



**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ
РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ**

**Белорусский национальный
технический университет**

Кафедра «Электрические системы»

М. А. Короткевич

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ
МЕХАНИЧЕСКОЙ ЧАСТИ
ЛИНИЙ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧИ**

Учебно-методическое пособие

**Минск
БНТУ
2016**

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
Белорусский национальный технический университет

Кафедра «Электрические системы»

М. А. Короткевич

ПРОЕКТИРОВАНИЕ МЕХАНИЧЕСКОЙ ЧАСТИ
ЛИНИЙ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧИ

Учебно-методическое пособие
к практическим занятиям
для студентов специальности 1-43 01 02
«Электроэнергетические системы и сети»
специализации 1-43 01 02 02 «Проектирование,
монтаж и эксплуатация электрических сетей»

*Рекомендовано учебно-методическим объединением
по образованию в области энергетики
и энергетического оборудования*

Минск
БНТУ
2016

УДК 621.311
ББК 31.279я73
К68

Рецензенты:

кандидат технических наук, начальник отдела системообразующей сети управления эксплуатации электротехнического оборудования и электрических сетей ГПО Белэнерго *Б. Г. Дегиль*;
доктор технических наук, профессор кафедры «Практическая подготовка студентов» Белорусского государственного аграрного технического университета *В. И. Русан*

Короткевич, М. А.

К68 Проектирование механической части линий электропередачи : учебно-методическое пособие к практическим занятиям для студентов специальности 1-43 01 02 «Электроэнергетические системы и сети» специализации 1-43 01 02 02 «Проектирование, монтаж и эксплуатация электрических сетей» / М. А. Короткевич. – Минск : БНТУ, 2016. – 116 с.; вкл.
ISBN 978-985-550-448-2.

Включены задачи, решаемые студентами во время аудиторных занятий и охватывающие все темы учебной программы дисциплины. Приведены необходимые исходные данные и справочные материалы для решения задач.

Пособие предназначено для студентов специальности 1-43 01 02 «Электроэнергетические системы и сети» специализации 1-43 01 02 02 «Проектирование, монтаж и эксплуатация электрических сетей» и будет полезно при выполнении курсовой работы и дипломном проектировании. Оно может быть использовано студентами родственных специальностей: «Электрические станции» и «Электроснабжение».

УДК 621.311
ББК 31.279я73

ISBN 978-985-550-448-2

© Короткевич М. А., 2016
© Белорусский национальный
технический университет, 2016

С о д е р ж а н и е

Предисловие	4
Тема 1. Выбор схемы расположения проводов и тросов на опоре. Определение габаритного, весового и ветрового пролетов	5
Тема 2. Выбор линейной изоляции и арматуры	13
Тема 3. Систематический расчет проводов и тросов	20
Тема 4. Определение нормативных и расчетных нагрузок на промежуточную опору в нормальных режимах	23
Тема 5. Определение нормативных и расчетных нагрузок на промежуточную опору в аварийном режиме.	37
Тема 6. Определение нормативных и расчетных нагрузок на анкерную опору в нормальных режимах	40
Тема 7. Определение нормативных и расчетных нагрузок на анкерную опору в аварийных режимах	43
Тема 8. Расчет грозозащитного троса на механическую прочность и термическую стойкость	46
Тема 9. Определение наведенных электромагнитных и электростатических напряжений на грозозащитных тросах	50
Тема 10. Определение годового числа отключений воздушных линий электропередачи от грозовых перенапряжений	58
Тема 11. Определение прочности или несущей способности железобетонной стойки опоры	62
Тема 12. Проверка возможности использования унифицированной конической стойки опоры на воздействующие нагрузки	66
Тема 13. Расчет металлических траверс железобетонных и металлических опор	72
Тема 14. Выбор площади поперечного сечения элементов пространственных решетчатых конструкций металлических опор	80
Тема 15. Расчет железобетонных фундаментов металлических опор	91
Тема 16. Расчет на прочность и устойчивость железобетонных свай, применяемых в качестве фундаментов опор воздушных линий электропередачи	98
Тема 17. Расчет закрепления железобетонной стойки опоры в грунте	101
Тема 18. Построение шаблонов для расстановки опор по профилю трассы линии электропередачи	109
Рекомендуемая литература	112
ПРИЛОЖЕНИЕ. Основные механические и физические характеристики грунта	113

Предисловие

В соответствии с учебным планом дисциплины на проведение практических занятий отводится 28 часов, поэтому в пособии помещены как обязательные, так и несколько резервных заданий. Предполагается, что студент будет самостоятельно решать задачи по индивидуальному варианту, указанному преподавателем. При этом до начала решения задачи преподаватель формулирует алгоритм решения и напоминает основные расчетные выражения. Далее каждый студент самостоятельно решает сформулированную задачу, а преподаватель проводит контроль и индивидуальные консультации.

К решению каждого задания даны методические указания.

Особенность построения учебно-методического пособия состоит в том, что заданная в теме 1 исходная информация, дополненная недостающими сведениями, помещенными в условия задачи или в методических указаниях к ее решению, используется далее для решения задач остальных тем.

Приведены необходимые справочные материалы по техническим характеристикам проводов, тросов, бетона, арматурной и уголковой стали, грунта.

Теоретическая часть рассматриваемых вопросов изложена в [1, 3]. Ссылки на конкретный материал приводятся при изложении условий решаемой задачи.

Тема 1. ВЫБОР СХЕМЫ РАСПОЛОЖЕНИЯ ПРОВОДОВ И ТРОСОВ НА ОПОРЕ. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГАБАРИТНОГО, ВЕСОВОГО И ВЕТРОВОГО ПРОЛЕТОВ

З а д а н и е

Выбрать схему расположения проводов на опоре, если известны:
 номинальное напряжение воздушной линии электропередачи;
 материал опор;
 количество цепей;
 марка проводов и грозозащитных тросов;
 районы по ветру и гололеду, где будет проходить трасса линии;
 минимальное, максимальное и среднегодовое значения температуры окружающего воздуха.

Необходимо также определить значения габаритного, весового и ветрового пролетов.

Исходные данные приведены в табл. 1.1.

Таблица 1.1

Исходные данные для выполнения задания

Но- мер ва- ри- ан- та	Номи- наль- ное напря- жение линии, кВ	Мате- риал опор	Ко- ли- чес- тво це- пей	Пло- щадь попе- речного сечения провода	Марка грозоза- щитно- го троса	Район по		Температура, °С			Дли- тельно допу- сти- мый ток, А
						вет- ру	го- ло- леду	Мак- си- маль- ная	Ми- ни- маль- ная	Сред- него- довая	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	35	Железо- бетон	1	70/11	ТК8	III	I	35	-39	+5,5	265
2	35	Железо- бетон	1	95/16	ТК8	II	II	36	-37	+5,0	330
3	35	Металл	2	120/27	АС70/11	I	III	35	-41	+5,0	375
4	110	Железо- бетон	2	120/19	ТК9,1	II	II	38	-35	+6,0	390
5	110	Железо- бетон	1	150/24	ТК9,1	III	III	37	-36	+7,0	450
6	110	Железо- бетон	1	185/24	ТК9,1	III	I	36	-34	+6,5	520
7	110	Железо- бетон	1	240/27	ТК9,1	II	II	35	-39	+5,5	605

Окончание табл. 1.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
8	110	Металл	2	120/27	AC120/27	II	II	36	-37	+5,0	375
9	110	Металл	2	150/34	TK9,1	III	III	35	-41	+5,0	450
10	110	Металл	2	185/29	TK9,1	II	II	38	-35	+6,0	510
11	110	Металл	2	240/32	AC70/72	II	II	37	-36	+7,0	605
12	220	Железо-бетон	2	240/39	TK11	III	III	36	-34	+6,5	610
13	220	Железо-бетон	1	300/48	TK11	II	I	35	-39	+5,5	690
14	220	Металл	1	330/43	AC95/141	II	II	36	-37	+5,0	730
15	220	Железо-бетон	1	400/51	TK11	III	II	35	-41	+5,0	825
16	220	Металл	2	240/56	TK11	II	III	38	-35	+6,0	610
17	220	Металл	2	300/66	TK11	II	II	37	-36	+7,0	680
18	220	Металл	2	330/30	TK11	III	I	36	-34	+6,5	730
19	220	Металл	2	400/64	TK11	II	II	35	-39	+5,5	860
20	330	Железо-бетон	1	2×240/39	TK11	II	II	36	-37	+5,0	1220
21	330	Железо-бетон	1	2×300/39	TK11	III	III	35	-41	+5,0	1420
22	330	Железо-бетон	1	2×330/43	TK11	II	II	38	-35	+6,0	1420
23	330	Железо-бетон	1	2×400/22	TK11	II	III	37	-36	+7,0	1660
24	330	Металл	2	2×400/93	TK11	III	II	36	-34	+6,5	1720
25	330	Металл	2	2×500/26	TK11	II	II	35	-39	+5,5	1920
26	330	Металл	2	2×300/48	TK11	II	II	36	-37	+5,0	1380
27	330	Металл	2	2×400/56	TK11	III	III	35	-41	+5,0	1220
28	750	Металл	1	5×300/67	TK11	II	II	38	-35	+6,0	3400
29	750	Металл	1	5×400/56	TK11	III	II	37	-36	+7,0	4125
30	750	Металл	1	5×500/27	TK11	II	III	36	-34	+6,5	4830

Методические указания

Расчетные данные по сталеалюминиевым проводам, сталеалюминиевым и стальным тросам приведены в табл. 1.2. и 1.3.

Таблица 1.2

Расчетные данные по сталеалюминиевым проводам и тросам

Номинальная площадь поперечного сечения, мм ²	Площадь поперечного сечения, мм ²	Диаметр провода, мм	Вес 1 м провода, даН
Сталеалюминиевые провода			
70/11	68/11,3	11,4	0,276
95/16	95,4/15,9	13,5	0,385
120/19	118/18,8	15,2	0,471
120/27	114/26,6	15,4	0,528
150/19	148/18,8	16,8	0,554
150/24	149/24,2	17,1	0,599
150/34	147/34,3	17,5	0,675
185/24	187/24,5	18,9	0,705
185/29	181/29,0	18,8	0,728
185/43	185/43,1	19,6	0,846
240/27	205/26,6	19,8	0,744
240/32	244/31,7	21,6	0,921
240/39	236/38,6	21,6	0,952
240/56	241/56,3	22,4	1,106
300/39	301/38,6	24,0	1,132
300/48	295/47,8	24,1	1,186
300/66	288,5/65,8	24,5	1,313
300/67	288,5/67,3	24,5	1,323
330/30	335/29,1	24,8	1,152
330/43	332/49,1	25,2	1,255
400/22	394/22,0	26,6	1,261
400/51	394/51,1	27,5	1,490
400/64	390/63,5	27,7	1,572
400/93	406/93,2	29,1	1,851
400/56	434/56,3	28,8	1,640
500/26	502/26,6	30,0	1,592
500/27	481/26,6	29,4	1,537
Сталеалюминиевые канаты			
70/72	68,4/72,2	15,4	0,755
95/141	91,2/141	19,8	1,357

Таблица 1.3

Расчетные данные по стальным канатам

Площадь поперечного сечения, мм ²	Диаметр каната, мм	Вес 1 м каната, даН
38,01	8,0	0,3305
50,45	9,1	0,4385
72,95	11,0	0,6274

При толщине стенки гололеда до 20 мм провода на опоре могут располагаться по треугольнику, а при толщине стенки гололеда более 20 мм предпочтение следует отдавать горизонтальному расположению проводов.

Для двухцепных линий (при вертикальном расположении проводов) расположения проводов в виде бочки, прямой или обратной елки необходимо выбрать схему, исходя из минимума суммарной длины траверс на опоре.

Длина габаритного пролета, т. е. такая длина пролета, при которой соблюдается допустимый габарит от нижней точки провода до земли, определяется по формуле

$$l_{\text{габ}} = \sqrt{\frac{-b + \sqrt{b^2 + 4ac}}{2a}},$$

где $b = \frac{\alpha}{\beta}(t_{\text{max}} + 5) - \sigma_{\Gamma}$;

$$a = \frac{\gamma_1}{8f_{\text{габ}}} + \frac{\gamma_3}{24\sigma_{\Gamma}^2\beta}; \quad c = \frac{8}{3} \frac{f_{\text{габ}}^2}{\beta};$$

α – коэффициент температурного расширения провода, °С⁻¹ (табл. 1.4);

$\beta = \frac{1}{E}$ – коэффициент упругого удлинения провода, мм²/даН;

E – модуль упругости, даН/мм² (см. табл. 1.4);

t_{max} – максимальная температура, °С;

σ_{Γ} – допустимое напряжение в материале провода при наибольшей механической нагрузке, даН/мм²;

γ_1 – удельная механическая нагрузка от собственного веса провода, даН/м·мм²;

$$\gamma_3 = \gamma_1 + \gamma_2 - \quad (1.1)$$

удельная механическая нагрузка от собственного веса провода γ_1 и веса гололеда γ_2 ;

$f_{\text{габ}} = h_n - \lambda - h_{\text{доп}}$ – габаритная стрела провеса провода, м;

h_n – расстояние от земли до нижней траверсы, м; может быть принято равным 12–15; 25–27,5; 32–35 м соответственно для линий напряжением до 110, 220 и 330–750 кВ;

λ – длина гирлянды изоляторов; принимается равной 0,5; 1,0; 2,0; 3,0; 6,1 м соответственно для линий номинальным напряжением 35; 110; 220; 330 и 750 кВ;

$h_{\text{доп}}$ – допустимое расстояние (габарит до земли), может быть принято равным 6,0; 7,0; 7,5 и 12,0 м соответственно для линий до 110; 220; 330 и 750 кВ.

Таблица 1.4

Физико-механические характеристики проводов и тросов [2]

Сталеалюминиевые провода и тросы марки ТК	Коэффициент температурного линейного удлинения, 10 ⁻⁶ , 1/°С	Модуль упругости, 10 ³ , даН/мм ²	Допустимое напряжение, даН/мм ²		Предел прочности при растяжении $\sigma_{\text{вр}2}$, даН/мм ²
			при наибольшей нагрузке и низшей температуре $\sigma_r = \sigma$	при среднегодовой температуре σ_s	
1	2	3	4	5	6
Сталеалюминиевые провода площадью поперечного сечения алюминиевой части провода, мм ²					
35–95 при A : C от 5,99 до 6,02	19,2	8,25	12,0	9,0	29,0
70 при A : C = 0,95	14,5	13,4	27,2	20,4	69,0
95 при A : C = 0,65	14,5	13,4	30,8	23,1	78,0
120 и более при A : C от 4,29 до 4,38	18,3	8,9	15,3	10,2	34,0
150–800 при A : C от 7,8 до 8,04	19,8	7,7	12,6	8,1	27,0
185 и более при A : C от 6,14 до 6,28	19,2	8,25	13,5	9,0	30,0

1	2	3	4	5	6
185, 300, 500 при $A : C = 1,46$	15,5	11,4	25,4	16,9	56,5
330 при $A : C = 11,51$	21,0	7,45	11,7	7,8	24,0
400, 500, 1000 при $A : C = 17,91,$ 18,08, 17,85	21,2	7,04	9,6	6,4	22,0
400 и 500 при $A : C = 20,27$ и 18,87	21,5	7,04	10,4	6,9	21,0
500 при $A : C = 2,43$	16,8	10,3	20,5	10,7	46,0
Стальные тросы ТК	12,0	18,5	60,0	42,0	120,0
Защищенные про- вода АСИ, СИП-4	23,0	6,25	11,4	8,5	29,4

Удельная механическая нагрузка от собственного веса и гололеда вычисляется как

$$\gamma_1 = \frac{G_0}{F_a + F_c}, \quad (1.2)$$

$$\gamma_2 = 0,00283b \frac{d + b}{F_a + F_c}, \frac{\text{даН}}{\text{м} \cdot \text{мм}^2}, \quad (1.3)$$

где G_0 – вес единицы длины провода; даН/м (см. табл. 1.2);

F_a, F_c – площадь поперечного сечения алюминиевой и стальной частей провода (см. табл. 1.2);

d – диаметр провода, мм;

b – толщина стенки гололеда, мм.

