $\theta = t/h$  — относительная глубина центра поворота стойки в грунте, определяемая из кубического уравнения

$$\theta^3 + \frac{3}{2} (\alpha + \eta) \theta^2 + 3\alpha\eta\theta - \left\{ \frac{1}{4} [(2\eta + 1)(3\alpha + 3f_d + 2) - \eta] + \right. \\ \left. + \frac{3}{4} f_N (1 + \alpha) - \frac{3}{4} \left[ \varepsilon \left( \alpha + \frac{y_p}{h} - \lambda_d \right) - \right. \right. \\ \left. \left. - \varepsilon_1 \left( \alpha - \frac{y_{p1}}{h} + \lambda_{d1} + 1 \right) \right] \right\} = 0. \quad (9-17)$$

Входящие в формулы (9-15), (9-16) и (9-17) величины определяются приведенными ниже выражениями.

1. Величины, имеющие физическую размерность:  $m = \gamma \operatorname{tg}^2(45 + \varphi/2)$  — характеристика пассивного сопротивления, определяемая внутренним трением;  $m_c = 2c \operatorname{tg}(45 + \varphi/2)$  — характеристика пассивного сопротивления, определяемая сцеплением;  $U = mbh^2/2$  — пассивное сопротивление стойки высотой  $h$  и расчетной шириной  $b$ , которая определяется по формуле  $b = b_0 k_{од}$ , где  $b_0$  — действительная ширина стойки;  $k_{од}$  — коэффициент одиноч-

ности, учитывающий силы трения по боковым поверхностям призмы выпирания:

$$k_{од} = 1 + c_{од} \frac{h}{b_0}; \quad (9-18)$$

$$c_{од} = \frac{2}{3} \frac{\operatorname{tg} \frac{\psi}{5}}{\operatorname{tg} (45 - \psi/2)}; \quad (9-19)$$

$\operatorname{tg} \psi = \operatorname{tg} \varphi + c/\sigma$ , при этом  $\sigma = 10 \text{ даН} \cdot 10^3/\text{м}^2$ , если  $c$  в  $\text{даН} \cdot 10^3/\text{м}^2$ .  
Значение  $c_{од}$  можно принимать по таблице:

$\psi^\circ$	15	20	25	30	35	40	45
$c_{од} \cdot 10^3$	45	67	92	121	158	202	255

Давление грунта на верхний ригель

$$A = (l_p - b_0) h_p (m_c + m y_p) (1 + 0,3/l_p). \quad (9-20)$$

Давление грунта на нижний ригель

$$A_1 = (l_{p1} - b_0) h_{p1} [m_c + m (h_6 - h_p)] (1 + 0,3/l_{p1}), \quad (9-21)$$

где  $h_p$  и  $h_{p1}$  — соответственно высота верхнего и нижнего ригелей, м;  $l_p$  и  $l_{p1}$  — соответственно длина верхнего и нижнего ригелей, м.

При расположении ригеля в банкетке

$$A = A_6 = l_p h_p [m_c + m (h_6 - y_p)]. \quad (9-22)$$

Остальные обозначения даны на рис. 9-8. Силы трения на поверхности элементов закрепления (рис. 9-9)  $T_1, T_2, T_3, T_4, T_5$  получены как произведения давления грунта на коэффициент трения, принятый равным  $f = \operatorname{tg} \varphi$ .

2. *Безразмерные величины:*  $\omega = 1 - 0,03 c_1$  (где  $c_1$  в  $\text{даН} \cdot 10^3/\text{м}^2$ ) — коэффициент формы эпюры бокового давления;

$$\alpha = \frac{H}{h}; \quad \eta = \frac{m_c}{mh}; \quad f_d = \frac{f b_0}{2h}; \quad f_N = \frac{f N}{U};$$

$$\lambda_d = \frac{(b_0/2 + a)}{h} f; \quad \lambda_{d1} = \frac{(b_0/2 + a_1)}{h} f;$$

$$\varepsilon = A/U; \quad \varepsilon_1 = A_1/U.$$

Кубическое уравнение (9-17) может быть решено последовательными приближениями по методу Ньютона:

$$\theta_{нн} = \theta_n \frac{\theta_n^3 + a' \theta_n^2 + b' \theta_n + c'}{3\theta_n^2 + 2a' \theta_n + b'}, \quad (9-23)$$

где  $a', b'$  и  $c'$  — коэффициенты уравнения при степенях неизвестного и свободный член кубического уравнения (9-17).

За первое приближение всегда может быть принято значение  $\theta = 0,5$ .

Значение  $\theta$  допускается определять по формуле

$$\theta = -\frac{B}{2} + \sqrt{\left(\frac{B}{2}\right)^2 - C}, \quad (9-24)$$

где

$$B = \frac{3\alpha\eta - 0,5625}{\frac{3}{2}(\alpha + \eta) + 1,5}; \quad (9-25)$$

$$C = \left\{ \left\{ -\frac{1}{4} \left[ (2\eta + 1)(3\alpha + 3f_d + 2) - \eta \right] - 3 \left[ \varepsilon \left( \alpha + \frac{y_p}{h} - \lambda_d \right) - \varepsilon_1 \left( \alpha - \frac{y_{p1}}{h} + \lambda_{d1} + 1 \right) \right] + 3f_N(1 + \alpha) \right\} + 0,03125 \right\} \times \left[ \frac{3}{2}(\alpha + \eta) + 1,5 \right]^{-1}. \quad (9-26)$$

При  $\theta < y_p/h$  в выражении (9-16) принимают  $\theta = y_p/h$ , при  $\theta > (1 - y_{p1}/h)$  в выражении (9-16) принимают  $\theta = 1 - y_{p1}/h$ . Если при закреплении с банкеткой получается  $\theta < 0$ , то в выражении (9-16) полагают  $\theta = 0$ .

Условие расчета закрепления стойки по прочности (общей устойчивости) определяется неравенством

$$Q^p \leq \frac{1}{k_H} m_3 Q_{II}, \quad (9-27)$$

где  $Q^p$  — расчетная горизонтальная сила, действующая на стойку, полученная в результате расчета опоры;  $k_H$  — коэффициент надежности, принимаемый по табл. 9-2;  $m_3$  — коэффициент условий работы закрепления, принимаемый по табл. 9-7;  $Q_{II}$  — предельная горизонтальная сила, определяемая по формуле (9-16).

Расчетная высота  $H = M^p/Q^p$ , при этом значение изгибающего момента принимается из статического расчета опоры с учетом момента от вертикальных сил на прогибах. При установке ригеля стойки в насыпной банкетке, а также при установке стоек в нарушенном грунте его характеристики принимаются с понижающими коэффициентами:  $\gamma_s = 0,8$  ( $\gamma_I, \gamma_{II}$ );  $\varphi_s = 0,8$  ( $\varphi_I, \varphi_{II}$ );  $c_s = 0,5$  ( $c_I, c_{II}$ ).

При наличии растительного слоя глубина заложения отсчитывается на 0,8 м ниже дневной поверхности грунта. При толщине растительного слоя более 0,3 м он учитывается в расчете как слой грунта с соответствующими физико-механическими характеристиками. Для слоистых грунтов расчетные характеристики принимаются как средневзвешенные характеристики отдельных слоев.

Таблица 9-7

Коэффициент условий работы закрепления  $m_3$ 

Вид песчаных и консистенция глинистых грунтов		Закрепление	
		с ненарушенной структурой грунта	с нарушенной структурой грунта
Песчаные	Крупные	1,10	1,00
	Средней крупности	1,05	1,00
	Мелкие	1,10	1,00
	Пылеватые	1,15	1,05
Глинистые	Супеси:		
	$J_L \leq 0,25$	1,30	1,20
	$J_L > 0,25$	1,40	1,30
	Суглинки:		
	$J_L \leq 0,25$	1,25	1,15
	$0,25 < J_L \leq 0,5$	1,40	1,25
	$J_L > 0,5$	1,40	1,25
	Глины:		
	$J_L \leq 0,25$	1,5	1,3
$0,25 < J_L \leq 0,5$	1,5	1,3	
	$J_L > 0,5$	1,5	1,4

**Расчет по деформациям.** Для расчета закрепления одностоечных свободностоящих опор по деформациям необходимо определить угол поворота стойки в грунте  $\beta_0$ . Для проверки деформаций опор этот угол определяется при действии нормативных нагрузок. При расчете одностоечных железобетонных или деревянных опор по деформированной схеме, при определении их устойчивости, угол поворота  $\beta_0$  вычисляется при действии расчетных нагрузок.

Расчетной для определения угла поворота является схема, представленная на рис. 9-10. Расчет основан на предложенном Б. Н. Жемочкиным приближенном способе, в котором использованы общие принципы теории напряжений в упругом полупространстве; методика расчета дана Г. С. Тер-Ованесовым.

При расчете предполагается, что на длине заделки в грунт стойка является абсолютно жестким телом, а давление на грунт передается двумя связями 1 и 2 (рис. 9-10). В результате такого упрощения схемы для угла поворота стойки получены следующие расчетные формулы:

для случая заделки стойки без ригелей

$$\beta_0 = \frac{3Q}{4Eh^2} (6\alpha + 3) v; \quad (9-28)$$

для случая заделки стойки с ригелями

$$\beta_0 = \frac{3Q}{8Eh^2} [(6\alpha + 5) v_B + (6\alpha + 1) v_H], \quad (9-29)$$

где  $\nu$  — безразмерный коэффициент, определяемый по графику на рис. 9-11 в функции отношения  $b_0/h$  или  $d/h$ , где  $b_0$  или  $d$  — ширина или диаметр стойки в пределах закрепления.

Безразмерные коэффициенты  $\nu_B$  и  $\nu_H$  также определяются по рис. 9-11, но в функции отношений  $3F_B/h^2$  и  $3F_H/h^2$  соответственно, в которых  $F_B$  и  $F_H$  — площади верхнего и нижнего ригелей. В том случае, если в закреплении имеется один верхний ригель, то коэффициент  $\nu_H$  определяется как функция отношения  $b_0/h$  или  $d/h$ .

При расчете деформаций по нормативным нагрузкам модуль деформации  $E$  принимается по табл. 9-3 и 9-5. При расчете опор по деформированной схеме для определения угла  $\beta_0$  по расчетным нагрузкам значение модуля деформации  $E$  принимается по этим же таблицам и снижается на 20%.