Если высота приведенного центра тяжести проводов равна 25 м и более, то на толщину стенки гололеда вводится произведение поправочных коэффициентов k_{μ_1} , учитывающих изменение толщины стенки гололеда в зависимости от высоты и диаметра провода (табл. 1.5). Тогда

$$\gamma_2 = 0,00283bk_{\mu_1} \frac{d + bk_{\mu_1}}{F_a + F_c}. \quad (1.4)$$

Таблица 1.5

Значения произведения поправочных коэффициентов $k\mu_1$ для расчета толщины стенки гололеда при высоте расположения приведенного центра тяжести проводов 25 м и более

Район по гололеду	Нормативная толщина стенки гололеда b_n , мм, приведенная к высоте 10 м и диаметру провода 10 мм с повторяемостью 1 раз в 25 лет	Произведение поправочных коэффициентов $k\mu_1$ при высоте расположения приведенного центра тяжести проводов, м											
		до 25				30,0				40,0			
		Диаметр провода, мм				Диаметр провода, мм				Диаметр провода, мм			
		10	20	30	50	10	20	30	50	10	20	30	50
I	10												
II	15												
III	20												
IV	25	1,0	1,0	1,0	1,0	1,40	1,26	1,12	0,98	1,50	1,35	1,20	1,05
V	30												
VI	35												
VII	40												
Особый	Более 40												

Промежуточные значения произведения $k\mu_1$ определяются интерполяцией; k , μ_1 – коэффициенты, учитывающие изменение толщины стенки гололеда в зависимости от высоты (k) и диаметра провода (μ_1).

Определение длины весового и ветрового пролетов

Весовой пролет может быть определен только после расстановки опор по профилю трассы, когда известна разность Δh высот точек подвеса проводов на рассматриваемой опоре и смежных опорах, т. е.

$$l_{\text{вес}} = \frac{1}{2}(l'_{31} + l''_{31}), \quad (1.5)$$

$$l_{\text{вес}} = \frac{1}{2}(l'_{32} + l''_{32}), \quad (1.6)$$

$$l_{\text{вес}} = \frac{1}{2}(l'_{31} + l''_{32}), \quad (1.7)$$

где l'_{31} и l''_{31} – длины больших эквивалентных пролетов, расположенных слева и справа от рассматриваемой опоры;

l'_{32} , l''_{32} – длины малых эквивалентных пролетов, расположенных слева и справа от рассматриваемой опоры (рис. 1.1).

$$l'_{31} = l_1 + \frac{2\sigma\Delta h_1}{\gamma l_1};$$

$$l''_{31} = l_2 + \frac{2\sigma\Delta h_2}{\gamma l_2}$$

$$l'_{32} = l_1 - \frac{2\sigma\Delta h_1}{\gamma l_2};$$

$$l''_{32} = l_2 - \frac{2\sigma\Delta h_2}{\gamma l_2},$$

где l_1 , l_2 – длина пролета слева и справа от рассматриваемой опоры;

Δh_1 , Δh_2 – разность высот точек подвеса провода рассматриваемой опоры и опор, расположенных слева и справа;

γ – удельная механическая нагрузка на провода;

σ – напряжение в материале провода.

Формула (1.5) используется тогда, когда точка подвеса на рассматриваемой опоре находится выше точек подвеса на смежных опорах; формула (1.6) отражает расположение проводов (см. рис. 1.1); формула (1.7) применяется тогда, когда смежная опора слева расположена ниже рассматриваемой, а смежная опора справа расположена выше рассматриваемой.

В качестве приближенного решения может быть принято, что длина весового и ветрового пролета равна 1,25 длины габаритного пролета, т. е.

$$l_{\text{ветр}} = 1,25l_{\text{габ}} = l_{\text{вес}}.$$

При $\Delta h_i = 0$

$$l_{\text{вес}} = l_{\text{ветр}} = \frac{1}{2}(l_1 + l_2).$$

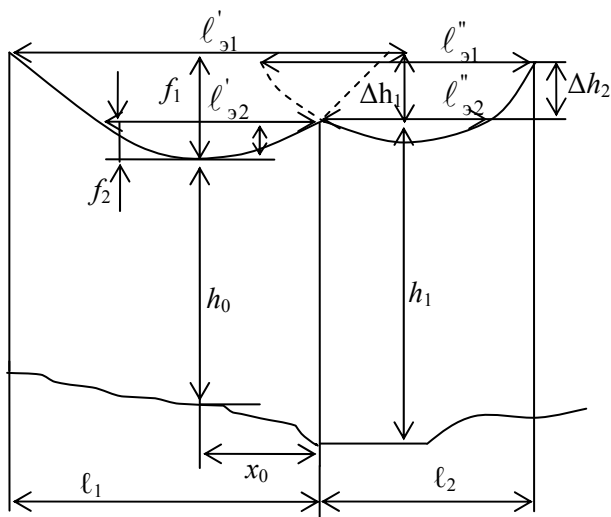


Рис. 1.1. Подвеска провода на неодинаковой высоте

Тема 2. ВЫБОР ЛИНЕЙНОЙ ИЗОЛЯЦИИ И АРМАТУРЫ

З а д а н и е

Для заданного варианта исполнения воздушной линии электропередачи выбрать линейную изоляцию и арматуру (поддерживающий зажим, ушко, серьгу, узел крепления к опоре, виброгаситель, дистанционную распорку).

Оценить эффективность применения сдвоенных гирлянд изоляторов.

Методические указания

Изоляция для воздушных линий электропередачи выбирается по механической и электрической прочности.

Количество m изоляторов в изолирующей подвеске линий напряжением 35–750 кВ определяется по формуле

$$m = \frac{\lambda_y U_{\text{раб}}}{l_{\text{уг}}}, \quad (2.1)$$

где λ_y – удельная длина пути утечки по отношению к наибольшему рабочему напряжению, мм/кВ; для линий напряжением до 20, 35, 110–220, 330 кВ и выше она равна соответственно 22, 19, 16, 15 мм/кВ;

$U_{\text{раб}}$ – наибольшее рабочее линейное напряжение линии, кВ; при номинальных напряжениях 35, 110, 220, 330, 750 кВ оно равно соответственно 40, 126, 252, 363, 787 кВ;

$l_{\text{ут}}$ – длина пути утечки одного изолятора, мм (измеряется расстоянием по поверхности между его шапкой и пестиком); для подвесных стеклянных изоляторов типа ПС 70А; ПС 120А; ПС 160Б; ПС 300Б (буква А означает, что изолятор предназначен для работы в условиях нормальной загрязненности атмосферы; в современных изделиях буква А опускается; Б – для условий повышенной загрязненности атмосферы, в современных изделиях – римская цифра II) она равна соответственно 295, 325, 390, 418 мм.

На линиях с деревянными опорами используются изоляторы в количестве, определенном по формуле (2.1), а на линиях с другими опорами – больше на один изолятор (для линий напряжением до 220 кВ с металлическими или железобетонными опорами) или на два изолятора (для линий напряжением 330 кВ и выше) с целью компенсации возможного появления поврежденных изоляторов.

Количество изоляторов в натяжных гирляндах линии напряжением 35 и 110 кВ увеличивается на один изолятор по сравнению с поддерживающими гирляндами.

Длина λ гирлянды изоляторов определяется умножением количества изоляторов в гирлянде на строительную высоту H одного изолятора:

$$\lambda = mH, \text{ мм.}$$

Значение H равно 130, 145, 170 и 185 мм для изоляторов типа ПС70-А; ПС120-А; ПС160-Б; ПС300-Б соответственно.

По условию механической прочности механическая разрушающая нагрузка $P_{\text{разр}}$ на изолятор должна быть больше максимальной из расчетных механических нагрузок нормального и аварийного режимов:

$$P_{\text{разр}} \geq P_{\text{расч}}^{\text{max}}.$$

Расчетные нагрузки на изолятор нормального режима определяются по среднегодовым условиям и условиям работы при наличии гололеда на проводах и воздействии ветра:

$$P_{\text{расч1}} = 5(\gamma_1 Fl_{\text{вес}} n + g_{\text{и}} ma), \quad (2.2)$$

$$P_{\text{расч2}} = 2,7(\gamma_7 Fl_{\text{вес}} n + g_{\text{и}} ma), \quad (2.3)$$

где 5 и 2,7 – коэффициенты запаса прочности изоляторов в нормальных режимах;

γ_1 – удельная механическая нагрузка на провод от собственной массы провода, даН/м·мм² (формула (1.2));

$l_{\text{вес}}$ – длина весового пролета, м;

n – количество проводов в фазе линии;

$g_{\text{и}}$ – масса одного изолятора; для изоляторов типа ПС70-А, ПС120-А, ПС160-Б, ПС300-Б она равна 3,4; 5,7; 7,8; 11,5 кг соответственно;

a – коэффициент, учитывающий массу линейной арматуры; можно принять равным 1,5; 1,4 и 1,3 для линий напряжением 35, 110, и 220 кВ и выше;

$\gamma_7 = \sqrt{(\gamma_1 + \gamma_2)^2 + \gamma_5^2}$ – удельная механическая нагрузка на провод от воздействия собственного веса провода γ_1 , гололеда γ_2 и ветра γ_5 .

Удельная механическая нагрузка от давления ветра на провод, покрытый гололедом, вычисляется по формуле

$$\gamma_5 = \frac{\alpha c_x 0,25q(d + 2bk\mu_1)}{F_a + F_c} k_l k_v \sin^2 \varphi = \frac{0,3q(d + 2bk\mu_1)k_l k_v}{F}, \quad (2.4)$$

где α – коэффициент, учитывающий неравномерность скорости ветра по длине пролета; равен 1,0; 0,76; 0,71; 0,7 при скоростном напоре ветра q до 20, 40 (скорость ветра 25 м/с); 50 (скорость ветра 29 м/с); 58 даН/мм² и выше (скорость ветра 30 м/с и выше) и определяется для скоростного напора ветра, равного 0,25 q ;

$c_x = 1,2$ – коэффициент лобового сопротивления провода, покрытого гололедом;

k_l – коэффициент, учитывающий влияние длины пролета на ветровую нагрузку; равен 1,0; 1,05; 1,1; 1,2 соответственно при длине пролета 250; 150; 100; до 50 м;

φ – угол между направлением ветра и осью линии; максимальное значение γ_5 имеет место при угле $\varphi = 90^\circ$, что и принимается в качестве нормативного значения;

k_v – коэффициент, учитывающий возрастание скоростного напора ветра по высоте; при высоте расположения приведенного центра тяжести проводов до 15 м $k_v = 1,0$; 20 м – $k_v = 1,25$; 40 м – $k_v = 1,50$. Нормативное ветровое давление при гололеде, равное $0,25q$, должно быть не менее 20, 16 даН/м² соответственно для линий напряжением до 20 и 330–750 кВ. Для линий напряжением 35–220 кВ значение $0,25q$ округляется до 12 даН/м².

Если провод не покрыт гололедом, то соответствующая удельная нагрузка γ_4 определяется как

$$\gamma_4 = \frac{\alpha' c_x' q d}{F_a + F_c} k_l k_v, \quad (2.5)$$

где α' определяется при нормативном скоростном напоре ветра, т. е. при $q k_v$;

$c_x' = 1,1$ при $d \geq 20$ мм и $c_x' = 1,2$ при $d < 20$ мм.

Результирующая нагрузка от воздействия ветра на провод, не покрытый гололедом, определяется как

$$\gamma_6 = \sqrt{\gamma_1^2 + \gamma_4^2}.$$

Значение разрушающих нагрузок указывается в типе изоляторов в килоньютонах.

Расчетные механические нагрузки на изоляторы в аварийном режиме находятся по формулам:

– линии напряжением до 330 кВ

$$P_{\text{расч}}^{\text{ав}} = 1,8 k_1 T n; \quad (2.6)$$

– линии напряжением 750 кВ на металлических свободностоящих опорах

$$P_{\text{расч}}^{\text{ав}} = 2k_1 T n = 0,48 T n, \quad (2.7)$$

где k_1 – коэффициент, учитывающий долю тяжения по проводу, приложенного к изолятору, при обрыве провода (табл. 2.1); при этом $k_1 T$ должно быть не менее 18 кН; для линий напряжением 750 кВ – не менее 27 кН;

$T = \sigma_3 F$ – нормативное тяжение по проводу, даН;

σ_3 – допустимое напряжение при среднегодовых условиях, даН/мм².

Таблица 2.1

Значения коэффициента k_1 , учитывающего долю тяжения по проводу, приложенного к изолятору, при обрыве провода

№ п/п	Тип опор	Площадь поперечного сечения проводов, мм ²	Значения коэффициента k_1 для линии с фазами			
			нерасщепленными	с расщепленными на		
				2 про- вода	3 про- вода	4 про- вода
1	Металлические свободностоящие опоры на оттяжках	До 185	0,5	0,40	0,35	0,30
		240 и более	0,4	0,32	0,28	0,24
2	Железобетонные свободностоящие	До 185	0,3	0,24	0,21	0,18
		240 и более	0,25	0,20	0,18	0,15
3	Деревянные свободностоящие	До 185	0,25	-	-	-
		240 и более	0,2	-	-	-

После выбора типа изоляторов их количество следует уточнить по формуле (2.1).

Оценим эффективность применения сдвоенных гирлянд изоляторов. Для исключения вероятности разрыва гирлянды изоляторов, т. е. их расщепления в изолирующей подвеске линии, рассмотрим вариант исполнения гирлянды изоляторов, состоящей из двух параллельных ветвей. Отмеченные ветви монтируются у провода с помощью коромысла и прикрепляются к траверсе или по отдельности, или в одной точке. В последнем случае верхние концы гирлянд также объединяются между собой с помощью коромысла.

Целесообразность применения сдвоенных гирлянд изоляторов может быть определена как

$$\Delta K \leq Y,$$

где ΔK – дополнительные капитальные затраты на изоляцию линии, включая затраты на дополнительную линейную арматуру;

Y – денежное выражение недоотпуска электроэнергии потребителям, вызванное разрывом (расцеплением) гирлянды изоляторов:

$$Y = P\varepsilon\bar{t}_a\lambda y_a;$$

P – максимальная мощность, передаваемая по линии;

ε – коэффициент, учитывающий возможность резервирования потребителей при отключении линии сверхвысокого напряжения ($\varepsilon = 0,1$);

\bar{t}_a – продолжительность одного аварийного отключения, принимаемая равной 8,8; 9,6; 11,3; 14,9 ч/отказ для линий напряжением 35 и 110; 220; 330; 750 кВ;

λ – параметр потока отказов (разрывов) гирлянд изоляторов (равен 10^{-6} – 10^{-5} $\frac{\text{отказ}}{\text{год}}$);

y_a – удельный ущерб от недоотпуска электроэнергии при аварийных отключениях, принимаемый равным 40000 бел. руб./кВт·ч.

Из указанного выше соотношения ΔK и Y можно установить, что применение сдвоенных гирлянд целесообразно, если

$$\lambda \geq \frac{\Delta K}{P\varepsilon\bar{t}_a y_a}.$$

Значение ΔK определим по выражению

$$\Delta K = (3m_1 N_1 + 6m_2 N_2)C_{и} + C_{арм} = ((3m_1 N_1 + 6m_2 N_2))C_{и} \cdot 1,2,$$

где m_1 – количество изоляторов в поддерживающей гирлянде;

N_1 – количество промежуточных опор на линии;

m_2 – количество изоляторов в натяжной гирлянде изоляторов;
 N_2 – количество анкерных опор ($N_2 = 0,1N_1$);
 $C_{и}$ – стоимость одного изолятора (примем равной 21000 бел. руб.);
 $C_{арм}$ – дополнительная стоимость линейной арматуры (два коромысла, два двухлапчатых ушка (вместо одного однолапчатого), одна двойная скоба); значение $C_{арм}$ примем равным 0,2 от стоимости гирлянды изоляторов.

Количество изоляторов в поддерживающей гирлянде определяется по формуле (2.1). При ориентировочных расчетах значение m_1 (m_2) можно принять равным: 3(4); 7(8); 14; 21; 43 соответственно для линий напряжением 35, 110, 220, 330 и 750 кВ.

Количество опор $N_{оп}$, необходимых для сооружения линии, вычисляется по формуле

$$N_{оп} = \frac{L}{l_{пр}} + 1,$$

где L – длина линии, км;

$l_{пр}$ – среднее значение длины пролета или длина габаритного пролета; для линий напряжением 35, 110, 220, 330 и 750 кВ может быть принята равной 0,150; 0,200; 0,250; 0,300; 0,450 км.

Требуемое количество промежуточных и анкерных опор $N_1 = 0,9N_{оп}$;
 $N_2 = 0,1N_{оп}$.

Значение

$$P = \sqrt{3}U_{ном} I_{доп} \cos \varphi,$$

где $U_{ном}$ – номинальное напряжение линии, кВ;

$I_{доп}$ – длительно допустимый ток нагрузки на провода, А (см. табл. 1.1);

$\cos \varphi = 0,9$ – коэффициент мощности.

Серьги, ушки, узлы крепления гирлянд к опорам, скобы, промежуточные звенья и коромысла (для комплектования двухцепных гирлянд изоляторов) выбираются исходя из коэффициента запаса прочности (отношение минимальной разрушающей нагрузки к нормативной нагрузке, воспринимаемой арматурой), равного 2,5 и 1,7 соответственно при работе линии в нормальном и аварийном режимах.

Поддерживающие и натяжные зажимы, кроме указанного, выбираются также и в зависимости от диаметра провода.

Выбор дистанционных распорок и виброгасителей осуществляется только по диаметру провода.

Расчетные нагрузки $P_{\text{расч}}^{\text{арм}}$, воспринимаемые линейной арматурой в нормальном режиме, определяются по формулам (2.2), (2.3):

$$P_{\text{расч}1}^{\text{арм}} = 0,5P_{\text{расч}1};$$

$$P_{\text{расч}2}^{\text{арм}} = 0,93P_{\text{расч}2}.$$

Воспринимаемые линейной арматурой в аварийном режиме расчетные нагрузки будут:

– для линий напряжением до 330 кВ

$$P_{\text{расч}}^{\text{ав;арм}} = 0,94P_{\text{расч}}^{\text{ав}};$$

– линий напряжением 750 кВ

$$P_{\text{расч}}^{\text{ав;арм}} = 0,26P_{\text{расч}}^{\text{ав}}.$$

В связи с дискретностью шкалы стандартных типов линейной арматуры их выбор можно также производить по расчетным нагрузкам, воздействующим на изоляторы и определяемым по формулам (2.2), (2.3), (2.6), (2.7).

Тема 3. СИСТЕМАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПРОВОДОВ И ТРОСОВ

З а д а н и е

Для заданной марки проводов и грозозащитных тросов (см. табл. 1.1) выполнить систематический расчет, т. е. построить зависимости напряжения и стрелы провеса провода от длины пролета при следующих сочетаниях климатических условий (режимов):

- максимальной температуре t_{max} , гололед и ветер отсутствуют;
- минимальной температуре t_{-} , гололед и ветер отсутствуют;

- среднегодовой температуре t_3 , гололед и ветер отсутствуют;
- наибольшей гололедной нагрузке (температура $-5\text{ }^\circ\text{C}$, максимальная толщина стенки гололеда b_{\max} , ветер отсутствует);
- наибольшей ветровой нагрузке (температура $-5\text{ }^\circ\text{C}$, гололед отсутствует, максимальный скоростной напор ветра q);
- наибольшей гололедной нагрузке b_{\max} и скоростном напоре ветра, равном $0,25q$ или 12 даН/м^2 (для линий напряжением 35–220 кВ) и 16 даН/м^2 (для линий напряжением 330–750 кВ); температура $-5\text{ }^\circ\text{C}$;
- грозовом режиме (температура $+15\text{ }^\circ\text{C}$; гололед отсутствует; скоростной напор ветра должен быть не менее 5 даН/м^2 ; при скорости ветра 10 м/с , значение скоростного напора равно $6,25\text{ даН/м}^2$);
- монтажном режиме (температура $-15\text{ }^\circ\text{C}$; гололед отсутствует; скоростной напор ветра $6,25\text{ даН/м}^2$);
- расчетной нагрузке от тяжения проводов.

Методические указания

Зависимость напряжения σ в материале провода или троса от длины пролета l находится по основному уравнению состояния провода в полете

$$\sigma - \frac{\gamma^2 l^2}{24\sigma^2 \beta} = \sigma_M - \frac{\gamma_M^2 l^2}{24\sigma_M^2 \beta} - \frac{\alpha}{\beta} (t - t_M), \quad (3.1)$$

где γ – удельная механическая нагрузка от действия собственного веса, ветра и гололеда; значение γ различно для отмеченных климатических режимов: для режимов (1–3) – γ_1 (формула (1.3)); 4 – $\gamma_3 = \gamma_1 + \gamma_2$ (формулы (1.1), (1.3), 1.4)); 5 – $\gamma_6 = \sqrt{\gamma_1^2 + \gamma_4^2}$; 6 – $\gamma_7 = \sqrt{\gamma_3^2 + \gamma_5^2}$; 7, 8 – $\gamma'_6 = \sqrt{\gamma_1^2 + (\gamma_4^1)^2}$; значение γ_4 определяется по формуле (2.5); при скоростном напоре ветра, равном $6,25\text{ даН/м}^2$, γ'_4 – по формуле (2.5); γ_5 – по формуле (2.4);

β , α – коэффициенты упругого удлинения и температурного расширения (см. тему 1);

t – температура, характерная для рассчитываемого режима: 1 – t_{\max} ; 2 – t_- ; 3 – t_3 ; 4–6 – $(-5)\text{ }^\circ\text{C}$; 7 – $(+15)\text{ }^\circ\text{C}$; 8 – $(-15)\text{ }^\circ\text{C}$;

σ_M – допустимое напряжение в материале провода или троса в одном из режимов (см. табл. 1.1): или наибольшей нагрузки (тогда $\sigma_M = \sigma_\Gamma$; $\gamma_M = \max \left\{ \begin{matrix} \gamma_6 \\ \gamma_7 \end{matrix} \right\}$, $t_M = -5$ °C; или среднегодовых условий (тогда $\sigma_M = \sigma_3$, $\gamma_M = \gamma_1$; $t_M = t_3$); или наименьших температур (тогда $\sigma_M = \sigma_-$, $\gamma_M = \gamma_1$; $t_M = t_-$); t_3 , t_- – среднегодовая и наименьшая температура окружающей среды.

Чтобы правильно подставить значения σ_M , γ_M , t_M в формулу (3.1), следует вычислить значения трех критических пролетов

$$\left. \begin{aligned} l_{1\text{кр}} &= \frac{2\sigma_3}{\gamma_1} \sqrt{\frac{6[\beta(\sigma_3 - \sigma_\Gamma) + \alpha(t_3 - t_-)]}{1 - \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_\Gamma}\right)^2}}; \\ l_{2\text{кр}} &= \frac{2\sigma_\Gamma}{\gamma_1} \sqrt{\frac{6\alpha(-5 - t_-)}{\left(\frac{\gamma_7}{\gamma_1}\right)^2 - 1}}; \\ l_{3\text{кр}} &= \frac{2\sigma_\Gamma}{\gamma_1} \sqrt{\frac{6[\beta(\sigma_\Gamma - \sigma_3) + \alpha(-5 - t_3)]}{\left(\frac{\gamma_7}{\gamma_1}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_\Gamma}{\sigma_3}\right)^2}}. \end{aligned} \right\}$$

Если окажется, что $l_{1\text{кр}} < l_{2\text{кр}} < l_{3\text{кр}}$, то при $l < l_{1\text{кр}}$ в качестве исходных температурных условий принимается режим минимальных температур, т. е. $\sigma_M = \sigma_-$; $\gamma_M = \gamma_1$; $t_M = t_-$.

При $l_{1\text{кр}} < l < l_{3\text{кр}}$ в качестве исходных температурных условий принимается режим среднегодовых условий, т. е. $\sigma_M = \sigma_3$; $\gamma_M = \gamma_1$; $t_M = t_3$; при $l > l_{3\text{кр}}$ в качестве исходных температурных условий принимается режим наибольших нагрузок, т. е. $\sigma_M = \sigma_\Gamma$; $\gamma_M = \gamma_7$; $t_M = -5$ °C.

Если $l_{1\text{кр}} > l_{2\text{кр}} > l_{3\text{кр}}$, то при $l < l_{2\text{кр}}$ в качестве исходных температурных условий принимается режим минимальных температур, т. е.

$\sigma_m = \sigma_-; \gamma_m = \gamma_1; t_m = t_-$; при $l > l_{2кр}$ в качестве исходных температурных условий принимается режим наибольших нагрузок, т. е. $\sigma_m = \sigma_7; \gamma_m = \gamma_7; t_m = -5 \text{ }^\circ\text{C}$.

Если $l_{1кр} = J_m, l_{2кр} < l_{3кр}$, то при $l < l_{3кр}$ в качестве исходных температурных условий принимается режим среднегодовых условий, т. е. $\sigma_m = \sigma_3; \gamma_m = \gamma_1; t_m = t_3$; при $l > l_{3кр}$ в качестве исходных температурных условий принимается режим наибольших нагрузок, т. е. $\sigma_m = \sigma_7; \gamma_m = \gamma_7; t_m = -5 \text{ }^\circ\text{C}$.

Если $l_{3кр} = J_m, l_{1кр} < l_{2кр}$, то при $l < l_{1кр}$ в качестве исходных температурных условий принимается режим минимальных температур, т. е. $\sigma_m = \sigma_-; \gamma_m = \gamma_1; t_m = t_-$; при $l > l_{1кр}$ в качестве исходных температурных условий принимается режим среднегодовых условий, т. е. $\sigma_m = \sigma_3; \gamma_m = \gamma_1; t_m = t_3$.

Если $l_{1кр} = J_m, l_{3кр} = J_m$, то при любой длине пролета в качестве температурных исходных условий принимается режим среднегодовых условий, т. е. $\sigma_m = \sigma_3; \gamma_m = \gamma_1; t_m = t_3$.

Неполное кубическое уравнение (3.1) решается относительно σ при вариации длины пролета l от минимального значения до габаритной длины пролета, включая точки критических пролетов.

Стрела провеса провода вычисляется по выражению

$$f = \frac{\gamma l^2}{8\sigma}, \quad (3.3)$$

где γ подставляется в соответствии с расчетным режимом климатических условий;

σ – найденное по выражению (3.1) напряжение в проводе или тросе.

Тема 4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НОРМАТИВНЫХ И РАСЧЕТНЫХ НАГРУЗОК НА ПРОМЕЖУТОЧНУЮ ОПОРУ В НОРМАЛЬНЫХ РЕЖИМАХ

З а д а н и е

Определить нормативные и расчетные нагрузки на промежуточную опору в нормальных режимах и составить схему их приложения к опоре. Схему расположения проводов и тросов на опоре, ма-

териал опор, площадь поперечного сечения проводов, количество цепей линии принять по заданному варианту (см. табл. 1.1) и результатам выполнения задания темы 1.

Методические указания

Нормальные режимы – наибольшей ветровой нагрузки (режим 5) и наибольшей гололедной нагрузки (режим 6), тема 3.

Нормативные вертикальные нагрузки, действующие на промежуточные опоры:

от собственного веса проводов

$$G_{\Pi} = G_0 n l_{\text{вес}}, \quad (4.1)$$

где G_0 – вес одного метра провода, даН/м (см. табл. 1.2);

n – количество проводов в фазе;

$l_{\text{вес}}$ – длина весового пролета, м;

собственного веса троса

$$G_{\Gamma} = G_{0\Gamma} m_{\Gamma} l_{\text{вес}}, \quad (4.2)$$

где $G_{0\Gamma}$ – вес одного метра троса, даН/м (см. табл. 1.2);

m_{Γ} – количество расщепленных тросов (для одиночного троса $m_{\Gamma} = 1,0$);

веса гололеда на проводах

$$G_{\Gamma} = \gamma_2 F n l_{\text{вес}}, \quad (4.3)$$

где γ_2 определяется по формуле (1.4) или (1.5), если высота приведенного центра тяжести проводов равна 25 м и более;

F – площадь поперечного сечения сталеалюминиевого провода:

$$F = F_a + F_c;$$

веса гололеда на тросах

$$G_{\Gamma\Gamma} = \gamma_{2\Gamma} F_{\Gamma} l_{\text{вес}}, \quad (4.4)$$

где $\gamma_{2\Gamma}$ – удельная механическая нагрузка от действия гололеда на трос (определяется по формулам (1.4) или (1.5));

F_{Γ} – площадь поперечного сечения троса.

*Нормативная гололедная нагрузка
на конструктивные элементы опоры*

Гололедные отложения на железобетонных, деревянных, а также металлических (высотой до 50 м и толщине стенки гололеда до 25 мм) опорах не учитываются.

Если толщина стенки гололеда равна 25 мм и более, то нормативная гололедная нагрузка на стойку или траверсы опор определяется по формуле

$$G_{\text{Г.оп(трав)}} = 0,6bk\mu_1 g S_{\text{оп(трав)}} \cdot 10^{-3} = 0,54bk\mu_1 S_{\text{оп(трав)}} \cdot 10^{-3}, \text{ даН,}$$

где 0,6 – коэффициент, учитывающий отношение площади поверхности элемента, подверженного обледенению, к полной площади поверхности элемента;

g – плотность гололеда, принимаемая равной 900 кг/м³;

$S_{\text{оп(трав)}}$ – площадь общей поверхности элемента или горизонтальной проекции консоли траверсы, м².