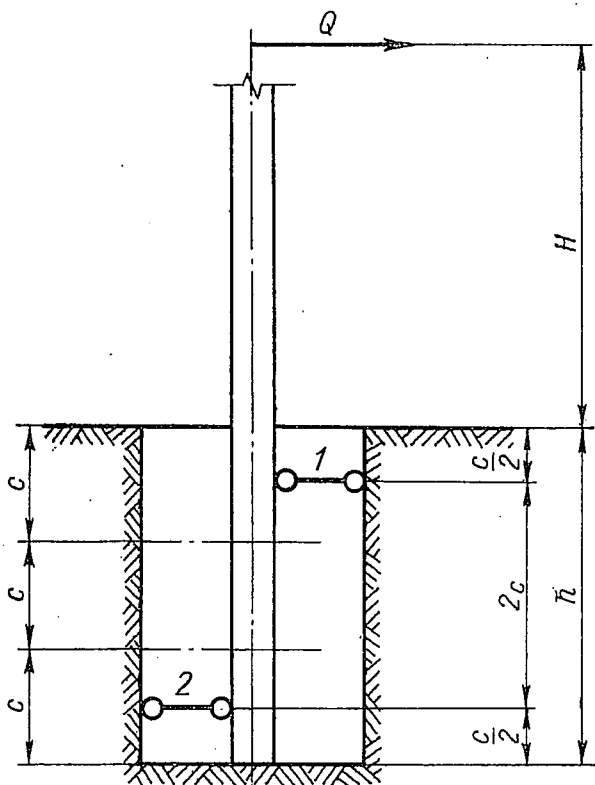


Рис. 9-10. К расчету угла поворота стойки опоры в грунте

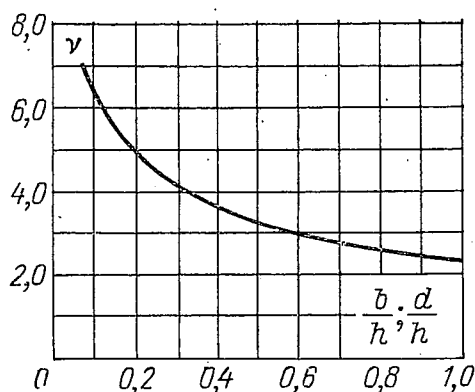


Рис. 9-11. График для определения значения коэффициента  $\nu$  при расчете угла поворота стойки в грунте

Условием расчета по деформациям при действии нормативной нагрузки будет неравенство

$$\beta_0 \leq \beta^H, \quad (9-30)$$

где  $\beta^H$  — нормативный угол отклонения опоры (или ствола фундамента) в закреплении.

Угловая деформация железобетонных опор в закреплении должна быть вычислена также и по расчетным нагрузкам и учитываться в расчете устойчивости (прочности) опоры по первому предельному состоянию. Допустимость полученной при расчетных нагрузках угловой деформации для промежуточных опор определяется по результатам расчета опоры.

Применение предложенной методики расчета рассмотрим на примере.

**Пример 9-2.** Рассчитать закрепление железобетонной стойки опоры диаметром 560 мм в сверленном котловане диаметром 700 мм, глубиной 3,0 м без ригелей.

Расчетные усилия в опорном сечении стойки:

$$M^P = 19,2 \text{ даН} \cdot 10^3 \cdot \text{м (тс} \cdot \text{м)}; \quad Q^P = 0,96 \text{ даН} \cdot 10^3; \quad N^P = 8 \text{ даН} \cdot 10^3.$$

*Исходные данные.* Грунтовое основание — суглинки с консистенцией  $J_L = 0,23$  и нормативными характеристиками:

$$\varphi^H = 23^\circ; \quad c^H = 2,1 \text{ даН} \cdot 10^3/\text{м}^2; \quad E = 2100 \text{ даН} \cdot 10^3/\text{м}^2; \quad \gamma = 1,95 \text{ даН} \cdot 10^3/\text{м}^3.$$

Коэффициент безопасности по грунту  $k_r$  принимается в соответствии с изложенным в § 9-2.

Расчетные характеристики грунта:

$$\varphi_I = 23^\circ/1,1 = 21^\circ; \quad c_I = 2,1/2,4 = 0,875 \text{ даН} \cdot 10^3/\text{м}^2.$$

Высота приложения равнодействующей горизонтальной силы  $Q$  равна  $H = 19,2/0,96 = 20$  м.

*Физические параметры, необходимые для расчета.* Коэффициенты пассивного давления:

$$m = \gamma_I \text{tg}^2(45 + \varphi_I/2) = 1,95 \text{tg}^2(45 + 21/2) = 4,10 \text{ даН} \cdot 10^3/\text{м}^3;$$

$$m_c = 2c_I \text{tg}(45 + \varphi_I/2) = 2 \cdot 0,875 \text{tg}(45 + 21/2) = 2,55 \text{ даН} \cdot 10^3/\text{м}^2.$$

Расчетная ширина стойки

$$b = b_0 k_{од}; \quad b_0 = 0,545 \text{ м};$$

$$\text{tg} \psi = \text{tg} \varphi_I + c_I/\sigma = 0,384 + 0,875/10 = 0,472; \quad \psi = 25^\circ 15'.$$

По таблице (см. стр. 281)  $c_{од} = 0,0923$ ;

$$k_{од} = 1 + c_{од} \frac{h}{b_0} = 1 + 0,0923 \frac{3}{0,545} = 1,51;$$

$$b = 0,545 \cdot 1,51 = 0,816 \text{ м};$$

$$U = \frac{mbh^2}{2} = \frac{4,09 \cdot 0,816 \cdot 3^2}{2} = 15 \text{ даН} \cdot 10^3;$$

$$A = A_1 = 0.$$

*Безразмерные величины:*

$$\eta = \frac{m_c}{mh} = \frac{2,55}{4,10 \cdot 3} = 0,207;$$

$$\alpha = H/h = 20/3 = 6,67; \quad f = \text{tg} \varphi_I = 0,384;$$

$$f_N = \frac{fN}{U} = \frac{0,384 \cdot 8}{15} = 0,205;$$

$$f_d = \frac{fb_0}{2h} = \frac{0,384 \cdot 0,545}{2 \cdot 3} = 0,035;$$

$$\omega = 1 - 0,03c_1 = 1 - 0,03 \cdot 0,975 = 1,00 - 0,026 = 0,974.$$

Вычисляем коэффициенты формулы (9-25) для определения значения  $\theta$ :

$$B = \frac{3 \cdot 6,67 \cdot 0,207 - 0,56}{\frac{3}{2}(6,67 + 0,207) + 1,5} = \frac{4,14 - 0,56}{10,31 + 1,50} = \frac{3,58}{11,81} = 0,303;$$

$$C = \left\{ \left\{ -\frac{1}{4} \left[ (2 \cdot 0,207 + 1)(3 \cdot 6,67 + 3 \cdot 0,035 + 2) - 0,207 \right] + 3 \times \right. \right. \\ \left. \left. \times 0,205(1 + 6,67) \right\} + 0,031 \right\} \left[ \frac{3}{2}(6,67 + 0,207) + 1,5 \right]^{-1} = -0,80;$$

$$\theta = -\frac{B}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{B}{2}\right)^2 - C} = -\frac{0,303}{2} \pm \\ \pm \sqrt{\left(\frac{0,303}{2}\right)^2 + 0,80} = -0,152 \pm 0,908 = 0,756$$

Определяем значение  $Q_{II}$  по формуле (9-16):

$$Q_{II} = \frac{15 \cdot 0,974}{6,67 + 0,756} \left\{ \frac{1}{3} \left[ (3 \cdot 0,207 + 0,756) 0,756^2 + (3 \cdot 0,207 + 0,756 + 2) \times \right. \right. \\ \left. \left. \times (1 - 0,756)^2 \right] + (2 \cdot 0,207 + 1) 0,035 + 0,205(1 - 0,756) \right\} = \\ = 1,968 \left\{ \frac{1}{3} [1,377 \cdot 0,574 + 3,377 + 0,0595] + 0,0493 + 0,05 \right\} = \\ = 1,968 \cdot 0,436 = 0,86 \text{ даН} \cdot 10^3.$$

Проверяем условие расчета закрепления стойки по первому предельному состоянию [см. формулу (9-27)]:  $k_H = 1$ ;  $m_3 = 1,25$  (см. табл. 9-7);

$$0,96 < \frac{1}{1} 1,25 \cdot 0,86 = 1,075 \text{ [даН} \cdot 10^3,$$

т. е. условие выполняется.

Проверяем закрепление стойки по второму предельному состоянию — по деформациям:

$$Q^H = Q^P / 1,2 = 0,96 / 1,20 = 0,80 \text{ даН} \cdot 10^3.$$

Определяем угол поворота стойки  $\beta_0$  для безригельного закрепления по формуле (9-28).

Модуль деформации  $E = 210 \text{ даН/см}^2 = 2100 \text{ даН} \cdot 10^3 / \text{м}^2$ ; при отношении  $b_0/h = 0,182$  коэффициент  $\nu = 5$  (по графику на рис. 9-10).

Подставляя полученные значения в формулу (9-33), найдем

$$\beta_0 = \frac{3 \cdot 0,80}{4 \cdot 2100 \cdot 3^2} (6 \cdot 6,67 + 3) 5 = 0,318 \cdot 10^{-4} \cdot 215 = 0,00687 = 0,007 < 0,01,$$

т. е. требование расчета закрепления стойки по условиям деформации выполнено.

## 9-5. Конструкции и расчет оснований сборных железобетонных грибовидных фундаментов-подножников

Наиболее распространенным типом фундаментов под металлические опоры до последнего времени являлись легкие сборные железобетонные грибовидные фундаменты-подножники. В настоящее время с ними успешно конкурируют забивные фундаменты — сваи.

Общий вид грибовидного железобетонного подножника дан на рис. 9-12. Подножник состоит из плиты и стойки квадратного сечения. Унифицированные подножники для серии унифицированных стальных опор, применяющихся в Советском Союзе, как правило, выполняются цельными. При больших нагрузках, действующих на грибовидные подножники, и, следовательно, при большом весе элементов они выполняются разъемными. В этом случае плита и

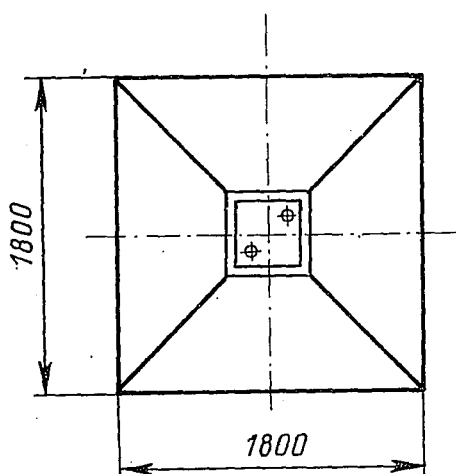
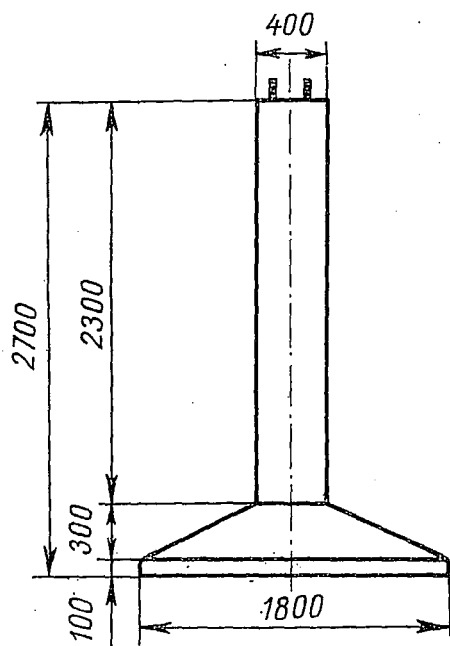