Боковая поверхность наземной части железобетонной стойки высотой H :

– цилиндрической

$$S_{\text{оп}} = \pi D_2 H;$$

конической

$$S_{\text{оп}} = \pi l_{\text{к}} \frac{D_1 + D_2}{2},$$

где D_2 – диаметр стойки на уровне земли;

D_1 – диаметр стойки в ее вершине (для цилиндрической стойки $D_2 = D_1 = D$);

$l_{\text{к}}$ – образующая усеченного конуса:

$$l_{\text{к}} = \frac{H}{\sin \alpha};$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{2H}{D_2 - D_1}.$$

Боковая поверхность надземной части четырехгранной металлической стойки опоры высотой H

$$S_{\text{оп}} = 4\left(\frac{b_{\text{н}} + b_{\text{в}}}{2}\right)Hk_{\text{зап}} = 2H(b_{\text{н}} + b_{\text{в}})k_{\text{зап}},$$

где $b_{\text{н}}$, $b_{\text{в}}$ – ширина грани стойки в нижней и верхней частях;
 $k_{\text{зап}}$ – коэффициент заполнения решетки, принимается равным 0,12–0,3.

Площадь горизонтальной проекции консоли траверсы можно определить как (рис. 4.1):

для схемы на рис. 4.1, *а*

$$S_{\text{трав}} = 2\left(\frac{d_{\text{трав}}}{2 \cdot 2}l_{\text{трав}}\right)k_{\text{зап}} = \frac{d_{\text{трав}}}{2}l_{\text{трав}}k_{\text{зап}},$$

где коэффициент заполнения решетки можно принять 0,12;
 для схемы на рис. 4.1, *б*

$$S_{\text{трав}} = \frac{1}{2}(a + c)l_{\text{трав}}k_{\text{зап}},$$

где a и c – конструктивные размеры; $c \approx 0,25–0,5$ м;
 $k_{\text{зап}} \leq 0,3$.

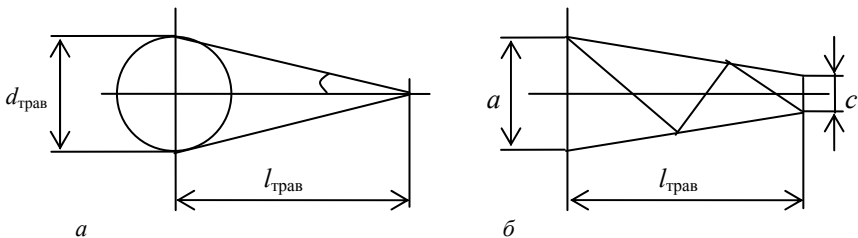


Рис. 4.1. Расчетные схемы для определения площади горизонтальной проекции консоли траверсы:

а – железобетонная опора; *б* – металлическая опора; $l_{\text{трав}}$ – длина консоли траверсы;
 $d_{\text{трав}}$ – диаметр стойки опоры в месте ее сочленения с траверсой

Высоту расположения приведенного центра тяжести проводов определим для длины габаритного пролета l по формуле

$$h_{\text{прив}} = h_{\text{п.ср}} - \frac{2}{3}f,$$

где $h_{\text{п.ср}}$ – средняя высота крепления всех проводов к изоляторам, отсчитываемая от отметки земли в местах установки опор, м;

f – наибольшая стрела провеса провода, м (по результатам систематического расчета, см. тему 3).

В свою очередь, $h_{\text{п.ср}}$ определяется:

– при горизонтальном расположении проводов

$$h_{\text{п.ср}} = h_{\text{тр}} - \lambda,$$

где $h_{\text{тр}}$ – расстояние по вертикали от земли до нижней траверсы, м;

λ – длина гирлянды изоляторов, м (см. тему 1).

При многоярусном (два, три яруса и более) расположении проводов

$$h_{\text{п.ср}} = \frac{\sum_{i=1}^N h_i}{N},$$

где N – количество фаз проводов, размещаемых на опоре;

h_i – высота подвеса над землей i -го провода, м.

Если известны расстояния между траверсами на опоре, т. е. между нижней и средней $h_{\text{н-с}}$, средней и верхней $h_{\text{с-в}}$, то значение $h_{\text{п.ср}}$ также можно найти по выражению

$$h_{\text{ср}} = \frac{(h_{\text{н}} - \lambda)n_1 + (h_{\text{н}} + h_{\text{н-с}} - \lambda)n_2 + (h_{\text{н}} + h_{\text{н-с}} + h_{\text{с-в}} - \lambda)n_3}{\sum_{i=1}^3 n_i} = (h_{\text{н}} - \lambda) + \frac{h_{\text{н-с}}(n_2 + n_3) + h_{\text{с-в}}n_3}{\sum_{i=1}^3 n_i} = (h_{\text{н}} - \lambda) + \frac{h_{\text{н-с}}(n_2 + n_3) + h_{\text{с-в}}n_3}{N},$$

где n_1, n_2, n_3 – количество проводов, размещаемых на нижней, средней и верхней траверсах, при этом $\sum_{i=1}^3 n_i = N$.

Средняя высота подвеса троса находится по формуле

$$h_{т.ср} = H - \frac{2}{3} f_{т},$$

где H – высота подвеса троса над уровнем земли или высота опоры, м;
 $f_{т}$ – стрела провеса троса, м (принимается по результатам систематического расчета грозового режима).

Нормативная вертикальная нагрузка от веса изоляторов при гололеде

$$G_{и} = m q_{и} + G_{арм}. \quad (4.5)$$

Когда толщина стенки гололеда 20 мм и выше:

$$G_{и.т} = 1,5(m q_{и} + G_{арм}),$$

где m – количество изоляторов в гирлянде (формула (2.1));

$q_{и}$ – удельный вес одного изолятора;

$G_{арм}$ – вес линейной арматуры (вес поддерживающего зажима для нерасщепленных или расщепленных фазных проводов, масса ушка, масса виброгасителей (двух или четырех соответственно при нерасщепленных и расщепленных на два провода фазы), масса узла крепления гирлянды изоляторов к опоре, включающего в себя серьгу и скобы, вес дистанционных распорок и т. д.); значение $G_{арм}$ можно принять равным до $0,5m q_{и}$; $0,4m q_{и}$; $0,3m q_{и}$ – на линиях напряжением 35; 110, 220 кВ и выше.

Нормативная вертикальная нагрузка от веса электромонтера и монтажных приспособлений $G_{м}$ принимается равной:

100 даН – для линий со штыревыми изоляторами;

150 даН – для линий напряжением 35–330 кВ;

200 даН – для анкерных опор линий напряжением до 330 кВ;

250 даН – для линий напряжением 750 кВ.

Нормативная вертикальная нагрузка от собственного веса опоры $G_{оп}$ предварительно может быть принята равной 4000–6000 даН – для металлических опор; 6000–8000 даН – для железобетонных опор и 1500–2500 даН – для деревянных опор.

Расчетные вертикальные нагрузки определяются умножением нормативных нагрузок на коэффициент перегрузки, равный:

1,05 (формулы (4.1), (4.2), (4.5) и для нагрузки от собственного веса металлических опор);

1,1 – для нагрузки от собственного веса железобетонных и деревянных опор;

1,3 – для нагрузки от собственного веса электромонтера с инструментом G_m .

В [2] приведены расчетные нагрузки от веса электромонтера с инструментом, равные 130, 195, 325, 260 даН соответственно для линий со штыревыми изоляторами напряжением 35–330 кВ, 750 кВ и анкерных опор линий напряжением до 330 кВ.

Расчетные нагрузки от веса гололеда на проводах, тросах, траверсах и стойках опоры определяются умножением нормативной нагрузки (формулы (4.3), (4.4)) на произведение коэффициентов надежности:

по ответственности линии (1,0 для линий напряжением до 220 кВ и 1,3 – для линий напряжением 330–750 кВ);

региону, где сооружается линия (региональный коэффициент может быть равен 0,85–1,0 или 1,0–1,5); можно принять равным 1,0;

гололедной нагрузке (1,3 для районов по гололеду I и II; 1,6 – для районов по гололеду III и выше, т. е. при толщине стенки гололеда 20 мм и более);

условиям работы (1,0 при расчете по первой группе предельных состояний и 0,5 – при расчете по второй группе предельных состояний).

Возможные значения произведения указанных коэффициентов приведены в табл. 4.1.

***Нормативные горизонтальные нагрузки,
действующие на промежуточные опоры***

Горизонтальная нагрузка от давления ветра P_T на трос, свободный от гололеда:

– при направлении ветра перпендикулярно к оси линии

$$P_T = \gamma_{4T} F_T l_{\text{ветр}}, \quad (4.6)$$

где γ_{4T} определяется по формуле (2.5) при $\varphi = 90^\circ$ и $F_a + F_c = F_T$, $d = d_T$;

F_T – площадь поперечного сечения троса;

d_T – диаметр троса, мм;

$l_{\text{ветр}}$ – длина ветрового пролета линии;

– направлении ветра под углом 45° к оси линии

$$P_T^{45} = \frac{1}{2} P_T. \quad (4.7)$$

Горизонтальная нагрузка от давления ветра $P_{T.Г}$ на трос, покрытый гололедом:

– при направлении ветра перпендикулярно к оси линии

$$P_{T.Г} = \gamma_{5T} F_T l_{\text{ветр}}, \quad (4.8)$$

где γ_{5T} определяется по формуле (2.4) при подстановке значений, характерных для троса;

– направлении ветра под углом 45° к оси линии

$$P_{T.Г}^{45} = \frac{1}{2} P_{T.Г}. \quad (4.9)$$

Горизонтальная нагрузка от давления ветра P_{II} на провод, свободный от гололеда:

$$P_{II} = \gamma_4 (F_a + F_c) l_{\text{ветр}} n \quad \text{и} \quad P_{II}^{45} = \frac{1}{2} P_{II} n. \quad (4.10)$$

Горизонтальная нагрузка от давления ветра $P_{II.Г}$ на провод, покрытый гололедом:

$$P_{п.г} = \gamma_5 (F_a + F_c) I_{ветр} n \quad \text{и} \quad P_{п.г}^{45} = \frac{1}{2} P_{п.г} n. \quad (4.11)$$

При направлении ветра вдоль оси линии, т. е. при $\varphi = 0$, $P_T = P_n = P_{T.г} = P_{п.г} = 0$.

Нормативная горизонтальная нагрузка от давления ветра на конструкцию опоры определяется суммой средней и пульсационной составляющих. Если провода и тросы не покрыты гололедом, то ветровая нагрузка на опору вычисляется по формуле

$$P_0 = \alpha_1 q k_v c_x^{оп} S_{оп}, \quad (4.12)$$

где α_1 – коэффициент, учитывающий динамическую (пульсационную) составляющую ветровой нагрузки (для опор высотой до 50 м α_1 допускается принимать равным: 1,50 – для свободностоящих одностоечных стальных опор, а также свободностоящих одностоечных и порталных железобетонных опор на центрифугированных стойках; 1,60 – для свободностоящих порталных стальных опор, а также для стальных и железобетонных опор с оттяжками при шарнирном креплении к фундаментам; 1,8 – для свободностоящих одностоечных железобетонных опор воздушных линий напряжением до 35 кВ; 1,0 – для деревянных опор);

$c_x^{оп}$ – аэродинамический коэффициент; для деревянных и железобетонных опор равен 0,68, 1,02, 1,32 соответственно при высоте опор 10, 20, 40 м; для металлических опор зависит от коэффициента заполнения решетки и лежит в пределах 0,34–0,84;

$S_{оп}$ – площадь проекции, ограниченная контуром конструкции опоры, ее части или элемента, на плоскость, перпендикулярную направлению ветрового потока; вычисленная по ее наружному габариту:

$$S_{оп} = BH_{оп} \cdot 10^{-3}, \text{ м}^2,$$

где B – ширина ствола опоры или наиболее широкой грани ствола металлической опоры на уровне центра тяжести, расположенного на высоте $0,5H_{оп}$, мм;

$H_{оп}$ – полная высота опоры над уровнем земли, м.

При цилиндрических стойках железобетонных опор

$$B = D_2, \text{ мм},$$

где D_2 – наружный диаметр стойки опоры у основания, мм.

В случае применения конических стоек железобетонных опор

$$B = D_2 - \frac{D_2 - d_2}{H_{\text{оп}} + h} \left(h + \frac{H_{\text{оп}}}{2} \right), \text{ мм},$$

где d_2 – наружный диаметр стойки опоры у ее вершины, мм;

h – глубина заложения стойки опоры в грунт, м.

Для деревянных опор с допустимым сбегом диаметра, равным

8 мм на 1 м длины, т. е. при $\frac{D_2 - d_2}{H_{\text{оп}} + h} = 8$ мм/м, формула для опреде-

ления значения B примет вид

$$B = D_2 - 8 \left(h + \frac{H_{\text{оп}}}{2} \right), \text{ мм},$$

где D_2 выражается в миллиметрах;

h и $H_{\text{оп}}$ – в метрах.

Нормативная горизонтальная нагрузка на конструкцию опоры, когда провода и тросы покрыты гололедом:

$$P_{\text{о.г}} = \alpha_1 0,25q k_{\text{в}} c_{\text{х}}^{\text{оп}} \alpha_2 S_{\text{оп}}, \quad (4.13)$$

где $0,25q$ – скоростной напор ветра при гололеде, даН/м²;

$\alpha_2 = 0,6$ – коэффициент, учитывающий площадь обледенения конструкции.

При расчете действия ветра, направленного вдоль линии или под углом 45° к оси линии на железобетонную или деревянную опоры, в формулах (4.12), (4.13) к площади $S_{\text{оп}}$ необходимо добавить площадь граней всех траверс, ометаемых ветром, т. е.

$$S_{\text{оп}}'' = S_{\text{оп}} + m_{\text{трав}} S_{\text{трав}},$$

где $m_{\text{трав}}$ – количество траверс на опоре;

$S_{\text{трав}}$ – площадь, ограниченная контуром траверсы, на который воздействует ветровой поток.

Нормативная горизонтальная нагрузка от давления ветра, направленного под углом 45° к оси линии, на ствол металлической опоры, имеющий прямоугольное сечение:

$$P_{\text{о.ш}} = 0,8\alpha_1 q k_{\text{в}} c_{\text{х}}^{\text{оп}} S_{\text{ш}};$$

$$P_{\text{о.уз}} = (0,9 - 0,1 \frac{b_{\text{ш}}}{b_{\text{уз}}}) \alpha_1 q k_{\text{в}} c_{\text{х}}^{\text{оп}} S_{\text{уз}},$$

где $P_{\text{о.ш}}$, $P_{\text{о.уз}}$ – расчетные нагрузки соответственно на широкую и узкую грани ствола опоры;

$S_{\text{ш}}$, $S_{\text{уз}}$ – площади широкой и узкой граней ствола опоры;

$b_{\text{ш}}$, $b_{\text{уз}}$ – размеры широкой и узкой граней.