Рис. 9-12. Общий вид грибовидного подножника

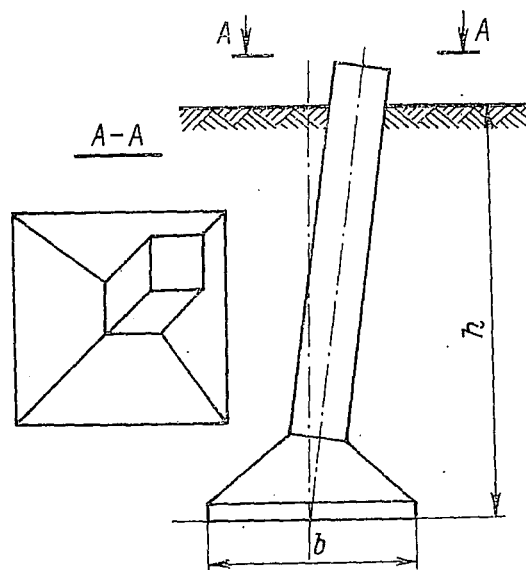


Рис. 9-13. Общий вид подножника с наклонной стойкой

стойка изготавливаются отдельно и соединяются с помощью болтов или сварки на пикете. Для анкерных угловых опор ВЛ 220 кВ и выше, воспринимающих большие поперечные нагрузки, передающиеся на фундамент опоры, применяются подножники с наклонной стойкой (рис. 9-13). При наклонной стойке значительно уменьшаются изгибающие моменты, действующие как на стойку, так и на стык стойки с плитой. При очень больших нагрузках плита под-



ножника также состоит из двух частей, а стойка вместо бруса квадратного сечения выполняется в виде А-образной конструкции. Все элементы соединяются сваркой или болтами в котловане. Общий вид такого сложного подножника дан на рис. 9-14.

Современные железобетонные подножники весом  $3-8 \text{ даН} \cdot 10^3$  (тс) рассчитаны на вырывающие нагрузки  $15-60 \text{ даН} \cdot 10^3$ . Из сравнения этих значений видно, что собственный вес подножника уравнивает лишь незначительную долю вырывающей нагрузки, а основное сопротивление оказывает насыпанный над плитой грунт.

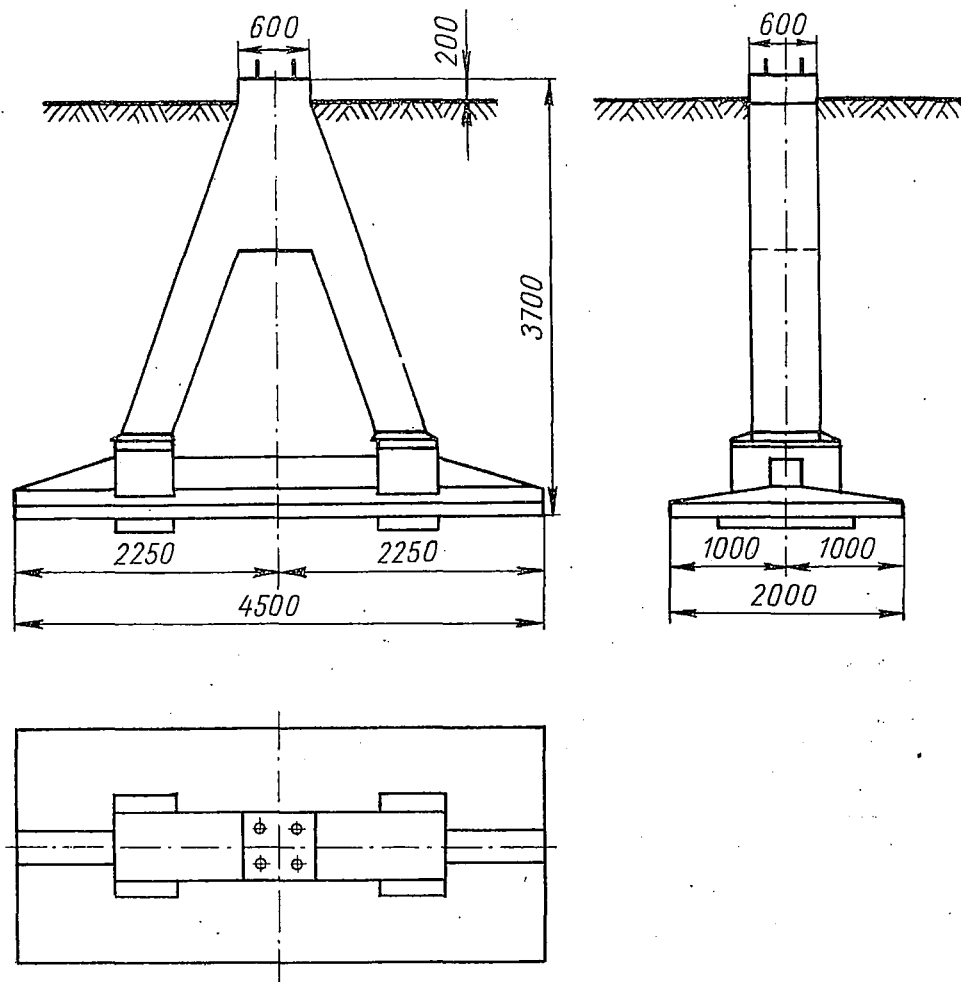


Рис. 9-14. Сборный подножник с А-образной стойкой

При перемещении плиты под действием вырывающей силы из-за наличия между частицами грунта трения и сцепления в работу вовлекаются массы грунта, смежные с насыпным грунтом, в результате чего вырыванию оказывает сопротивление грунт уже в объеме призмы или обелиска при прямоугольной плите. На рис. 9-15 показана расчетная схема вырываемого грибовидного подножника.

**Расчет по деформациям.** Расчет оснований грибовидных фундаментов подножников по деформациям производится на нормативные нагрузки во всех режимах воздушных линий.

**Расчет на сжатие.** Как указывалось выше, требование расчета по деформациям сводится к их ограничению, в данном случае —

к ограничению вертикальной осадки. При расчете осадок среднее давление под подошвой фундамента не должно превышать расчетного давления на основание, т. е. должно быть соблюдено условие

$$\sigma_{\text{ср}} \leq R. \quad (9-31)$$

Расчетное сопротивление  $R$  вычисляется по формуле (17) СНиП II-15-74 «Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования».

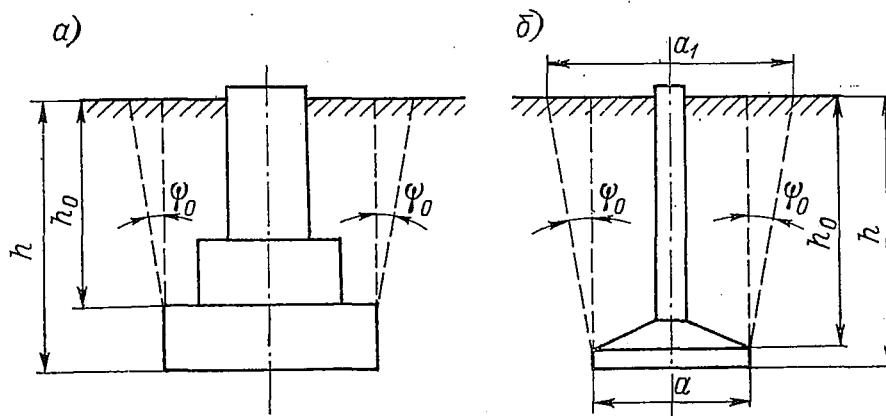


Рис. 9-15. Расчетная схема при действии вырывающей нагрузки: а — массивного фундамента; б — грибовидного подножника

Деформации оснований фундаментов нормальных (в том числе унифицированных) опор могут не определяться, если фактическое среднее давление на грунт под фундаментами опор не превышает значения  $R_s$ , приведенного в табл. 9-8, составленной с учетом предельных деформаций, указанных в табл. 9-1.

Если на фундамент действуют вертикальная сжимающая нагрузка и две горизонтальные, направленные в плоскостях симметрии, параллельных сторонам подошвы, или одна из них, то наибольшее давление на грунт под краем подошвы не должно превышать  $1,2 R$  для каждой горизонтальной нагрузки, учитываемой совместно с вертикальной.

Использование данных табл. 9-8 допустимо при условии, что основание под подошвой фундамента сложено горизонтальными, выдержанными по толщине слоями грунтов: а) крупно-обломочных при содержании песчаного заполнения менее 40% и глинистого менее 30%; б) песков любой плотности и средней плотности при любой крупности, кроме пылеватых; в) только плотных песков любой крупности; г) только песков средней плотности при любой крупности; д) супесей, суглинков и глин при  $J_L < 0,5$  и  $e = 0,4 \div 0,9$ ; е) песчаных грунтов при  $e < 0,7$  в сочетании с глинистыми моренного происхождения при  $J_L < 0,5$  и  $e = 0,7$ .