Суммарная ветровая нагрузка на металлическую опору при направлении ветра под углом 45° к оси линии

$$P_{\text{о}\Sigma} = \sqrt{P_{\text{о.ш}}^2 + P_{\text{о.уз}}^2}.$$

Нормативная горизонтальная нагрузка от давления ветра на торец траверсы, когда провода и тросы не покрыты гололедом:

$$P_{\text{трав}}^{\text{тор}} = 0,3\alpha_1 q k_{\text{в}} c_{\text{х}}^{\text{оп}} S_{\text{трав}}. \quad (4.14)$$

Нормативная горизонтальная нагрузка от давления ветра на торец траверсы, когда провода и тросы покрыты гололедом:

$$P_{\text{трав.г}}^{\text{тор}} = 0,3\alpha_1 0,25 q k_{\text{в}} c_{\text{х}}^{\text{оп}} S_{\text{трав}}. \quad (4.15)$$

При направлении ветра вдоль линии значения $P_{\text{трав}}^{\text{тор}} = P_{\text{трав.г}}^{\text{тор}} = 0$.

Нормативное значение результирующей нагрузки от тяжения провода на промежуточную угловую опору

$$P_{\text{рез}} = 2nT \sin \frac{\beta}{2}, \quad (4.16)$$

где n – число проводов в фазе;

T – тяжение по проводу ($T = \sigma_3 F$);

$\beta \leq 10^\circ$ – угол поворота трассы линии.

Нормативное значение результирующей нагрузки от тяжения троса на промежуточную угловую опору

$$P_{\text{рез}} = 2T_T \sin \frac{\beta}{2}, \quad (4.17)$$

где $T_T = \sigma_{\text{т}} F_T$ – тяжение по тросу.

Нормативная ветровая нагрузка на гирлянду изоляторов, складываемая с давлением ветра на провод:

$$P_{\text{и}} = qk_v c_x^{\text{и}} F_{\text{и}}, \quad (4.18)$$

где $c_x^{\text{и}} = 1, 2$ – коэффициент лобового сопротивления цепи изоляторов;

$F_{\text{и}} = 0,7 D_{\text{и}} H_{\text{и}} m \cdot 10^{-6}$, м^2 – площадь диаметрального сечения цепи изоляторов;

$D_{\text{и}}$ – диаметр тарелки изоляторов, мм, равный 255 и 320 мм для стеклянных изоляторов с развитой и конической поверхностью с разрушающей нагрузкой 70 кН; 260, 280, 320 мм – для стеклянных изоляторов с разрушающей нагрузкой 120, 160, 210 и 300 кН;

$H_{\text{и}}$ – строительная высота изолятора, равная 130 и 120 мм для стеклянных изоляторов с развитой и конической поверхностью с разрушающей нагрузкой 70 кН; 138, 170, 165, 185 мм – для стеклянных изоляторов с разрушающей нагрузкой 120, 160, 210, 300 кН;

m – количество изоляторов в гирлянде.

Ветровое давление на гирлянды изоляторов при гололеде не учитывается.

Расчетные горизонтальные нагрузки на опору определяются умножением нормативных нагрузок на коэффициент перегрузки, равный (при значении регионального коэффициента, равного 1,0):

формулы (4.6)–(4.13), (4.17), (4.18):

– для линии напряжением до 220 кВ – 1,3; 1,1 – при расчете опор по первой и второй группам предельных состояний соответственно;

– линии напряжением 330–750 кВ и линии на двухцепных опорах – 1,43; 1,21 соответственно при расчете опор по первой и второй группам предельных состояний;

формула (4.18): 1,3 для линий напряжением до 220 кВ; 1,69 – для линий напряжением 330–750 кВ;

формулы (4.16), (4.17): 1,3; 1,1 соответственно при расчете опор по первой и второй группам предельных состояний.

Расчетная горизонтальная нагрузка от тяжения проводов и тросов при расчете конструкций опор, фундаментов и оснований определяется умножением нормативной нагрузки от тяжения проводов и тросов на коэффициент надежности по нагрузке, равный 1,3 или 1,0 соответственно при расчете опор по первой и второй группам предельных состояний

Составление схемы приложения нагрузок к опорам

Вертикальные нагрузки на провода от собственной массы и массы гололеда, массы изоляторов, массы монтажника с инструментом прикладываются в месте крепления гирлянд изоляторов к траверсам опор; собственная масса опоры считается приложенной в центре ее тяжести, т. е. на половине высоты опоры над землей.

Вертикальные нагрузки на тросы от собственной массы и массы гололеда, веса монтажника с инструментом прикладываются в месте крепления троса к опоре.

Горизонтальные усилия от ветра на провод или трос, покрытые или непокрытые гололедом, прикладываются в точках подвеса гирлянд изоляторов к траверсам или в точках крепления грозозащитного троса, т. е. в тех же точках, что и вертикальные нагрузки.

Точка приложения ветрового давления на опору находится в центре тяжести ее надземной части, т. е. на половине высоты опоры над землей.

Векторы результирующих тяжений по проводам и тросам промежуточных угловых опор можно считать направленными по биссектрисе внутреннего угла поворота линии, т. е. совпадающими с горизонтальной ветровой нагрузкой на провода и тросы.

Схемы приложения нагрузок в нормальном режиме на промежуточную опору показаны на рис. 4.2.

Тема 5. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НОРМАТИВНЫХ И РАСЧЕТНЫХ НАГРУЗОК НА ПРОМЕЖУТОЧНУЮ ОПОРУ В АВАРИЙНОМ РЕЖИМЕ

З а д а н и е

Определить нормативные и расчетные нагрузки на промежуточную опору при обрыве всех проводов фазы или грозозащитного троса.

Методические указания

Расчетные условия:

среднегодовая температура, отсутствие ветра и гололеда.

Следовательно, горизонтальные ветровые нагрузки здесь не принимаются во внимание.

Нормативная вертикальная нагрузка от собственного веса проводов, тросов, изоляторов, опоры, электромонтера с инструментом определяется по формулам (4.1), (4.2), (4.5) и в соответствии с указаниями, изложенными в соответствующих пунктах темы 4. Расчетная вертикальная нагрузка от собственного веса проводов, тросов, изоляторов опоры определяется умножением нормативной нагрузки на соответствующие коэффициенты (см. тему 4).

Условная нормативная горизонтальная статическая нагрузка, действующая на промежуточную опору при обрыве провода:

$$T_{o.п}^{норм} = k_1 T_{max} = k_1 \sigma F n, \quad (5.1)$$

где k_1 – коэффициент, зависящий от материала опор, площади поперечного сечения и количества проводов в фазе (см. табл. 2.1) и лежащий в пределах 0,15–0,5,

T_{\max} – наибольшее нормативное тяжение провода или проводов одной фазы;

σ – наибольшее напряжение в материале провода, принимаемое по результатам систематического расчета проводов или равным $0,3\sigma_{\text{вр}}$;

$\sigma_{\text{вр}}$ – временное сопротивление или предел прочности провода при растяжении, даН/мм²;

F – полная площадь поперечного сечения сталеалюминиевого провода, т. е. сумма площадей поперечного сечения алюминиевой и стальной частей провода, мм²;

n – количество проводов в фазе; для линий с одиночными проводами в фазе $n = 1$.

Значение $T_{\text{о.п}}^{\text{норм}}$ не должно превышать 15 кН для промежуточных опор с креплением проводов на штыревых изоляторах; 18 и 27 кН – для промежуточных опор линии напряжением 35–330 кВ и 750 кВ.

Условная нормативная горизонтальная статическая нагрузка $T_{\text{о.т}}^{\text{норм}}$, действующая на промежуточную опору при обрыве троса определяется по формуле

$$T_{\text{о.т}}^{\text{норм}} = k_1 T_{\text{max.т}} = k_1 \sigma_{\text{эт}} F_{\text{т}}, \quad (5.2)$$

где $T_{\text{max.т}}$ – наибольшее тяжение по тросу;

k_1 – коэффициент, равный 0,5;

$\sigma_{\text{эт}}$ – наибольшее напряжение в материале троса; $\sigma_{\text{эт}} = 0,35\sigma_{\text{вр.т}}$ или принимается по результатам систематического расчета троса;

$F_{\text{т}}$ – площадь поперечного сечения троса, мм²;

$\sigma_{\text{вр.т}}$ – временное сопротивление или предел прочности стального троса при растяжении, равный 120 даН/мм².

Горизонтальная расчетная нагрузка от тяжения по оборванному проводу или тросу определяется путем умножения нормативных значений на коэффициент перегрузки, равный 1,3 или 1,0 соответственно при расчете опор или фундаментов по первой или второй группе предельных состояний:

$$T_{\text{о.п}}^{\text{расч}} = (1,3; 1,0) T_{\text{о.п}}^{\text{норм}};$$

$$T_{0.T}^{\text{расч}} = (1,3; 1,0)T_{0.T}^{\text{норм}}$$

При обрыве провода или троса их расчетный вес ($G_{\text{п}}$ или $G_{\text{т}}$), прикладываемый в месте крепления к траверсе, уменьшается в два раза по сравнению с расчетным весом в нормальном режиме, определяемом по формулам (4.1), (4.2) с учетом коэффициента перегрузки, равного 1,05.

Расчетные схемы приложения нагрузок в аварийном режиме на промежуточную опору приведены в рис. 5.1.

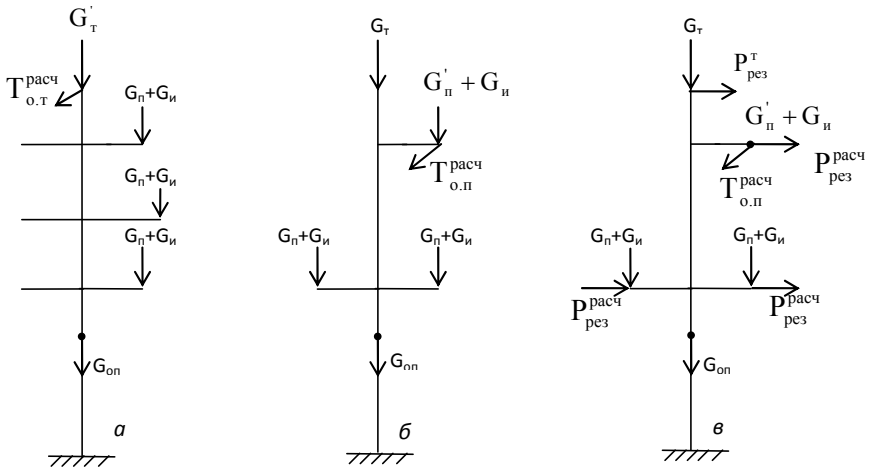


Рис. 5.1. Расчетная схема приложения нагрузок в аварийном режиме на промежуточную двухцветную (а) и одноцветную (б) и промежуточную угловую опору (в): а – обрыв троса; б, в – обрыв одного провода или проводов одной фазы

Тема 6. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НОРМАТИВНЫХ И РАСЧЕТНЫХ НАГРУЗОК НА АНКЕРНУЮ ОПОРУ В НОРМАЛЬНЫХ РЕЖИМАХ

З а д а н и е

Определить и составить схему приложения нормативных и расчетных нагрузок на анкерную опору в нормальных и расчетных режимах:

- а) температура $-5\text{ }^{\circ}\text{C}$; максимальный скоростной напор ветра; гололед отсутствует;
- б) температура $-5\text{ }^{\circ}\text{C}$; скоростной напор ветра $0,25$ максимально-го; максимальная толщина стенки гололеда;
- в) минимальная температура; ветер и гололед отсутствуют.

Методические указания

Нормативные и расчетные вертикальные нагрузки, действующие на анкерные опоры в нормальных режимах, в основном такие же, как и на промежуточные опоры, за исключением веса гирлянды изоляторов и веса монтажника с инструментом (принимается равным 200 даН , расчетное значение 260 даН).

Нормативный вес гирлянды изоляторов одной фазы анкерной опоры (см. формулу (4.5))

$$G'_и = 2((m + 1)g_и + G_{арм}), \quad (6.1)$$

где 2 – количество гирлянд изоляторов, приходящееся на одну фазу.

Расчетное значение вертикальной нагрузки от веса гирлянд изоляторов получается умножением значения, вычисленного по формуле (6.1), на коэффициент перегрузки, равный $1,05$.

Нормативные горизонтальные нагрузки на анкерную опору от разности тяжений по проводам и тросам, направленные:

- по биссектрисе внутреннего угла поворота β , т. е. по оси траверс:

$$P_{рез(бис)} = (T_1 + T_2) \sin \frac{\beta}{2}; \quad (6.2)$$

– оси, перпендикулярной к биссектрисе внутреннего угла поворота (оси трассы линии)

$$P_{\text{рез}(\perp)} = (T_1 - T_2) \cos \frac{\beta}{2}, \quad (6.3)$$

где T_1, T_2 – тяжение по проводу или тросу по одну и другую стороны опоры.

Значения тяжений T_1 и T_2 определяются в результате построения монтажных кривых, т. е. зависимостей тяжения по проводу или тросу, а также стрелы провеса от температуры окружающей среды. Для предварительного расчета можно принять: для провода – значение T_1 , определенное по выражению (5.1) как T_{max} , а для троса $T_{1т} = T_{\text{max т}}$ (выражение (5.2)).

Значение $T_2 = 0$ и $\beta = 0^\circ$ используется для концевых опор, $T_2 = 0,85, T_1$ – для угловых опор.

Расчетные нагрузки на анкерную опору от разности тяжений по проводам по проводам и тросам $P_{\text{рез(бис)}}^{\text{расч}}, P_{\text{рез}(\perp)}^{\text{расч}}, P_{\text{рез(бис)т}}^{\text{расч}}, P_{\text{рез}(\perp)т}^{\text{расч}}$ определяются умножением нормативной горизонтальной нагрузки, вычисленной по выражениям (6.2), (6.3), на коэффициент перегрузки, равный 1,3 или 1,0 соответственно при расчете опор по первой или второй группам предельных состояний.

Результирующая нагрузка от разности тяжений по проводам и тросам на анкерную угловую опору, направленная по биссектрисе внутреннего угла поворота, т. е. по оси траверс, совпадает с горизонтальной ветровой нагрузкой на провода и тросы и при расчете должна с ней суммироваться.

Результирующая нагрузка от разности тяжений на анкерную угловую опору, направленная перпендикулярно биссектрисе внутреннего угла поворота или по биссектрисе угла поворота, создает крутящий момент на опору, равный произведению отмеченной нагрузки на расстояние от места ее приложения до оси опоры (равного длине траверсы плюс половина ширины ствола металлической опоры в месте сочленения с траверсой).

Схемы приложения нагрузок на анкерную опору в нормальном режиме приведены на рис. 6.1.

Тема 7. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НОРМАТИВНЫХ И РАСЧЕТНЫХ НАГРУЗОК НА АНКЕРНУЮ ОПОРУ В АВАРИЙНЫХ РЕЖИМАХ

З а д а н и е

Определить и составить схему приложения нормативных и расчетных нагрузок на анкерную опору в аварийном режиме (температура $-5\text{ }^{\circ}\text{C}$, ветер отсутствует, максимальная толщина стенки гололеда). Рассмотреть аварийные ситуации:

- оборван трос, провода не оборваны;
- оборван один или два провода, тросы не оборваны.

Методические указания

Вертикальные нормативные и расчетные нагрузки от собственного веса опоры, проводов, тросов, гололеда, изоляторов, веса электромонтера с инструментом определяются так же, как и в теме 4.

Нормативные горизонтальные статические нагрузки, действующие на анкерную опору при обрыве провода или троса определяются по выражениям (5.1) и (5.2), а соответствующие расчетные значения:

- при расчете опор по первому предельному состоянию

$$T_{\text{о.п}}^{\text{анк}} = 1,3T_{\text{о.п}}^{\text{норм}} ;$$

$$T_{\text{о.т}}^{\text{анк}} = 1,3T_{\text{о.т}}^{\text{норм}} ;$$

- расчете опор по второму предельному состоянию

$$T_{\text{о.п}}^{\text{анк}} = T_{\text{о.п}}^{\text{норм}} ;$$

$$T_{\text{о.т}}^{\text{анк}} = T_{\text{о.т}}^{\text{норм}} .$$

При обрыве провода или троса их расчетный вес G'_n или G'_T уменьшается в два раза по сравнению с весом в нормальном режиме, определяемом по формулам (4.1) и (4.2) с учетом коэффициента перегрузки, равного 1,05.

Нормативные горизонтальные нагрузки на анкерную опору при обрыве провода или троса от разности тяжений проводов и тросов находятся по выражениям (6.2) и (6.3) при $T_2 = 0$, а расчетные значения

$$P_{\text{рез(бис)}}^{\text{расч.ав}} = (1, 0; 1, 3) T_1 n \sin \frac{\beta}{2};$$

$$P_{\text{рез(\perp)}}^{\text{расч.ав}} = (1, 0; 1, 3) T_1 n \cos \frac{\beta}{2};$$

$$P_{\text{рез(бис)T}}^{\text{расч.ав}} = (1, 0; 1, 3) T_{1T} n_T \sin \frac{\beta}{2};$$

$$P_{\text{рез(\perp)T}}^{\text{расч.ав}} = (1, 0; 1, 3) T_{1T} n_T \cos \frac{\beta}{2},$$

где T_{1T} – тяжение по тросу по одну сторону от анкерной опоры;
 n_T – количество тросов на опоре.

Схемы приложения нагрузок на анкерную опору в аварийных режимах приведены на рис. 7.1.

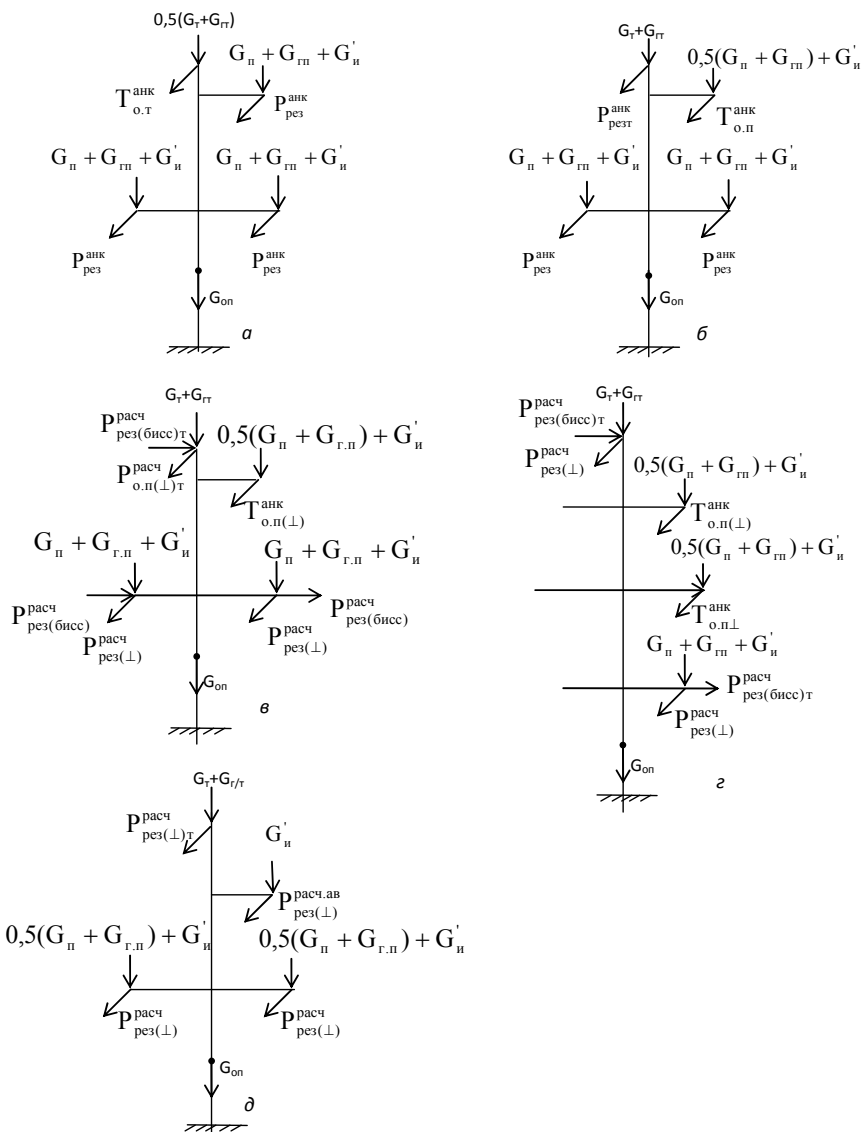


Рис. 7.1. Расчетная схема приложения нагрузок в аварийном режиме на анкерную опору, расположенную на прямом участке (*a*, *б*); анкерно-угловой опору (*в*), анкерно-угловую двухцепную (*г*), концевую (*д*); *a* – оборван трос; *б*, *в*, *д* – оборван провод; *г* – оборвано два провода

Тема 8. РАСЧЕТ ГРОЗОЗАЩИТНОГО ТРОСА НА МЕХАНИЧЕСКУЮ ПРОЧНОСТЬ И ТЕРМИЧЕСКУЮ СТОЙКОСТЬ

З а д а н и е

Заданную площадь поперечного сечения грозозащитного троса (тема 1) проверить на механическую прочность и термическую стойкость и определить потери энергии за год в тросе.

Методические указания

Проверка сечения грозозащитного троса на механическую прочность

Используются результаты систематического расчета проводов и тросов в грозовом режиме (тема 3); температура воздуха $+15^\circ\text{C}$, скоростной напор ветра равен $6,25 \text{ даН/м}^2$, гололед отсутствует. Для длины габаритного пролета определяется напряжение в материале провода $\sigma_{\text{п}}$ и троса $\sigma_{\text{т}}$.

Определяется напряжение $\sigma_{\text{т}}$ в материале троса, при котором еще соблюдается допустимое расстояние $h_{\text{пт}}$ между тросом и проводом в середине пролета:

$$\sigma_{\text{т}} = \frac{\dot{\gamma}_{6\text{т}}}{\frac{\dot{\gamma}_{6\text{п}}}{\sigma_{\text{п}}} + \frac{8(\Delta h - h_{\text{пт}})}{l^2}}, \quad (8.1)$$

где $\dot{\gamma}_{6\text{т}}$ – удельная механическая нагрузка от действия собственного веса соответственно троса и провода с учетом давления ветра с напором $6,25 \text{ даН/м}^2$ (см. тему 3);

Δh – разность высот точек подвеса провода и троса на опоре, равная 2,9–4,8; 4,3–8,3; 7,2–10,9; 10,95–13,55 м соответственно для линий напряжением 110, 220, 330, 750 кВ;

$h_{\text{пт}}$ – наименьшие допустимые расстояния по вертикали между тросом и проводом воздушной линии в середине пролета по условиям защиты от грозовых перенапряжений, которые должны быть

2,0; 3,2; 4,0; 5,5; 7,0; 8,5 м при длине пролетов 100, 150, 200, 300, 400, 500 м соответственно;

l – длина пролета, м.

Определяется напряжение в материале троса в грозовом режиме, если в качестве m -х условий последовательно принимаются режимы минимальных температур, среднегодовых условий и наибольших нагрузок:

$$\sigma - \frac{(\gamma'_{6T})^2 l^2}{24\sigma^2 \beta_T} = \sigma_{-T} - \frac{\gamma_{1T}^2 l^2}{24\sigma_{-T}^2 \beta_T} - \frac{\alpha_T}{\beta_T} (15 - t_-); \quad (8.2)$$

$$\sigma - \frac{(\gamma'_{6T})^2 l^2}{24\sigma^2 \beta_T} = \sigma_{эT} - \frac{\gamma_{1T}^2 l^2}{24\sigma_{эT}^2 \beta_T} - \frac{\alpha_T}{\beta_T} (15 - t_э); \quad (8.3)$$

$$\sigma - \frac{(\gamma'_{6T})^2 l^2}{24\sigma^2 \beta_T} = \sigma_{гT} - \frac{\gamma_{7T}^2 l^2}{24\sigma_{гT}^2 \beta_T} - \frac{\alpha_T}{\beta_T} (15 - t_T); \quad (8.4)$$

где β_T – коэффициент упругого удлинения троса; для стальных тросов $\beta_T = 0,054 \cdot 10^{-3}$ мм²/даН (см. табл. 1.4);

α_T – температурный коэффициент линейного удлинения троса; для стальных тросов равен $12 \cdot 10^{-6}$ 1/град (см. табл. 1.4);

$\sigma_э$, σ_- ; $\sigma_{гT}$ – допустимые напряжения в материале троса в режимах минимальных температур, наибольших нагрузок (равны 60 даН/мм²) и среднегодовых условий (равны 42 даН/мм²);

γ_{7T} – результирующая удельная нагрузка на трос от собственного веса гололеда и давления ветра на трос, покрытый гололедом (находится так же, как для проводов, по формулам, приведенным в теме 2).

Полученные по формулам (8.2)–(8.4) напряжения в тросе должны удовлетворять соответствующим условиям:

$$\sigma_T \leq \sigma \leq \sigma_{-T}; \quad \sigma_T \leq \sigma \leq \sigma_{эT}; \quad \sigma_T \leq \sigma \leq \sigma_{гT}.$$

Если данные условия не выполняются, то следует принять большее сечение троса или, например, увеличить расстояние Δh между тросом и проводом на опоре и т. д.

Проверка площади поперечного сечения грозозащитного троса на термическую стойкость

Проверка выполняется для неизолированных от опоры стальных тросов.

Допустимое значение тока короткого замыкания на стальной грозозащитный трос рассчитывается по формуле [1, с. 97]

$$I_{\text{доп}} = \frac{72,8 \cdot 10^{-3} F_T}{\sqrt{t}}, \text{ кА}, \quad (8.5)$$

где F_T – площадь поперечного сечения грозозащитного троса;

t – продолжительность действия токов короткого замыкания, принимаемая равной: 0,15 с – для быстродействующих защит и современных выключателей; 0,25 с – для токовых защит; 0,30–0,50 с – при наличии однократного автоматического повторного включения (АПВ); 0,45–0,75 – при наличии двукратного АПВ.

Если фактическая сила тока короткого замыкания будет меньше допустимой, то термическая стойкость троса обеспечивается, а если – больше, то необходимо взять трос большего сечения и выполнить ряд расчетов распределения токов короткого замыкания по грозозащитному тросу с целью определения длины участка, на котором должен быть подвешен трос большего сечения.

Проверка троса на термическую устойчивость проводится при коротком замыкании на концевых опорах линии, а также на смежных с ними опорах; на опорах линии, смежных с опорами, на которых изменяется площадь поперечного сечения троса, и на опорах, на которых заканчивается заземление троса и начинается участок изолированного троса.

Сила тока в тросах по обе стороны от места короткого замыкания

$$I_T = I_{\text{к.з}} \frac{1}{2 + \frac{z_B}{R_3}} = I_{\text{к.з}} \frac{1}{2 + \sqrt{\frac{z_T}{R_3}}}, \quad (8.6)$$

где $I_{\text{к.з}}$ – расчетный ток короткого замыкания в рассматриваемой точке троса;

$z_B = \sqrt{z_T R_3}$ – волновое сопротивление троса;

$z_T = z_{от} l$ – полное сопротивление пролета троса;

$z_{от}$ – удельное сопротивление 1 км троса;

l – длина пролета, км;

R_3 – сопротивление заземления опоры.

Активное удельное сопротивление при прохождении по стальному тросу тока короткого замыкания равно 4,7; 3,45; 2,19 Ом/км соответственно для тросов марки ТК8, ТК9,1, ТК11, а удельное сопротивление лежит в пределах 1,14–2,58, 1,0–1,92, 0,92–1,49 Ом/км соответственно для тросов ТК8, ТК9,1, ТК11.

Значение тока I_T , определенного по формуле (8.6), должно быть меньше $I_{доп}$ по условию термической стойкости (выражение (8.5)).

Потери электрической энергии в грозозащитных тросах

Потери электрической энергии ΔW_T в грозозащитных тросах приближенно можно определить по формуле

$$\Delta W_T = \Delta P_T l_d \tau,$$

где ΔP_T – потери активной мощности в грозозащитном тросе, проходящие на один километр длины, кВт/км;

l_d – длина линии, км;

τ – время потерь, ч; определяется для графика нагрузки линии; принимается равным 3000 ч.

Потери активной мощности в тросе одноцепной или двухцепной линии с одним тросом находятся по выражению

$$\Delta P_m = I_m^2 (r_{0m} + 0,05) \cdot 10^{-3}, \text{ кВт/км},$$

где I_T – ток, протекающий по тросу, А;

r_{0T} – активное сопротивление одного километра троса, Ом/км;

0,05 – удельное активное сопротивление земли, Ом/км.

Проходящий по тросу ток

$$I_T = \frac{E_T}{((r_{0T} + 0,05) + jx_{0T})},$$

где x_{0T} – удельное индуктивное сопротивление петли, образованной одиночным стальным тросом и землей, равное 1,14–2,58; 1,0–1,92; 0,92–1,49 Ом/км соответственно для троса ТК8, ТК9,1, ТК11;

E_T – удельное значение наведенной на тросе ЭДС, лежащее в пределах (0,038...0,053) I_L , (0,039...0,046) I_L , В/км, для унифицированных металлических опор напряжением 110–330 кВ и унифицированных железобетонных опор напряжением 110–220 кВ;

I_L – длительно допустимый ток линии (см. табл. 1.1).

Тема 9. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАВЕДЕННЫХ ЭЛЕКТРОМАГНИТНЫХ И ЭЛЕКТРОСТАТИЧЕСКИХ НАПРЯЖЕНИЙ НА ГРОЗОЗАЩИТНЫХ ТРОСАХ

З а д а н и е

Определить значения наведенных электростатических и электромагнитных напряжений на грозозащитных тросах воздушной линии электропередачи заданного номинального напряжения.

Методические указания

Должна быть известна схема расположения проводов на опоре (тема 1) и расстояния от каждого провода на опоре до каждого из тросов.

Определение наведенных электромагнитных напряжений на грозозащитном тросе

Одноцепная линия с одним тросом, заземленным на каждой опоре
Наведенная на тросе ЭДС

$$E_T = 0,145 I_L \sqrt{\frac{3}{4} \left(\lg \frac{D_{3T}}{D_{2T}} \right)^2 + \left[\lg D_{1T} - \frac{1}{2} \lg (D_{2T} D_{3T}) \right]^2}, \text{ В/км,} \quad (9.1)$$

где D_{iT} – расстояние между проводом i -й фазы линии и тросом.