Давление  $R_s$ , даН/см<sup>2</sup>, на грунты основания подножников деформаций основания в нормальном

Модуль деформации грунта $E$ , даН/см <sup>2</sup>	Расстояние между осями подножников						
	5,0						
	Размер стороны квадратной						
	1,2	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,6

*Промежуточные*

Глубина заложения

80	1,77	1,52	1,35	1,27	1,22	—	1,11
100	2,09	1,78	1,56	1,46	1,39	—	1,26
150	2,89	2,43	2,12	1,95	1,83	—	1,64
200	3,65	3,08	2,67	2,43	2,26	—	2,01
250	4,40	3,71	3,19	2,90	2,71	—	2,40
300	5,20	4,32	3,76	3,40	3,15	—	2,77

$h =$

80	1,84	1,60	1,46	1,41	1,29	—	1,21
100	2,16	1,86	1,68	1,57	1,48	—	1,36
150	2,96	2,52	2,22	2,06	1,93	—	1,75
200	3,74	3,16	2,77	2,53	2,38	—	2,14
250	4,44	3,78	3,29	3,01	2,83	—	2,48
300	5,23	4,41	3,82	3,48	3,27	—	2,87

$h =$

80	—	1,71	1,57	1,47	1,46	1,34	1,32
100	—	1,97	1,78	1,66	1,58	1,49	1,46
150	—	2,59	2,32	2,16	2,04	1,88	1,85
200	—	3,23	2,85	2,66	2,49	2,28	2,24
250	—	3,86	3,38	3,16	2,95	2,69	2,62
300	—	4,50	3,91	3,66	3,38	3,08	3,01

*Анкерные, анкерные угловые*

$h =$

80	1,56	1,35	1,20	1,14	1,10	—	1,01
100	1,83	1,55	1,38	1,30	1,25	—	1,13
150	2,49	2,11	1,85	1,71	1,61	—	1,45
200	3,14	2,64	2,30	2,11	1,97	—	1,76
250	3,76	3,16	2,74	2,50	2,34	—	2,08
300	4,45	3,70	3,21	2,91	2,71	—	2,39

$h =$

80	1,63	1,43	1,32	1,27	1,17	—	1,11
100	1,90	1,64	1,50	1,41	1,33	—	1,23
150	2,57	2,19	1,95	1,82	1,71	—	1,56
200	3,21	2,73	2,40	2,22	2,08	—	1,88
250	3,80	3,25	2,84	2,62	2,45	—	2,18
300	4,50	3,79	3,29	3,00	2,83	—	2,50

Таблица 9-8

нормальных опор, рассчитанное из условий предельных  
режиме работы линий

вдоль действующей нагрузки $b$ , м						
2,5						
опорной плиты подножника $a$ , м						
1,2	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,6
<i>опоры</i>						
подножника $h = 2,0$ м						
1,1	—	—	—	—	—	—
1,25	1,08	—	—	—	—	—
1,62	1,39	1,23	1,17	1,12	—	—
2,09	1,77	1,57	1,46	1,39	—	—
2,46	2,10	1,83	1,70	1,61	—	—
2,87	2,40	2,11	1,94	1,83	—	—
2,5 м						
1,21	1,08	1,02	—	—	—	—
1,37	1,21	1,13	1,09	1,03	—	—
1,77	1,54	1,40	1,33	1,25	—	—
2,18	1,86	1,68	1,58	1,48	—	—
2,54	2,19	1,95	1,83	1,71	—	—
2,94	2,50	2,22	2,05	1,93	—	—
3,0 м						
—	1,19	1,13	1,06	1,04	1,02	—
—	1,32	1,24	1,16	1,13	1,09	—
—	1,64	1,51	1,41	1,36	1,29	—
—	1,95	1,78	1,66	1,58	1,49	—
—	2,27	2,05	2,91	1,82	1,69	—
—	2,58	2,36	2,17	2,03	1,89	—
<i>и промежуточные угловые опоры</i>						
2,0 м						
1,03	—	—	—	—	—	—
1,17	1,02	—	—	—	—	—
1,50	1,29	1,15	1,10	1,06	—	—
1,83	1,55	1,38	1,30	1,24	—	—
2,13	1,83	1,61	1,49	1,43	—	—
2,48	2,09	1,84	1,71	1,61	—	—
2,5 м						
1,10	—	—	—	—	—	—
1,24	1,10	1,03	1,01	—	—	—
1,57	1,37	1,27	1,21	1,14	—	—
1,91	1,65	1,50	1,41	1,33	—	—
2,22	1,92	1,72	1,63	1,51	—	—
2,54	2,18	1,95	1,81	1,70	—	—

Модуль деформации грунта $E$ , даН/см <sup>2</sup>	Расстояние между осями подожников						
	5,0						
	Размер стороны квадратной						
	1,2	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,6

	$h =$						
80	—	1,54	1,42	1,33	1,28	1,23	1,22
100	—	1,75	1,60	1,49	1,43	1,36	1,34
150	—	2,28	2,05	1,91	1,81	1,69	1,66
200	—	2,80	2,49	2,33	2,19	2,02	1,99
250	—	3,33	2,93	2,75	2,57	2,36	2,30
300	—	3,85	3,37	3,17	2,94	2,68	2,62

*Расчет на вырывание.* При действии на фундамент нормативной вырывающей нагрузки расчет по деформациям производится по формуле

$$N_B^H \leq mR_3 F_0 + G_\phi, \quad (9-32)$$

где  $m$  — коэффициент условий работы (см. § 9-3);  $R_3$  — расчетное давление, принимаемое по табл. 9-6;  $F_0$  — проекция плоскости верха плиты на горизонтальную плоскость;  $G_\phi$  — вес фундамента.

*Расчет при совместном действии на фундамент вертикальной сжимающей и горизонтальной сил.* В этом случае должна быть определена часть горизонтальной силы  $Q_H^H$ , воспринимаемая фундаментом при внецентренном сжатии при ограничении краевого давления значением  $1,2 R$ . Разность  $Q_0^H = Q^H - Q_H^H$  должна быть воспринята ригелем, устанавливаемым в верхней части стойки фундамента.

Влияние плиты учитывается как действие нижнего ригеля. Расчет выполняется по методике расчета заделки одностоечных опор [см. формулы (9-16) и (9-17)].

**Расчет по прочности (общей устойчивости).** Расчет производится при действии расчетной вырывающей нагрузки  $N_B^P$  по формуле, аналогичной формуле расчета анкерных плит:

$$N_B^P = \frac{1}{k_H} (N_{п0} + 0,9G_\phi), \quad (9-33)$$

где  $k_H$  — коэффициент надежности, принимаемый по табл. 9-2.

Сопротивление слоя грунта вырыванию  $N_{п0}$  определяется по формуле (9-13).

**Пример 9-3.** Рассчитать основание грибовидного фундамента под промежуточную опору на нагрузки нормального режима. Грунты представлены супесями пластичной консистенции ( $J_L = 0,23$ ) с нормативными характеристиками:  $\psi^H = 29^\circ$ ;  $c^H = 1,1$  даН·10<sup>3</sup>/м<sup>2</sup>;  $\gamma = 1,9$  даН·10<sup>3</sup>/м<sup>3</sup>;  $E = 3200$  даН·10<sup>3</sup>/м<sup>2</sup>.

вдоль действующей нагрузки $b$ , м						
2,5						
опорной плиты подножника $a$ , м						
1,2	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,6
3,0 м						
—	1,10	1,06	—	—	—	—
—	1,21	1,15	1,07	1,05	1,03	—
—	1,48	1,37	1,29	1,25	1,19	—
—	1,74	1,61	1,50	1,43	1,36	—
—	2,01	1,83	1,71	1,63	1,53	—
—	2,27	2,04	1,92	1,81	1,69	—

*Расчет по деформациям.* Расчетные характеристики грунтов естественного сложения равны нормативным.

Расчетные характеристики обратной засыпки:

$$\varphi_{3\text{ II}} = 0,8 \varphi_{\text{II}} = 0,8 \varphi^{\text{H}} = 24^{\circ};$$

$$c_{3\text{ II}} = 0,5 c_{\text{II}} = 0,5 c^{\text{H}} = 0,55 \text{ даН} \cdot 10^3 / \text{м}^2 \text{ (тс/м}^2\text{)};$$

$$\gamma_{3\text{ II}} = 1,6 \text{ даН} \cdot 10^3 / \text{м}^3.$$

*Расчет на сжатие.* Нормативная сжимающая нагрузка  $N_c^{\text{H}} = 37,5 \text{ даН} \cdot 10^3$ . Принимаем фундамент (подножник) типа ФЗ-2 с размерами плиты  $1,8 \times 1,8 \text{ м}$  при глубине заложения подошвы  $h_{\text{п}} = 2,5 \text{ м}$ .

Напряжение по подошве фундамента

$$\sigma_{\text{ср}} = N_c^{\text{H}} / F + \gamma_3 h_{\text{п}} = 37,5 / 1,8^2 + 1,7 \cdot 2,5 = 11,56 + 4,25 = 15,81 \text{ даН} \cdot 10^3 / \text{м}^2.$$

По табл. 9-8 для  $E = 3000 \text{ даН} \cdot 10^3 / \text{м}^2$  при  $a = 1,8 \text{ м}$  и базе  $b$  более  $5 \text{ м}$  находим

$$R_s = 3,76 \text{ даН} \cdot 10^3 / \text{см}^2 = 37,6 \text{ даН} \cdot 10^3 / \text{м}^2,$$

т. е. соблюдено условие  $\sigma_{\text{ср}} < R_s$  ( $15,81 < 37,6$ ).

Краевое давление на грунт при  $Q^{\text{H}} = 3,1 \text{ даН} \cdot 10^3$

$$\sigma_{\text{макс}} = \frac{N_c^{\text{H}}}{F} + \frac{Q^{\text{H}} h_c}{W} + \gamma_3 h_{\text{п}} = \frac{37,5}{1,8^2} + \frac{3,1(2,5 + 0,2)}{1,8^3} + 1,7 \cdot 2,5 = 24,35 \text{ даН} \cdot 10^3 / \text{м}^2 < 1,2 R_s = 45 \text{ даН} \cdot 10^3 / \text{м}^2.$$

*Расчет на вырывание.* Вырывающая нагрузка  $N_{\text{в}}^{\text{H}} = 28 \text{ даН} \cdot 10^3 \text{ (тс)}$ . Масса подножника  $3 \text{ т}$ .

Расчетное давление на грунт засыпки принимаем по табл. 9-6. При  $h/a = 2,4/1,8 = 1,33$  оно составляет  $R_3 = 5,5 \text{ даН} \cdot 10^3 / \text{м}^2$ .

Коэффициент условий работы (см. § 9-3)  $m = 1 \cdot 1,2 \cdot 1 = 1,2$ . Сопротивление вырыванию

$$N_{\text{в}}^{\text{H}} = 1,2 \cdot 5,5 (1,8 \cdot 1,8 - 0,2) + 3 = 23 \text{ даН} \cdot 10^3 < 28 \text{ даН} \cdot 10^3.$$

Таким образом, фундамент типа ФЗ-2 не удовлетворяет условию расчета по деформациям на вырывание.

Принимаем фундамент большего размера — Ф4-2 с подошвой  $2,1 \times 2,1$  м. Масса фундамента 3,4 т. При  $h/a = 1,19$  расчетное давление  $R_3 = 4,8 \text{ даН} \cdot 10^3/\text{м}^2$ , и сопротивление вырыванию

$$N_B^H = 1,2 \cdot 4,8 \cdot (2,1 \cdot 2,1 - 0,2) + 3,4 = 27,7 \approx 28 \text{ даН} \cdot 10^3.$$

Расчет по несущей способности. Расчетная вырывающая нагрузка  $N_B^P = 43,5 \text{ даН} \cdot 10^3$ .