Одноцепная линия с двумя тросами

Наведенная ЭДС на каждом тросе определяется по выражению (9.1), куда вместо D_{iT} подставляются вначале расстояния от i -го провода до первого троса D_1 , а затем от i -го провода до второго троса D_2 .

Двухцепная линия с одним тросом

При подвеске на двухцепной линии одного троса результирующая наведенная ЭДС на тросе представляет собой геометрическую сумму наведенных ЭДС \underline{E}'_T от проводов первой цепи (провода 1; 2; 3) и \underline{E}''_T проводов второй цепи (провода 4; 5; 6), т. е.

$$|E_T| = |E'_T| + |E''_T|.$$

Значение \underline{E}'_T определяется по формуле (9.1).

По аналогии с формулой (9.1) модуль ЭДС \underline{E}''_T определяется по формуле

$$|E''_T| = 0,145 I_4 \sqrt{\frac{3}{4} \left(\lg \frac{D_{6T}}{D_{5T}} \right)^2 + \left(\lg D_{4T} - \frac{1}{2} \lg (D_{5T} D_{6T}) \right)^2}, \text{ В/км}, \quad (9.2)$$

где I_4 – ток в первой фазе второй цепи линии;

D_{4T}, D_{5T}, D_{6T} – расстояния от проводов фаз A, B и C второй цепи линии до грозозащитного троса.

Двухцепная линия с двумя тросами

Для двухцепных линий с двумя тросами наведенная ЭДС на тросах T_1 и T_2

$$|E_{T1}| = |E'_{T1}| + |E''_{T1}|; \quad (9.4)$$

$$|E_{T2}| = |E'_{T2}| + |E''_{T2}|, \quad (9.5)$$

где E'_{T1}, E'_{T2} – наведенные ЭДС на первом и втором тросах от проводов первой цепи;

E''_{T1}, E''_{T2} – наведенные ЭДС на первом и втором тросах от проводов второй цепи.

Значения $E'_{т1}$ и $E'_{т2}$ определяются по выражению (9.1), а значения $E''_{т1}$ и $E''_{т2}$ – по выражению (9.2), куда вместо $D_{т}$ необходимо подставить $D_{т1}$ (при определении значения $E''_{т1}$) или $D_{т2}$ (при определении значения $E''_{т2}$).

Наведенная на тросе длиной l полная ЭДС $E_{т\text{полн}}$

$$E_{т\text{полн}} = E_{т}l,$$

где l – длина промежуточного пролета, км; или длина анкерного участка (при заземлении троса только в одной точке анкерного пролета), км.

Сила тока в тросе

$$I_{т} = \frac{E_{т.\text{полн}}}{Z_{т}} = \frac{E_{т}}{Z_{0т}},$$

где $Z_{т} = (r_{0т} + jx_{0т})l = Z_{0т}l$ – полное сопротивление троса линии длиной l ; $r_{0т}$, $x_{0т}$ – удельные активное и индуктивное сопротивления троса, Ом/км.

При заземленном с двух сторон тросе наведенная ЭДС

$$E_{т.п} = I_{т}(Z_{т} + R_{з}),$$

где $R_{з}$ – сопротивление заземления опоры.

Ток в тросе

$$I_{т} = I_1 \frac{x_{пт}}{x_{пт} + Z_{0т}},$$

где I_1 – ток в фазном проводе линии;

$x_{пт}$ – индуктивное сопротивление провод – трос.

Значение

$$x_{пт} = 0,1451g \frac{D_3}{D_{пт}},$$

где D_3 – эквивалентная глубина возврата тока в земле (для условий Республики Беларусь может быть принята равной 1000 м);

$D_{пт}$ – среднее геометрическое расстояние между проводами линии и тросом.

Для одноцепной линии с одним тросом

$$D_{пт} = \sqrt[3]{D_{1Т} D_{2Т} D_{3Т}},$$

где D_i – расстояние от i -го провода до троса.

Для одноцепной линии с двумя тросами

$$D_{пт} = \sqrt[6]{D_{1Т1} D_{2Т1} D_{3Т1} D_{1Т2} D_{2Т2} D_{3Т2}}.$$

Для двухцепной линии с одним тросом

$$D_{пт} = \sqrt[6]{D_{1Т} D_{2Т} D_{3Т} D_{4Т} D_{5Т} D_{6Т}}.$$

Для двухцепной линии с двумя тросами

$$D_{пт} = \sqrt[12]{D_{1Т1} D_{2Т1} D_{3Т1} D_{1Т2} D_{2Т2} D_{3Т2} D_{4Т1} D_{5Т1} D_{6Т1} D_{4Т2} D_{5Т2} D_{6Т2}}.$$

Определение наведенных электростатических напряжений на грозозащитном тросе

Значение наведенных электростатических напряжений определяется по формулам:

– при одном тросе на одноцепной линии

$$U_{Т} = \alpha_{1Т} q_A + \alpha_{2Т} q_B + \alpha_{3Т} q_C;$$

– двух тросах на одноцепной линии

$$\left. \begin{aligned} \underline{U}_{Т1} &= \alpha_{1Т1} \underline{q}_A + \alpha_{2Т1} \underline{q}_B + \alpha_{3Т1} \underline{q}_C; \\ \underline{U}_{Т2} &= \alpha_{1Т2} \underline{q}_A + \alpha_{2Т2} \underline{q}_B + \alpha_{3Т2} \underline{q}_C, \end{aligned} \right\}$$

где α_{ij} – потенциальные коэффициенты;

q_A, q_B, q_C – заряды фазных проводов.

Значения потенциальных коэффициентов находятся по приведенным ниже формулам.

Собственные потенциальные коэффициенты:

$$\alpha_{11} = \frac{1}{2\pi\epsilon_0} \ln \frac{2h_{31}}{R_{\Pi}}; \quad \alpha_{22} = \frac{1}{2\pi\epsilon_0} \ln \frac{2h_{32}}{R_{\Pi}}; \quad \alpha_{33} = \frac{1}{2\pi\epsilon_0} \ln \frac{2h_{33}}{R_{\Pi}}$$

или

$$\alpha_{11} = 4,13 \cdot 10^7 \lg \frac{2h_{31}}{R_{\Pi}}; \quad \alpha_{22} = 4,13 \cdot 10^7 \lg \frac{2h_{32}}{R_{\Pi}}; \quad \alpha_{33} = 4,13 \cdot 10^7 \lg \frac{2h_{33}}{R_{\Pi}}, \quad (9.3)$$

где $\epsilon_0 = 8,85 \cdot 10^{-9}$ Ф/км – электрическая постоянная;

h_{31}, h_{32}, h_{33} – эквивалентная высота подвески проводов фаз 1, 2, 3 над землей, которая приближенно может быть определена как

$$h_{3i} = h_i - \frac{2}{3} f_{+15} - \lambda = 0,85h_i - \lambda, \text{ м};$$

h_i – высота от земли до траверсы, где подвешен i -й провод ($i = 1, 2, 3$);

f_{+15} – стрела провеса провода при температуре грозового режима, равной $+15$ °С, без ветра и гололеда;

λ – длина гирлянды изоляторов;

R_{Π} – радиус провода, м.

Взаимные потенциальные коэффициенты, км/Ф:

$$\alpha_{1T} = 4,13 \cdot 10^7 \lg \frac{D'_{1T}}{D_{1T}}; \quad \alpha_{2T} = 4,13 \cdot 10^7 \lg \frac{D'_{2T}}{D_{2T}}; \quad \alpha_{3T} = 4,13 \cdot 10^7 \lg \frac{D'_{3T}}{D_{3T}};$$

$$\alpha_{12} = \alpha_{21} = 4,13 \cdot 10^7 \lg \frac{D'_{12}}{D_{12}}; \quad \alpha_{13} = \alpha_{31} = 4,13 \cdot 10^7 \lg \frac{D'_{13}}{D_{13}};$$

$$\alpha_{23} = \alpha_{32} = 4,13 \cdot 10^7 \lg \frac{D'_{23}}{D_{23}}; \quad \alpha_{1T1} = 4,13 \cdot 10^7 \lg \frac{D'_{1T1}}{D_{1T1}}; \quad (9.4)$$

$$\alpha_{2T1} = 4,13 \cdot 10^7 \lg \frac{D'_{2T1}}{D_{2T1}}; \quad \alpha_{3T1} = 4,13 \cdot 10^7 \lg \frac{D'_{3T1}}{D_{3T1}};$$

$$\alpha_{1T2} = 4,13 \cdot 10^7 \lg \frac{D'_{1T2}}{D_{1T2}}; \quad \alpha_{2T2} = 4,13 \cdot 10^7 \lg \frac{D'_{2T2}}{D_{2T2}};$$

$$\alpha_{3T2} = 4,13 \cdot 10^7 \lg \frac{D'_{3T2}}{D_{3T2}},$$

где D_{ij} – расстояние между i -м и j -м проводами;

D_{iT1}, D_{iT2} – расстояния между i -м проводом и тросом T_1 или T_2 ;

D'_{ij} – расстояние между i -м проводом и зеркальным отображением j -го провода;

D'_{iT1}, D'_{iT2} – расстояния между i -м проводом и зеркальным отображением тросов T_1 или T_2 .

Заряды фазных проводов q_A, q_B, q_C находятся из следующих уравнений:

$$\left. \begin{aligned} \underline{q}_A &= \underline{U}_A (\beta_{11} + a^2 \beta_{12} + a \beta_{13}); \\ \underline{q}_B &= \underline{U}_A (\beta_{21} + a^2 \beta_{22} + a \beta_{23}); \\ \underline{q}_C &= \underline{U}_A (\beta_{31} + a^2 \beta_{32} + a \beta_{33}), \end{aligned} \right\}$$

где U_A – фазное напряжение;

β_{ii} – собственные емкостные коэффициенты;

β_{ij} – взаимные емкостные коэффициенты;

a – поворотный множитель, равный $-\frac{1}{2} + j \frac{\sqrt{3}}{2}$;

$$a^2 = -\frac{1}{2} - j \frac{\sqrt{3}}{2}.$$

Значения β_{ii} и β_{ij} определяются по формулам

$$\beta_{11} = \frac{\alpha_{22}\alpha_{33} - \alpha_{23}^2}{\Delta}; \quad \beta_{12} = \frac{\alpha_{13}\alpha_{23} - \alpha_{12}\alpha_{33}}{\Delta} = \beta_{21};$$

$$\beta_{22} = \frac{\alpha_{11}\alpha_{33} - \alpha_{13}^2}{\Delta}; \quad \beta_{23} = \frac{\alpha_{12}\alpha_{13} - \alpha_{23}\alpha_{11}}{\Delta} = \beta_{32};$$

$$\beta_{33} = \frac{\alpha_{11}\alpha_{22} - \alpha_{12}^2}{\Delta}; \quad \beta_{13} = \frac{\alpha_{12}\alpha_{23} - \alpha_{13}\alpha_{22}}{\Delta} = \beta_{31},$$

где Δ – определитель матрицы:

$$\Delta = \begin{vmatrix} \alpha_{11} & \alpha_{12} & \alpha_{13} \\ \alpha_{21} & \alpha_{22} & \alpha_{23} \\ \alpha_{31} & \alpha_{32} & \alpha_{33} \end{vmatrix}.$$

Для двухцепных линий наведенные электростатические потенциалы на тросах определяются по формулам:

– при одном тросе на линии

$$U_{\tau} = \alpha_{1\tau}q_1 + \alpha_{2\tau}q_2 + \alpha_{3\tau}q_3 + \alpha_{4\tau}q_4 + \alpha_{5\tau}q_5 + \alpha_{6\tau}q_6;$$

– двух тросах на линии

$$\underline{U}_{\tau 1} = \alpha_{1\tau 1}q_1 + \alpha_{2\tau 1}q_2 + \alpha_{3\tau 1}q_3 + \alpha_{4\tau 1}q_4 + \alpha_{5\tau 1}q_5 + \alpha_{6\tau 1}q_6;$$

$$\underline{U}_{\tau 2} = \alpha_{1\tau 2}q_1 + \alpha_{2\tau 2}q_2 + \alpha_{3\tau 2}q_3 + \alpha_{4\tau 2}q_4 + \alpha_{5\tau 2}q_5 + \alpha_{6\tau 2}q_6,$$

где α_{ii} , α_{ij} – собственные и взаимные потенциальные коэффициенты (находятся по формулам, составленным аналогично уравнениям (9.3), (9.4));

q_1, q_2, q_3 – заряды фазных проводов A, B, C первой цепи;

q_4, q_5, q_6 – заряды фазных проводов A, B, C второй цепи.

Собственные β_{ii} и взаимные емкостные коэффициенты β_{ij} находятся по формуле

$$\beta_{ij} = \frac{\Delta_{ij}}{\Delta},$$

где Δ – определитель системы потенциальных коэффициентов:

$$\Delta = \begin{vmatrix} \alpha_{11} & \alpha_{12} & \alpha_{13} & \alpha_{14} & \alpha_{15} & \alpha_{16} \\ \alpha_{21} & \alpha_{22} & \alpha_{23} & \alpha_{24} & \alpha_{25} & \alpha_{26} \\ \alpha_{31} & \alpha_{32} & \alpha_{33} & \alpha_{34} & \alpha_{35} & \alpha_{36} \\ \alpha_{41} & \alpha_{42} & \alpha_{43} & \alpha_{44} & \alpha_{45} & \alpha_{46} \\ \alpha_{51} & \alpha_{52} & \alpha_{53} & \alpha_{54} & \alpha_{55} & \alpha_{56} \\ \alpha_{61} & \alpha_{62} & \alpha_{63} & \alpha_{64} & \alpha_{65} & \alpha_{66} \end{vmatrix},$$

где Δ_{ij} – алгебраическое дополнение; получается из определителя системы Δ путем вычеркивания i -й строки и j -го столбца и умножения полученного минора на $(-1)^{i+j}$.

Собственные емкостные коэффициенты β_{ii} положительны (так как $(i + j)$ – четное число, а взаимные β_{ij} – отрицательны.

Полагая напряжения фаз обеих цепей линии известными, заряды проводов находят по формулам

$$\left. \begin{aligned} q_1 &= \beta_{11} \underline{U}_1 + \beta_{12} \underline{U}_2 + \beta_{13} \underline{U}_3 + \beta_{14} \underline{U}_4 + \beta_{15} \underline{U}_5 + \beta_{16} \underline{U}_6; \\ q_2 &= \beta_{21} \underline{U}_1 + \beta_{22} \underline{U}_2 + \beta_{23} \underline{U}_3 + \beta_{24} \underline{U}_4 + \beta_{25} \underline{U}_5 + \beta_{26} \underline{U}_6; \\ q_3 &= \beta_{31} \underline{U}_1 + \beta_{32} \underline{U}_2 + \beta_{33} \underline{U}_3 + \beta_{34} \underline{U}_4 + \beta_{35} \underline{U}_5 + \beta_{36} \underline{U}_6; \\ q_4 &= \beta_{41} \underline{U}_1 + \beta_{42} \underline{U}_2 + \beta_{43} \underline{U}_3 + \beta_{44} \underline{U}_4 + \beta_{45} \underline{U}_5 + \beta_{46} \underline{U}_6; \\ q_5 &= \beta_{51} \underline{U}_1 + \beta_{52} \underline{U}_2 + \beta_{53} \underline{U}_3 + \beta_{54} \underline{U}_4 + \beta_{55} \underline{U}_5 + \beta_{56} \underline{U}_6; \\ q_6 &= \beta_{61} \underline{U}_1 + \beta_{62} \underline{U}_2 + \beta_{63} \underline{U}_3 + \beta_{64} \underline{U}_4 + \beta_{65} \underline{U}_5 + \beta_{66} \underline{U}_6, \end{aligned} \right\}$$

где U_1, U_2, U_3 – напряжения фаз A, B, C первой цепи линии;
 U_4, U_5, U_6 – напряжения фаз A, B, C второй цепи линии.