Расчетные характеристики грунта:

$$\varphi_1 = 29/1,1 = 26^\circ; \quad c_1 = 1,1/2,4 = 0,46 \text{ даН} \cdot 10^3/\text{м}^2.$$

Расчетные параметры грунта обратной засыпки  $\psi_0$  и  $c_0$  определяем по формулам:

$$\psi_0 = 0,6\varphi_1 = 0,6 \cdot 26^\circ = 15^\circ 36';$$

$$c_0 = 0,6c_1 = 0,6 \cdot 0,46 = 0,276 \text{ даН} \cdot 10^3/\text{м}^2;$$

$$\gamma_{31} = 1,7 \text{ даН} \cdot 10^3/\text{м}^3.$$

Размеры призмы выпирания (см. рис. 9-15, б):

$$a = 2,1 \text{ м};$$

$$a_1 = 2,1 + 2 \cdot 2,5 \text{ tg } 15^\circ 36' = 3,5 \text{ м};$$

$$V_T = \frac{2,5}{6} [(2 \cdot 3,5 + 2,1) \cdot 3,5 + (2 \cdot 2,1 + 3,5) \cdot 2,1] = 20 \text{ м}^3;$$

$$V_\phi = 1,36 - 0,03 = 1,33 \text{ м}^3;$$

$$\Sigma \omega = \frac{2,1 + 3,5}{2} \cdot 2,4 \cdot 4 = 26,88 \text{ м}^2;$$

$$N_B^P = \frac{1}{1} [1,70 (20 - 1,33) + 0,276 \cdot 26,88 + 3,4] = 43,4 \approx 43,5 \text{ даН} \cdot 10^3.$$

## 9-6. Конструкции и расчет фундаментов из свай, погружаемых методом виброудавливания

В предыдущем параграфе мы рассмотрели сборные железобетонные грибовидные фундаменты и их расчет. Несмотря на то что эти конструкции имеют широкое распространение в строительстве высоковольтных линий, они обладают и некоторыми недостатками; главными из них являются:

а) необходимость выполнения земляных работ, которые вызывают затруднения при строительстве, например при обводненных грунтах;

б) относительно большой вес одного сборного элемента;

в) деформативность, вследствие которой в расчетах подножников определяющим является расчет по деформациям, в чем можно убедиться, рассматривая пример 9-3.

Все это привело к необходимости изыскания иных средств для закрепления опор в грунте, в результате чего и появились погружаемые в ненарушенный грунт фундаменты в виде призматических свай. Таким образом, свайные погружаемые фундаменты имеют назначение, отличное от назначения обычных свайных фундаментов, сооружаемых в основном в обводненных и слабых грунтах.

Для успешного применения свайных фундаментов необходимо было разработать и технологию их сооружения, в частности погружения в грунт. Обычные методы забивки свай молотом не могли удовлетворить требованиям поточной установки свайных фундаментов для опор, устанавливаемых в большом количестве. Поэтому для устройства фундаментов под опоры был предложен и внедрен способ вдавливания сваи в предварительно пробуренную в грунте скважину — лидер. Впоследствии нетехнологичные механизмы для вдавливания были заменены промышленными агрегатами для вибровдавливания.

При строительстве линий обычная забивка свай молотом применяется только в отдельных случаях — на переходах через большие реки и для некоторых специальных опор.

В настоящем параграфе мы рассмотрим только свайные фундаменты массовых линейных опор, погружаемые в грунт с помощью вибровдавливающих агрегатов в предварительно пробуренный лидер (скважину). Такие сваи относятся к типу висячих свай, закрепление которых в грунте обеспечивается главным образом трением по боковой поверхности сваи и частично сопротивлением на уровне острия при сжатии и только трением при действии вырывающих нагрузок.

Для унифицированных опор разработана серия унифицированных свай и свайных фундаментов с применением этих свай. Последние имеют поперечные размеры  $25 \times 25$ ,  $30 \times 30$ ,  $35 \times 35$  и  $40 \times 40$  см, длина свай 6, 8, 10 и 12 м.

Если по условиям прочности одной сваи оказывается недостаточно, то фундамент комплектуется из двух и максимум из трех свай. Свайные фундаменты с числом свай более трех должны проектироваться и рассчитываться по общим указаниям и требованиям главы СНиП Б5-67 и других нормативных документов.

Общий вид сваи-фундамента дан на рис. 9-16.

Свая в верхней части имеет два анкерных болта, с помощью которых к ней крепится опорный башмак стальной конструкции опоры. В процессе погружения к этим же болтам крепится рабочий орган вибровдавливающего агрегата. При двух или трех сваях применяется ростверк, закрепляемый на сваях, к которому крепится башмак опоры.

Расчет свай производится по первому предельному состоянию по формуле

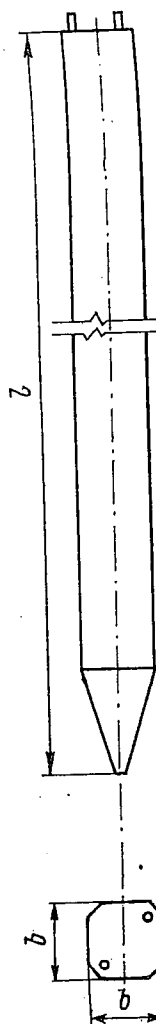


Рис. 9-16.  
Общий вид  
свай-фунда-  
мента

$$N^p < P_c,$$

(9-34)



где  $N^p$  — расчетная нормальная сила, передаваемая на сваю;  $P_c$  — расчетное сопротивление сваи.

При действии сжимающей нагрузки расчетное сопротивление сваи определяется по формуле

$$P_c = k \frac{1}{k_H} m_K (0,5R^H F + u \sum f_i^H l_i) - 1,1G_\phi, \quad (9-35)$$

а при действии вырывающей нагрузки — по формуле

$$P_B = k \frac{1}{k_H} m_K u \sum f_i^H l_i + 0,9G_\phi, \quad (9-36)$$

где  $k$  — коэффициент однородности грунта, принимаемый в расчетах равным 0,85;  $k_H$  — коэффициент надежности, принимаемый по табл. 9-2;  $m_K$  — коэффициент условий работы куста свай, рав-

Нормативное сопротивление грунта под нижними концами свай

Глубина погружения свай, м	Песчаные грунты средней плотности					Супеси с консистенцией $J_L$		Суглинки		
	гравелистые	крупные	средней крупности	мелкие	пылеватые	$J_L \leq 0$	$0 < J_L \leq 1,0$	0	0,1	0,2
3	910	730	335	210	140	140	100	875	595	375
4	1000	765	350	230	150	150	105	1000	680	455
5	1070	790	370	240	160	160	110	1070	740	500
6	1130	820	380	256	165	165	115	1130	775	530
8	1210	855	410	280	175	175	120	1210	840	570
10	1270	885	435	300	180	180	130	1270	885	605
12	1340	915	460	315	190	190	140	1340	920	640

ный при глубине погружения свай более 4 м: при двух сваях в кусте — 0,9, при трех сваях в кусте — 0,8;  $F$  — площадь поперечного сечения сваи,  $m^2$ ;  $u$  — периметр сваи, м;  $R^H$  — нормативное сопротивление грунта в плоскости острия сваи, приведенное в табл. 9-9;  $f_i^H$  — нормативное сопротивление  $i$ -го слоя грунта по боковой поверхности сваи,  $даН \cdot 10^3/m^2$ , значения которого приведены в табл. 9-10;  $l_i$  — толщина  $i$ -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, м (длина острия сваи не учитывается); 0,5 — коэффициент, учитывающий влияние лидера (скважины);  $G_\phi$  — вес сваи и части ростверка, приходящийся на сваю.

Для расчета закрепления свай в рыхлых и пылеватых песках, насыщенных водой, а также в водонасыщенных супесях расчетное сопротивление должно определяться по данным испытаний свай статической нагрузкой на сжатие и вырывание.

Если под опорный башмак конструкции устанавливается более одной сваи, то нагрузка на каждую из них должна приниматься с учетом возможной неравномерности ее распределения; при двух сваях — 0,6 полной нагрузки; при трех сваях — 0,4 полной нагрузки.

Расчетная глубина свай не должна быть менее 6 м для железобетонных и 3 м — для деревянных свай. При указанной наименьшей глубине погружения и принятых поперечных размерах свай расчет их на действие горизонтальной нагрузки по условиям устойчивости (несущей способности) основания производить не нужно, так как отношение глубины погружения к поперечному размеру сваи получается не менее 10.

При одновременном действии на сваю вырывающей вертикальной и горизонтальной сил при отношении  $Q^p/N^p > 0,12$  расчетное

Таблица 9-9

$R^H$ , даН·10<sup>3</sup>/м<sup>2</sup>

и глины с консистенцией  $J_L$

0,3	0,4	0,5	0,6	0,75	1,0
250	170	110	80	50	12
305	205	135	90	55	13
340	230	160	95	60	15
365	250	170	110	65	15
400	275	180	120	75	16
425	290	195	130	80	17
450	305	200	140	85	18

сопротивление, определенное по формуле (9-36), должно быть снижено путем умножения на коэффициент условий работы, равный 0,90 при  $Q^p/N^p = 0,175$ ; 0,85 при  $Q^p/N^p = 0,250$  и 0,65 при  $Q^p/N^p = 0,350$ .

При других значениях отношения  $Q^p/N^p$  коэффициент условий работы определяется интерполяцией.

Конструкция сваи должна быть рассчитана на действие нормальных и поперечных сил по общим методам расчета сжато-изогнутых или растянуто-изогнутых железобетонных элементов.

Расчетная поперечная нагрузка на сваю в зависимости от жесткости сваи и характеристик грунта может быть определена на основании так называемого практического метода по формулам:

при свободной голове сваи

$$Q^p = \beta \frac{\Delta B}{4 (nd)^3}; \quad (9-37)$$

при голове сваи, заделанной в бетонном ростверке,

$$Q^p = \beta \frac{\Delta B}{(nd)^3}, \quad (9-38)$$

где  $B$  — жесткость сваи на изгиб;  $nd$  — глубина условной заделки сваи, кратная поперечному размеру сваи  $d$ ;  $\beta$  — коэффициент отпора грунта;  $\Delta$  — перемещение головы сваи.

Таблица 9-10

Нормативные сопротивления  $f$ , даН·10<sup>3</sup>/м<sup>2</sup>, по боковой поверхности свай, погруженных вибровдавливанием в предварительно пробуренные скважины (лидеры)

Средняя глубина слоя $h_s$ , м	Диаметр скважины (лидера) $d_l$ , мм	Пески			Суглинки и глины при показателе консистенции $J_L$							
		крупные и средней крупности	мелкие	Пылеватые пески и супеси	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	$0,6 < J_L < 0,75$	$0,75 < J_L < 1,0$	
1	$d_c-150$	3,2	2,1	1,3	4,0	3,1	2,1	1,8	1,3	0,65	0,50	
	$d_c-100$	—	—	—	3,5	2,6	1,9	1,5	1,1	0,60	0,46	
2	$d_c-150$	3,8	2,7	1,8	4,6	4,1	2,9	2,5	1,8	1,0	0,5	
	$d_c-100$	—	—	—	3,9	3,4	2,4	2,1	1,6	0,65	0,38	
3	$d_c-150$	4,3	3,1	2,2	5,5	4,8	3,6	3,0	2,1	1,3	1,0	
	$d_c-100$	—	—	—	4,7	4,1	3,0	2,5	1,8	1,0	0,75	
4	$d_c-150$	5,0	3,4	2,4	6,1	5,2	3,9	3,3	2,4	1,3	1,0	
	$d_c-100$	—	—	—	5,2	4,4	3,3	2,9	2,0	1,0	0,75	
5	$d_c-150$	5,4	3,6	2,6	6,4	5,5	4,2	3,6	3,0	1,3	1,0	
	$d_c-100$	—	—	—	5,4	4,6	3,5	3,2	2,3	1,0	0,75	
6	$d_c-150$	5,5	4,5	4,0	6,6	5,7	4,4	3,8	3,2	1,3	1,0	
	$d_c-100$	—	—	—	5,5	4,7	3,6	3,3	2,6	1,0	0,75	

Примечание:  $d_c$  — диаметр круглой сваи или сторона сваи квадратного сечения. При вибровдавливании и вибропогружении диаметр лидера не должен быть более  $d_c-150$  мм.

Зависимость коэффициента отпора  $\beta$  от свойств грунта и глубина заделки  $nd$ , установленная практикой и экспериментами для заделок без ростверка или с ростверком, для железобетонных свай приведены в табл. 9-11.

Как видно из формул (9-37) и (9-38), значение расчетной силы  $Q^p$  получается пропорциональным перемещению головы сваи  $\Delta$ . Для свай стальных опор и свай для крепления оттяжек значение  $\Delta$  следует принимать в пределах 1—2 см.

Пример 9-4. Рассчитать железобетонную сваю на горизонтальную нагрузку. Определить расчетную горизонтальную нагрузку  $Q^p$  на железобетонную сваю квадратного сечения с размером сторон квадрата  $d = 30$  см.

Таблица 9-11

Глубина заделки  $nd$  железобетонных свай и коэффициент отпора грунта  $\beta$  при действии горизонтальных нагрузок

Наименование грунтов	Сваи со свободной головой		Сваи с головой, заделанной в ростверке	
	$nd$	$\beta$	$nd$	$\beta$
Пески и супеси средней плотности, суглинки и глины тугопластичные, залегающие выше уровня грунтовых вод	$3,5d$	1,2	$5d$	1,2
То же, ниже уровня грунтовых вод	$4,0d$	0,96	$6d$	0,96
Пески и супеси пылеватые, рыхлые суглинки и глины мягкопластичные или слежавшиеся, залегающие ниже уровня грунтовых вод	$4,5d$	0,65	$7d$	0,65

Свая погружена в тугопластичный суглинок. Грунтовых вод нет. Свая одиночная, без ростверка. Жесткость сваи, армированной напряженной арматурой,

$$B = 265\,000 \frac{30^4}{12} = 265\,000 \frac{81 \cdot 10^4}{12} = 179 \cdot 10^8 \text{ см}^4.$$

По табл. 9-11 находим

$$nd = 3,5d = 3,5 \cdot 30 = 105 \text{ см}; \quad \beta = 1,2.$$

При заданном перемещении головы сваи  $\Delta = 1 \text{ см}$

$$Q^P = 1,2 \frac{1 \cdot 179 \cdot 10^8}{4 \cdot 10^5} = 1,2 \frac{179 \cdot 10^2}{4 \cdot 1,16} = 4640 \text{ даН} = 4,64 \text{ даН} \cdot 10^3 \text{ (тс)}.$$

Изгибающий момент, действующий на сваю,

$$M^P = 4,46 \cdot 1,05 = 4,87 \text{ даН} \cdot 10^3 \cdot \text{м}.$$

Если допустить перемещение  $\Delta = 1,5 \text{ см}$ , то по условиям работы основания расчетная поперечная нагрузка будет равна

$$Q^P = 4,64 \cdot 1,5 = 6,96 \text{ даН} \cdot 10^3; \quad M^P = 4,87 \cdot 1,5 = 7,3 \text{ даН} \cdot 10^3 \cdot \text{м}.$$

Получаемая по формулам (9-37) и (9-38) нагрузка  $Q^P$  по несущей способности основания не должна превосходить расчетных поперечных нагрузок и изгибающих моментов по условиям прочности сваи.

# ГРОЗОЗАЩИТА И ЗАЗЕМЛЕНИЕ

## 10-1. Общие сведения о грозозащите

При эксплуатации воздушных линий электропередачи наблюдаются случаи перекрытия изоляции и отключений линии вследствие атмосферных перенапряжений, возникающих во время грозовых разрядов. Для защиты линий от этих воздействий были произведены обширные исследования возникновения и развития грозовых разрядов и разработаны защитные мероприятия.

При разбрызгивании водяных капель в атмосфере более тяжелые капли заряжаются положительно и выпадают в виде дождя или сосредоточиваются в верхней части облака, а мелкие капли с отрицательными зарядами скапливаются в нижней части облака. На поверхности земли под облаком индуктируются положительные заряды. Разряд между облаком и землей начинается с образования слабосветящегося канала, называемого лидером. Когда лидер достигает земли, начинается главный разряд, хорошо видимый невооруженным глазом в виде разряда молнии. Токи молнии чаще всего имеют амплитуду до 50 кА, реже — до 100 кА и лишь в единичных случаях — более 100 кА.

Особенностью грозовых разрядов является их статистический характер, поэтому техника грозозащиты исходит из вероятностных законов частоты грозовых разрядов и распределения амплитуд токов молнии. Интенсивность грозовой деятельности на территории земного шара очень различна: наиболее часто грозы бывают в тропических странах, где число грозовых дней в году достигает 200 и более. На территории СССР наибольшее число грозовых дней наблюдается на Кавказе, в южных районах европейской части страны, на Дальнем Востоке и в некоторых горных районах. На Крайнем Севере, в Средней Азии и в большей части Сибири число грозовых дней мало. В настоящее время интенсивность грозовой деятельности оценивается по более точному показателю — по числу грозовых часов в год. В ПУЭ приводится карта территории СССР, показывающая среднее годовое число грозовых часов в отдельных районах.

Основным средством грозозащиты является подвеска тросов вдоль всей линии электропередачи или вдоль ее части. При наличии грозозащитных тросов различают два вида грозовых перекрытий: прямой удар молнии в провода линии помимо троса и так называемое обратное перекрытие, возни-

кающее при ударе молнии в вершину опоры или в трос вблизи опоры.

Удельная грозопоражаемость линий определяется по числу годовых отключений, отнесенному к 100 км линии, и при известной интенсивности грозовой деятельности, например при 100 грозových часах. Удельное число отключений зависит от значения защитного угла, высоты опоры и сопротивления заземления. Выбор основных параметров, обеспечивающих требуемую грозоупорность линий, рассматривается ниже.

## 10-2. Типы и виды молниеотводов. Зона защиты

Стержневые молниеотводы, устанавливаемые на зданиях и сооружениях, хорошо известны. В энергетике молниеотводы этого типа применяются для защиты подстанций и дымовых труб электростанций. Для грозозащиты воздушных линий стержневые молниеотводы, устанавливаемые на опорах, используются лишь в исключительных случаях и поэтому ниже не рассматриваются.

Как было указано, основным способом защиты воздушных линий является подвеска грозозащитных тросов. Согласно ПУЭ линии напряжением 110—500 кВ с металлическими и железобетонными опорами должны быть защищены тросами по всей длине. Сооружение линий 110—330 кВ без тросов допускается в районах со слабой грозовой деятельностью — менее 20 ч в год, на отдельных участках с плохо проводящими грунтами и на участках трассы с толщиной стенки гололеда более 20 мм. Линии 35 кВ с металлическими и железобетонными опорами защищаются тросами только на подходах к подстанциям протяженностью 1—2 км, если на подстанции установлены трансформаторы мощностью более 1600 кВ·А.

Линии 35—220 кВ с деревянными опорами защищаются тросами только на подходах к подстанциям. Для линий напряжением до 35 кВ защита от грозových перенапряжений не требуется.

Эффективность защиты проводов от прямых ударов молнии зависит прежде всего от защитного угла  $\alpha$  между вертикальной линией, проходящей через трос, и прямой, соединяющей точки подвеса троса и провода (см. рис. 5-3). Защита тем надежнее, чем меньше угол  $\alpha$ . Опыт эксплуатации линий показывает, что при  $\alpha \leq 20^\circ$  число прямых ударов в провод очень мало. При увеличении защитных углов с  $20^\circ$  до  $30^\circ$  число поражений проводов постепенно возрастает, но при  $30^\circ$  остается в приемлемых пределах. При углах более  $30^\circ$  наблюдается резкое ухудшение защитного действия троса. Поэтому согласно ПУЭ угол защиты на одностоечных опорах должен быть не более  $30^\circ$ . Некоторое ухудшение условий грозозащиты по сравнению с грозозащитой при оптимальном угле  $20^\circ$  допускается потому, что для обеспечения угла  $20^\circ$  необходимо значительное увеличение высоты тросостойки, приводящее к увеличению высоты и веса опоры, а следовательно, и стоимости линии.

Этот перерасход не компенсируется достигаемым при этом улучшением условий грозозащиты.

На опорах с горизонтальным расположением проводов грозозащита обеспечивается двумя тросами; в этом случае требуется угол грозозащиты, определяемый по отношению к крайним проводам, не более  $20^\circ$ . На железобетонных опорах во всех случаях, а на металлических — в III, IV и особом районах гололедности и в районах с частой и интенсивной пляской проводов допускается увеличивать угол защиты до  $30^\circ$ . Защита среднего провода обеспечена, если расстояние между тросами не превышает пятикратного превышения тросов над проводами.

На воздушных линиях напряжением 150 кВ и ниже тросы подвешиваются, как правило, непосредственно на опорах при помощи линейной арматуры без изоляторов, а изолированное крепление троса производится только на анкерных опорах. На линиях напряжением 220 кВ и выше тросы подвешиваются при помощи изолятора, шунтированного искровым воздушным промежутком. В нормальных условиях изоляторы исключают возможность протекания индуктируемых в тросах токов в цепи трос—опора—земля—опора. При ударе молнии в трос искровые воздушные промежутки пробиваются и токи молнии отводятся в землю. Для повышения эффективности защиты около подстанций на участках линий 220—330 кВ длиной 2—3 км и линий 500 кВ длиной 5 км, примыкающих к подстанциям, тросы заземляются на каждой опоре.

### 10-3. Трубчатые разрядники. Защита переходов

Разрядником называется устройство, служащее для замыкания и размыкания электрической цепи с целью защиты от перенапряжений. Простейшим видом разрядника является искровой воздушный промежуток, шунтирующий изоляторы подвески тросов (см. § 10-2).

Трубчатый разрядник (рис. 10-1) состоит из двух последовательно искровых промежутков: внешнего открытого  $S_2$  и внутреннего  $S_1$ , расположенного в трубке 1 из газогенерирующего материала (фибра или винипласт). В этой трубке расположены два электрода: стержневой 2 и кольцевой 3. При возникновении перенапряжения оба воздушных промежутка пробиваются, а образующиеся в трубке газы гасят дугу.

Трубчатые разрядники применяются для защиты отдельных пролетов или участков линий с ослабленной изоляцией. Изоляция может быть ослаблена при установке отдельных стальных и железобетонных опор на линиях с деревянными опорами, при выполнении больших переходов без тросов, на пересечениях линий электропередачи между собой и с линиями связи. Все случаи, в которых требуется установка разрядников, перечислены в ПУЭ.

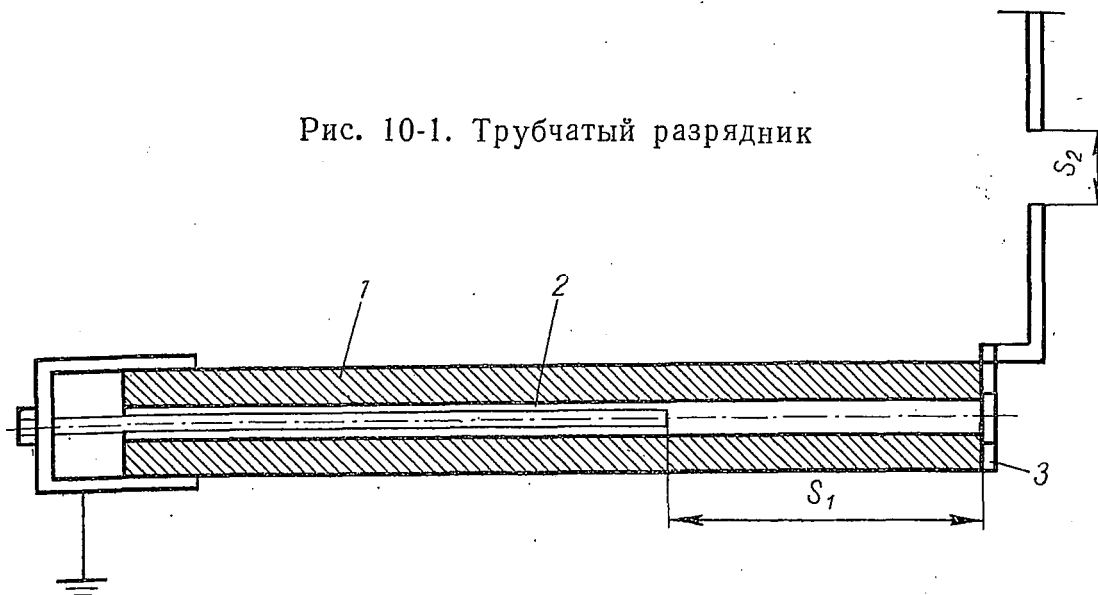
Трубчатые разрядники выпускаются на различные номинальные напряжения до 110 кВ и различные пределы отключаемых токов,

указываемые в маркировке соответствующих типов. Так, например, шифр РТФ 35/0,8-5 обозначает трубчатый фибровый разрядник для линии 35 кВ с пределами отключаемых токов 0,8—5 кА.

Тип разрядника выбирают по пределам возможных токов короткого замыкания в соответствующей точке сети.

Трубчатые разрядники устанавливаются на опорах так, чтобы внешние воздушные промежутки находились на требуемом рас-

Рис. 10-1. Трубчатый разрядник



стоянии от проводов соответствующих фаз; противоположная сторона разрядника соединяется через конструкцию опоры или заземляющий спуск с заземлением опоры.

#### 10-4. Назначение заземления. Удельное сопротивление грунта

Очевидно, что грозозащитные тросы будут предохранять провода линии от прямых ударов молнии только в том случае, если будет обеспечен отвод в землю токов молнии, ударившей в тросы. Для этой цели предназначены заземляющие устройства, состоящие, как правило, из заземлителя и связи между тросом и заземлителем. На линиях с металлическими опорами эта связь обеспечена конструкцией опоры, в которой присоединены трос и заземлитель. При железобетонных опорах для связи троса с заземлителем используются специальные стержни стоек. На линиях с деревянными опорами трос соединяется с заземлителем посредством заземляющих спусков. К заземлителю должны быть также присоединены установленные на опорах разрядники.

С точки зрения эффективности грозозащиты желательно, чтобы сопротивление заземления было возможно меньше; это сопротивление зависит от конструкции заземлителя и удельного сопротивления грунта. В грунтах с большим удельным сопротивлением получение низкого сопротивления заземления сопряжено с большими затруднениями и расходами. Поэтому согласно ПУЭ в грунтах с



большим удельным сопротивлением допускаются большие сопротивления заземления. Соответствующие данные приводятся в табл. 10-1. В последнем столбце таблицы ориентировочно указаны категории грунтов с соответствующими удельными сопротивлениями.

Таблица 10-1

Допускаемые сопротивления заземляющих устройств опор

Удельное сопротивление земли $\rho$ , Ом·м	Сопротивление заземления опор, Ом	Категория грунтов
До 100	До 10	Чернозем, глина, суглинок, торф
Более 100—300	До 15	Лёсс, супеси, глина с содержанием влаги до 40%
Более 300—500	До 15	Пески и пески с галькой
Более 500—1000	До 20	Сухие пески, пески с галькой и валунами
Более 1000—5000	До 30	Степные пески при мощности пласта 10 м и более и глубококом стоянии грунтовых вод, мягкий грунт при малой мощности слоя (до 1,5 м) на скальном основании
Более 5000	$6 \cdot 10^{-3} \rho$	Скальные грунты

Согласно ПУЭ должны быть заземлены металлические, железобетонные и деревянные опоры всех типов и напряжений, на которых подвешен трос или установлены разрядники. Кроме того, должны быть заземлены железобетонные и металлические опоры ВЛ 3—35 кВ, а также опоры, на которых установлены трансформаторы, разъединители, предохранители и другие аппараты.

10-5. Типы и конструкции заземляющих устройств для деревянных, металлических и железобетонных опор

Типы и конструкции заземляющих устройств выбираются в зависимости от типа фундаментов или способа закрепления опор в грунте.

Металлические опоры, а также некоторые типы железобетонных опор устанавливаются на грибовидных или свайных фундаментах (см. гл. IX). В грунтах с удельным сопротивлением до 500 Ом·м железобетонные грибовидные и свайные фундаменты обычно обеспечивают требуемое сопротивление заземления без установки дополнительных заземляющих элементов.

Если фундаменты не обеспечивают требуемого сопротивления заземления, то следует применять либо лучевые поверхностные заземлители из круглой стали 12 мм, закладываемые на глубине 0,5—1 м, либо вертикальные глубинные за-

землители. При свайных фундаментах в качестве заземлителей обычно используются стальные стержни, вдавливаемые в грунт вместе со сваями.

В грунтах с удельным сопротивлением более 500 Ом·м, как правило, устанавливаются дополнительные лучевые или вертикальные заземлители.

На высоковольтной линии с очень высоким удельным сопротивлением грунта заземлители прокладывают по всей длине трассы ЛЭП, такие заземлители называются противовесами.

Способы расчета сопротивления заземляющих устройств разных типов приводятся в специальной литературе [5, 8].

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Аэросъемка и ее применение.— М.: Наука, 1967.
2. Бошнякович А. Д. Механический расчет проводов и тросов линий электропередачи. 2-е изд.— Л.: Энергия, 1971.
3. Глазунов А. А. Основы механической части воздушных линий электропередачи. Т. 1. Работа и расчет проводов и тросов.— М.—Л.: Госэнергоиздат, 1956.
4. Глазунов А. А. и Глазунов А. А. Основы проектирования воздушных линий электропередачи. Т. 2. Работа и расчет деревянных опор.— М.—Л.: Госэнергоиздат, 1959.
5. Долгинов А. И. Техника высоких напряжений в электроэнергетике.— М.: Энергия, 1966.
6. Крюков К. П., Курносоев А. И., Новгородцев Б. П. Конструкции и расчет опор линий электропередачи.— М.—Л.: Энергия, 1964.
7. Крюков К. П., Курносоев А. И., Новгородцев Б. П. Конструкция и расчет металлических и железобетонных опор линий электропередачи. 2-е изд.— Л.: Энергия, 1975.
8. Мельников Н. А., Рокотян С. С., Шеренцис А. Н. Проектирование электрической части воздушных линий электропередачи 330—500 кВ. 2-е изд.— М.: Энергия, 1972.
9. Правила защиты устройств проводной связи железнодорожной сигнализации и телемеханики от опасного и мешающего влияния линий электропередачи. Общие положения. Опасные влияния. Ч. 1.— М.: Энергия, 1966.
10. Правила устройства электроустановок. 5-е изд. (ПУЭ-76)— М. Атомиздат, 1978.
11. Прокофьев И. П. Давление сыпучего тела и расчет подпорных стенок. 5-е изд.— М.: Госстройиздат, 1947.
12. Рабинович И. М. Основы строительной механики стержневых систем. 2-е изд.— М.: Госстройиздат, 1956.
13. Руководящие указания по выбору и эксплуатации изоляции в районах с загрязненной атмосферой.— М.: СЦНТП ОРГРЭС, 1975.
14. Савицкий Г. А. Основы расчета радиомачт.— М.: Связьиздат, 1953.
15. Соколов А. Г. Опоры линий передачи.— М.: Госстройиздат, 1961.
16. Строительные нормы и правила Ч. II. Нормы проектирования. Гл. 6. Нагрузки и воздействия (СНиП II-6-74).— М.: Стройиздат, 1976).
17. СНиП II-Б.1-62. Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования.— М.: Госстройиздат, 1962.
18. СНиП II-Б.5-67. Свайные фундаменты. Нормы проектирования.— М.: Стройиздат, 1971.
19. СНиП II-21-75. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования.— М.: Стройиздат, 1973.
20. СНиП II-В.3-72. Стальные конструкции. Нормы проектирования.— М.: Стройиздат, 1973.
21. СНиП II-В.4-71. Деревянные конструкции. Нормы проектирования.— М.: Госстройиздат, 1972.
22. СНиП II-И.9-62. Линии электропередачи напряжением выше 1 кВ. Нормы проектирования.— М.: Госстройиздат, 1963.
23. СНиП III-18-75. Металлические конструкции. Правила производства и приемки работ.— М.: Стройиздат, 1976.
24. СНиП II-В.5-64. Алюминиевые конструкции. Нормы проектирования.— М.: Стройиздат, 1965.
25. Mc Daniel. An analysis of galloping electric transmission lines.— Power Apparatus and Systems, 1960, No 49.
26. Fluage. Groupe de Travail 5.— Electra (France), 1972, No 24.

# ПРЕДМЕТНЫЙ УКАЗАТЕЛЬ

- Арматура железобетонных опор 227  
— линейная 66, 67, 68
- Бетон 225, 226  
Болты 143, 144, 188, 189, 190
- Вибрация проводов 26, 27  
Виброгасители 28
- Гирлянда натяжная 68, 69  
— поддерживающая 66, 67  
Гололед 21, 22  
Грозозащита 301  
Грунты, боковой отпор, или пассивное сопротивление 280  
— , влажность 265  
— , объемная масса 265  
— , сцепление 268  
— , трение 268
- Длина провода 39
- Железобетон 225
- Зажим поддерживающий — натяжной 66, 67, 68, 69  
Заземление 303, 304  
Защита от коррозии 147
- Изгиб продольный 179  
Изоляторы грязестойкие 64  
— подвесные 62, 65  
— стеклянные 62  
— тарелочные 62  
— фарфоровые 62  
— штыревые 31
- Коррозия 146  
Коэффициент аэродинамический 23  
— запаса 43  
— перегрузки, условий работы 115, 185  
— пористости 265  
Кручение 176
- Линия электропередачи двухцепная 6  
— — одноцепная 6
- Модуль упругости 40  
Момент крутящий 176  
Монтаж проводов 98
- Нагрузка ветровая 23  
— нормативная 113, 114  
— расчетная 114  
Напор ветра скоростной 23
- Обрыв провода 79, 80, 81, 82, 83, 84  
Опоры анкерные 7, 120  
— — угловые двухцепные 161  
— — деревянные 124, 125, 126  
— — железобетонные на оттяжках 232, 233, 235  
— — одностоечные одноцепные 230, 233  
— — порталные 235  
— — промежуточные 7, 118  
— — угловые 7, 120  
— — стальные 155—163  
Основание фундаментов 260
- Перенапряжения 106  
Пляска проводов 29  
Предел текучести 147  
— упругости 147  
Провода алюминиевые 13  
— , длина 39  
— , монтаж 98  
— , обрыв 7, 120  
— , пляска 29  
— , расстояние 107, 108, 110  
— — сталеалюминиевые 14, 15  
— , тяжение 30  
Пролет весовой 92  
— ветровой 92  
— габаритный 91  
— критический 47, 50, 53  
— приведенный 93, 94  
Профиль продольный 87, 88, 89
- Разрядник 302  
Расстановка опор 94, 95, 96  
Расстояние между проводами 107, 108, 110  
Расчет опор деревянных 128  
— — железобетонных 225  
— — на оттяжках 213, 254  
— — стальных 190  
— — проводов монометаллических 49  
— — сталеалюминиевых 52  
— статический 166, 167, 168  
— элементов, соединений сжатых стержней 177

Режим аварийный 115  
— монтажный 115  
— нормальный 114

Серьга 71  
Сила критическая 179  
Скоба 70  
Соединения болтовые 188  
— сварные 187  
Сплав алюминиевый 148  
Сталь 147, 148  
Стыки фланцевые 163

Температура критическая 47

Температура среднегодовая 43  
Трещиностойкость 244  
Тяжение проводов 30

Угол защиты 301, 302  
Устойчивость стержня 179  
Ушки 71

Фундаменты, деформация 263  
— сборные 273, 287  
— свайные 295

# ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие . . . . .	3
Введение . . . . .	4
<b>Глава I. Провода и грозозащитные тросы</b>	
1-1. Общие сведения . . . . .	9
1-2. Конструкции проводов и тросов . . . . .	11
1-3. Расчетные климатические условия. Ветровые и гололедные нагрузки. Влияние температуры . . . . .	18
1-4. Вибрация и пляска проводов . . . . .	26
1-5. Кривая провисания провода и определение стрел провеса . . . . .	30
1-6. Тяжения в точках подвеса. Длина провода в пролете . . . . .	36
1-7. Уравнение состояния провода. Критические пролеты. Критическая температура . . . . .	39
1-8. Расчет монометаллических проводов и грозозащитных тросов . . . . .	49
1-9. Расчет сталеалюминиевых проводов . . . . .	52
1-10. Примеры расчетов провода . . . . .	56
<b>Глава II. Изоляторы и арматура</b>	
2-1. Типы изоляторов и их характеристики . . . . .	61
2-2. Линейная арматура . . . . .	64
2-3. Выбор типов изоляторов и арматуры . . . . .	72
<b>Глава III. Расчет тяжения провода при обрыве в одном из пролетов</b>	
3-1. Зависимость тяжения провода от горизонтального перемещения одной из его точек подвеса . . . . .	76
3-2. Случай обрыва провода во втором пролете от анкерной опоры . . . . .	79
3-3. Случай обрыва провода в любом пролете . . . . .	81
<b>Глава IV. Расстановка опор по профилю трассы</b>	
4-1. Общие сведения . . . . .	85
4-2. Продольный профиль трассы . . . . .	87
4-3. Расстановка опор по профилю с помощью шаблона . . . . .	90
4-4. Проверка опор на вырывание . . . . .	96
4-5. Расчет монтажных стрел провеса . . . . .	97
4-6. Расчет переходов . . . . .	100
<b>Глава V. Расположение проводов и тросов на опорах. Нагрузки на опоры</b>	
5-1. Расположение проводов и конструктивные схемы опор . . . . .	104
5-2. Расстояния между проводами . . . . .	106
5-3. Расположение грозозащитных тросов . . . . .	111
5-4. Методы расчета. Нагрузки на опоры . . . . .	112
5-5. Расчетные схемы опор . . . . .	118
<b>Глава VI. Деревянные опоры</b>	
6-1. Общие сведения о дереве как строительном материале . . . . .	122
6-2. Конструкции деревянных опор . . . . .	124
6-3. Расчет промежуточных опор . . . . .	127
6-4. Расчет соединений элементов . . . . .	143

## Глава VII. Стальные опоры

7-1. Свойства строительной стали, применяемой для изготовления опор и фундаментов . . . . .	146
7-2. Конструкции стальных опор . . . . .	150
7-3. Определение усилий в стержневых конструкциях опор . . . . .	166
7-4. Подбор сечения стержней конструкций опор . . . . .	177
7-5. Расчет соединений и узлов . . . . .	187
7-6. Расчет стальных свободстоящих опор . . . . .	190
7-7. Расчет стальных опор на оттяжках . . . . .	206

## Глава VIII. Железобетонные опоры

8-1. Общие сведения о железобетоне как о строительном материале . . . . .	225
8-2. Конструкции железобетонных опор . . . . .	227
8-3. Расчет элементов железобетонных опор . . . . .	240
8-4. Расчет железобетонных опор . . . . .	245

## Глава IX. Фундаменты и расчет закрепления опор в грунте

9-1. Общие сведения. Задачи и метод расчета . . . . .	260
9-2. Физико-механические свойства грунтов . . . . .	264
9-3. Анкерные плиты для крепления оттяжек и их расчет . . . . .	271
9-4. Расчет закрепления в грунте свободстоящих одностоечных одноствольных опор . . . . .	276
9-5. Конструкции и расчет оснований сборных железобетонных грибовидных фундаментов-подножников . . . . .	287
9-6. Конструкции и расчет фундаментов из свай, погружаемых методом вибровдавливания . . . . .	294

## Глава X. Грозозащита и заземление

10-1. Общие сведения о грозозащите . . . . .	300
10-2. Типы и виды молниеотводов. Зона защиты . . . . .	301
10-3. Трубчатые разрядники. Защита переходов . . . . .	302
10-4. Назначение заземления. Удельное сопротивление грунта . . . . .	303
10-5. Типы и конструкции заземляющих устройств для деревянных, металлических и железобетонных опор . . . . .	304

Список литературы . . . . .	306
-----------------------------	-----

Предметный указатель . . . . .	307
--------------------------------	-----

КИРИЛЛ ПЕТРОВИЧ КРЮКОВ  
БОРИС ПАВЛОВИЧ НОВГОРОДЦЕВ

## **КОНСТРУКЦИИ И МЕХАНИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ЛИНИЙ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧИ**

Редактор Л. М. Пархоменко  
Художественный редактор Ю. Г. Смирнов  
Технический редактор А. Г. Рябкина  
Корректор О. С. Денисенко  
Переплет и оформление художника А. И. Бородина

ИБ 1098

Сдано в набор 24.01.79. Подписано в печать 11.04.79. М-28994.  
Формат 60 × 90 1/16. Бумага типографская № 2. Гарнитура  
литературная. Печать высокая. Усл. печ. л. 19,5.  
Уч.-изд. л. 20,18. Тираж 24000 экз. Заказ 204. Цена 80 к.

Ленинградское отделение издательства «Энергия». 191041,  
Ленинград, Д-41, Марсово поле, 1.

Ленинградская типография № 4 Ленинградского производ-  
ственного объединения «Техническая книга» Союзполиграф-  
прома при Государственном комитете СССР по делам изда-  
тельств, полиграфии и книжной торговли, Ленинград, Д-126,  
Социалистическая, 14.





## ИЗДАТЕЛЬСТВО «ЭНЕРГИЯ»

*С. Шмидт*  
08.79.

### В КНИЖНЫЕ МАГАЗИНЫ ПОСТУПИЛ ТЕМАТИЧЕСКИЙ ПЛАН ИЗДАТЕЛЬСТВА «ЭНЕРГИЯ» НА 1979 ГОД

В 1979 году распространение узкоспециальной литературы для индивидуальных покупателей производится, как и в предыдущие годы, через магазин № 170 Москниги.

В связи с этим план выпуска литературы на 1979 год состоит из двух частей.

В первую часть плана включены книги, распространяемые через книготорговую сеть. На эти книги заказы собираются и оформляются всеми книготорговыми предприятиями и организациями.

Во вторую часть плана включены книги по узкоспециальной тематике. Централизованные заказы на них принимаются только от библиотечных коллекторов и оформляются книготоргами по второй части вкладыша. В розничную продажу эти книги поступать не будут.

Индивидуальные покупатели заказывают литературу, включенную во вторую часть плана, только в специализированном магазине № 170 «Книга — почтой» Москниги.

Заказ оформляется на почтовой открытке, где указываются номер по плану, автор, название книги (или книг, если заказывается несколько названий), количество необходимых экземпляров и адрес, по которому должна быть отправлена заказываемая литература.

Книги будут высылаться после их выхода из печати наложенным платежом.

Индивидуальные заказы на книги по второй части плана выпуска литературы на 1979 год магазин № 170 принимает до 1 января 1980 года.

Выполнение заказов, поступивших после 1 января 1980 года, не гарантируется.

*Адрес магазина:*

Москва, 121096, ул. Василисы Кожинной, д. 10.  
Магазин № 170 «Книга — почтой».

*Телефоны для справок:*


магазин № 170: 145-61-42; отдел распространения издательства «Энергия»: 235-39-27.


Для удобства пользования тематическим планом по рекомендации Союзкниги в соответствующие разделы первой части плана включены названия книг из второй части плана.

# КАРТА РАЙОНИРОВАНИЯ СССР ПО ВЕТРОВОЙ НАГРУЗКЕ



Условные обозначения:  Границы районов с различными нормативными скоростными напорами ветра

 Границы горных районов

 Границы районов с различными нормативными скоростными напорами в пределах горных районов