Тема 10. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГОДОВОГО ЧИСЛА ОТКЛЮЧЕНИЙ ВОЗДУШНЫХ ЛИНИЙ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧИ ОТ ГРОЗОВЫХ ПЕРЕНАПРЯЖЕНИЙ

З а д а н и е

Определить годовое число отключений воздушной линии электропередачи заданного номинального напряжения из-за воздействия грозовых перенапряжений. Расчетное значение числа грозовых часов в году равно 40, 60, 80 ч. Значение тока молнии 10, 20, 30 кА.

Методические указания

Суммарное число n грозовых отключений за год воздушной линии электропередачи можно определить так:

– для линии электропередачи с грозозащитным тросом

$$n = n_1 + n_2 + n_3,$$

где n_1, n_2, n_3 – количество отключений линии при прорывах молнии через тросовую защиту на провод и дальнейшем перекрытии изоляции с провода на опору; при ударах в вершину опоры и обратном перекрытии изоляции с опоры на провод; при ударах молнии в трос в середине пролета и перекрытии воздушного промежутка трос-провод, а также обратном перекрытии изоляции с опоры на провод;

– линии электропередачи без грозозащитного троса

$$n_{б.т} = n_1' + n_2 + n_4,$$

где n_1' – количество отключений линии при прямых ударах молнии в провод и перекрытии изоляции с провода на опору;

n_4 – количество отключений линии вследствие индуктированных перенапряжений и перекрытия изоляции с провода на опору (учитываются для линий напряжением до 35 кВ).

Годовое число n_1 отключений линии длиной L при прорывах молнии через тросовую защиту находится по выражению

$$n_1 = N_{л} p_1 p_{\alpha} \eta (1 - \beta_{АПВ}) \frac{L}{100},$$

где $N_{л}$ – количество прямых ударов молнии на 100 км линии;
 p_1 – вероятность появления тока молнии, равного или превышающего максимальное значение;

p_{α} – вероятность прорыва молнии через тросовую защиту;

η – вероятность установления устойчивой дуги при перекрытии изоляции на опоре, равная 1,0 для линий напряжением 330 кВ и выше и 0,7 – для линий напряжением до 220 кВ;

$\beta_{АПВ}$ – коэффициент успешности работы системы автоматического повторного включения; принимается равным 0,5, 0,7–0,8; 0,8–0,9, 0,93–0,96, 0,8–0,9 для линий напряжением до 35, 110, 220, 330, 750 кВ соответственно.

При отсутствии грозозащитных тросов годовое число отключений линии из-за прямых ударов молнии в провода

$$n'_л = N_{л} p_{п} p_1 \eta (1 - \beta_{АПВ}) \frac{L}{100},$$

где $p_{п}$ – вероятность удара молнии в провода линии (для линий без тросов принимается равной 0,5).

Общее количество ударов молнии, приходящееся на 100 км линии электропередачи за год, определяется по формулам:

при одном тросе на линии

$$N_{л} = 12(0,85H_0)^{0,6} T_{гр} \cdot 10^{-2};$$

двух тросах на линии

$$N_{л} = [0,5b + 12(0,85H_0)^{0,6} T_{гр}] \cdot 10^{-2};$$

отсутствии тросов на линии

$$N_{л} = [0,5b_{п} + 12(0,85H_0)^{0,6} T_{гр}] \cdot 10^{-2},$$

где H_0 – высота опоры, м;

$T_{гр}$ – число грозových часов в году в местности, где сооружена линия;

b – расстояние между тросами на опоре, м;
 $b_{\text{п}}$ – расстояние между крайними проводами линии, м.
 Значение вероятности p_{I} определяется как

$$p_{\text{I}} = e^{-0,08I_{\text{M}}} \text{ при } I_{\text{M}} = 3 - 20 \text{ кА}; \quad (10.1)$$

$$p_{\text{I}} = e^{-0,03I_{\text{M}}} \text{ при } I_{\text{M}} = 3 - 200 \text{ кА}, \quad (10.2)$$

где I_{M} – максимальное значение аperiodического импульса тока молнии, кА.

Вероятность прорыва молнии на провод через тросовую защиту p_{α} определим по формуле

$$\lg p_{\alpha} = \frac{\alpha}{75} \sqrt{h_{\text{т}}} - 3,95,$$

где α – защитный угол на опоре, град;

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{l_{\text{тп}}}{\Delta h};$$

$h_{\text{т}}$ – высота подвеса троса на опоре, м;

$l_{\text{тп}}$ – длина верхней траверсы (при треугольном двухъярусном расположении проводов) или консоли траверсы (при горизонтальном расположении проводов), м;

Δh – разность высот подвеса верхнего провода и троса.

Число отключений за год линии длиной L при ударах молнии в вершину опоры находится по формуле

$$n_2 = N_{\text{л}} p_0 p_{\text{I}_0} \eta (1 - \beta_{\text{АПВ}}) \frac{L}{100}, \quad (10.3)$$

где p_0 – вероятность попадания молнии в опору или трос вблизи опоры:

$$p_0 = \frac{4H_0}{l};$$

l – длина пролета;

p_{10} – вероятность обратного перекрытия линейной изоляции с опоры на провод; определяется по выражениям (10.1) или (10.2) при I_M , равном:

для линий с одним тросом

$$I_M = \frac{U_{50\%}}{R_{\text{имп}} + 0,3H_0}; \quad (10.4)$$

линий с двумя тросами

$$I_M = \frac{U_{50\%}}{R_{\text{имп}} + 0,15H_0}, \quad (10.5)$$

где $U_{50\%}$ – 50%-е разрядное напряжение изоляции при стандартном грозовом импульсе; равно 350, 700, 1200, 1750, 2900 кВ для линий напряжением 35, 110, 220, 330, 750 кВ;

$R_{\text{имп}}$ – импульсное сопротивление заземления опоры; может быть принято равным сопротивлению заземления опоры (10–30 Ом).

Значение p_{10} определяется по выражениям (10.1) и (10.2) при токах молнии, полученных по формулам (10.4) и (10.5).

Годовое число отключений линии при ударах молнии в трос в середине пролета n_3 для линий напряжением 220–750 кВ принимается равным нулю, т. е. $n_3 = 0$.

Для линий напряжением до 110 кВ ожидаемое число грозовых отключений линии из-за ударов молнии в трос определится по формуле

$$n_3 = N_{\text{л}}(1 - p_0 - p_{\alpha})p_{\text{лг}}\eta(1 - \beta_{\text{АПВ}})\frac{L}{100}, \quad (10.6)$$

где $1 - p_0 - p_{\alpha}$ – вероятность попадания молнии в трос;

$p_{\text{лг}}$ – вероятность перекрытия изоляции с опоры на провод при ударе молнии в трос в середине пролета; определяется по формулам (10.1) и (10.2) при токе

$$I_M = \frac{2(U_{50\%} - U_{\text{раб}})}{R_{\text{имп}} \cdot 0,8}, \quad (10.7)$$

где $U_{\text{раб}}$ – рабочее напряжение линии, равное 40, 126, 252, 363, 787 кВ соответственно при номинальном напряжении линии 35, 110, 220, 330, 750 кВ;

0,8 – коэффициент, учитывающий наличие электромагнитной связи провода с коронирующим тросом.

Количество отключений линии из-за перекрытия изоляции вследствие индуцированных перенапряжений (амплитудой примерно $10I_M$) вычисляется по формуле

$$n_4 = n_{\text{инд}} \eta (1 - \beta_{\text{АПВ}}),$$

где $n_{\text{инд}} = \frac{0,936 T_{\text{гр}} h_{\text{п}}^{\text{ср}}}{I_M} e^{-\frac{I_M}{26}}$ – количество случаев появления на линии

в течение года индуцированных перенапряжений с максимальным значением, превышающим импульсную прочность изоляции;

$h_{\text{п}}^{\text{ср}}$ – средняя высота подвеса провода (верхнего – при расположении проводов по сторонам треугольника; крайнего – при расположении проводов в горизонтальной плоскости), м.

Тема 11. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРОЧНОСТИ ИЛИ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ СТОЙКИ ОПОРЫ

З а д а н и е

Определить прочность центрифугированной железобетонной стойки опоры с внешним D_2 и внутренним D_1 диаметрами на уровне земли (617 и 473; 617 и 461; 560 и 440; 800 и 630 мм), армированной стержневой или канатной арматурой. Класс бетона по прочности С25/30, С30/37, С35/45, С40/50, С45/55.

Методические указания

Прочность железобетонной стойки опоры, характеризуемая предельным изгибающим моментом $M_{\text{пр}}$, должна превышать расчетный изгибающий момент M_{1-1} относительно расчетного сечения от совместного воздействия горизонтальных и вертикальных нагрузок, т. е. должно выполняться условие:

– для стоек со стержневой арматурой

$$M_{\text{пр}} > 1,25M_{1-1}; \quad M_{1-1} < 0,8M_{\text{пр}}; \quad (11.1)$$

– стоек с канатной арматурой

$$M_{\text{пр}} > 1,1M_{1-1}; \quad M_{1-1} < 0,9M_{\text{пр}}. \quad (11.2)$$

Предельный изгибающий момент стойки опоры в расчетном сечении может быть определен по приближенной формуле

$$M_{\text{пр}} = \left(R_{\text{б}} F_{\text{б}} r_{\text{б}(1-1)} + F_{\text{а}} (R_{\text{а}} + R_{\text{а,с}}) r_{\text{а}} + F_{\text{н}} (R_{\text{н}} + \sigma'_{\text{с}}) r_{\text{н}} \right) \frac{\sin \varphi \pi}{\pi} \cdot 10^{-4}, \text{ даН}\cdot\text{м},$$

где $R_{\text{б}}$ – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию, равное 16,7, 20, 23,3, 26,7, 30 Н/мм² для класса бетона С 25/30, С 30/37, С 35/45, С 40/50, С 45/55;

$F_{\text{б}}$ – площадь поперечного сечения бетона, мм²;

$r_{\text{б}(1-1)}$ – средний радиус бетонного сечения опоры на уровне земли:

$$r_{\text{б}(1-1)} = \sqrt{\frac{F_{\text{б}}}{\pi}}, \text{ мм};$$

$F_{\text{а}}, F_{\text{н}}$ – площадь поперечного сечения ненапряженной и напряженной арматуры, мм²;

$R_{\text{а}}, R_{\text{н}}$ – расчетное сопротивление на растяжение продольной ненапрягаемой и напрягаемой арматуры, равное 450 и 1000 Н/мм²;

$R_{\text{а,с}}$ – расчетное сопротивление ненапрягаемой продольной арматуры на сжатие, принимаемое равным 355 Н/мм²;

$r_{\text{а}}, r_{\text{н}}$ – радиусы расположения ненапрягаемой и напрягаемой продольной арматуры в рассматриваемом сечении, мм, при этом $r_{\text{а}} \neq r_{\text{н}} \neq r_{\text{б}1-1}$;

$r_{\text{б}1-1}$ – средний радиус кольцевого сечения железобетона на уровне земли;

$\sigma'_{\text{с}} \geq R_{\text{а,с}}$ – предварительное напряжение продольной напрягаемой арматуры сжатой зоны бетона, Н/мм²;

φ – коэффициент, характеризующий относительную площадь поперечного сечения сжатой зоны бетона;

$\varphi\pi$ – половина центрального угла сектора сжатой зоны бетона.

Значение радиуса r_n в нижнем сечении предварительно может быть определено следующим образом:

$$r_n = r_2 - 15 - \frac{d_n}{2}, \text{ мм},$$

где 15 – расстояние от наружного края стенки до поверхности стержня напрягаемой арматуры, мм;

d_n – диаметр напрягаемого стержня, мм; примем равным 12 или 14 мм.

Значение радиуса r_a определяют по формуле

$$r_a = r_1 + 15 + \frac{d_a}{2}, \text{ мм},$$

где 15 – расстояние от внутреннего края стенки опоры до поверхности стержня напрягаемой арматуры, мм;

d_a – диаметр ненапрягаемых стержней, мм; примем равным 12 или 14 мм.

Площадь поперечного сечения бетона

$$F_6 = \frac{\pi}{4} (D_2^2 - D_1^2) - (F_n + F_a);$$

$$F_n = n_n \frac{\pi d_n^2}{4}; \quad F_a = n_a \frac{\pi d_a^2}{4},$$

где n_n – количество напрягаемых стержней (принимается не менее шести);

n_a – количество ненапрягаемых стержней; при использовании канатной арматуры $n_a = 0$, стержневой $n_a \approx (1,5 \dots 2,0) n_n$.

Значение коэффициента φ определяется следующим образом:

– при армировании напрягаемой и ненапрягаемой стержневой арматурой

$$\varphi = \frac{F_a R_a + F_H R_H}{R_6 F_6 + F_H (R_H + \sigma'_c) + F_a (R_a + R_{a,c})};$$

– использовании только канатной напрягаемой арматуры

$$\varphi = \frac{F_H R_H}{R_6 F_6 + F_H (R_H + \sigma'_c)} \leq 0,5.$$

Если напрягаемая арматура выполнена только из напрягаемых арматурных канатов, т. е. когда $F_a = 0$, то предельный изгибающий момент стойки опоры определится по формуле

$$M_{пр} = \left(R_6 F_6 r_{6(1-1)} + F_H (R_H + \sigma'_c) r_H \right) \frac{\sin \varphi \pi}{\pi} \cdot 10^{-4}, \text{ даН}\cdot\text{м}.$$

Пригодность стойки для данной линии электропередачи оценивается по выражениям (11.1) и (11.2). Для этого по известным максимальным нагрузкам, имеющим место в одном из режимов, приложенным к опоре, определяется суммарный изгибающий момент относительно уровня земли. Так, например, для схемы на рис. 4.2, а, б изгибающий момент M_{1-1} определяется по формулам

$$\begin{aligned} M_{1-1} = & P_T H + (P_{II} + P_{III})(b_1 + 2b_2) + \\ & + P_0 \frac{H}{2} + (G_{II} + G_{III} + G_M)(a_1 + a_2 - a_3); \end{aligned} \quad (11.3)$$

$$\begin{aligned} M_{1-1} = & P_{TT} H + (P_{III} + P_{II})(b_1 + 2b_2) + P_{ог} \frac{H}{2} + \\ & + (G_{II} + G_{III} + G_{IV} + G_M)(a_1 + a_2 - a_3), \end{aligned} \quad (11.4)$$

где размеры $b_1, b_2, H, a_1, a_2, a_3$ указаны на рис. 4.2, а.

Значение момента M_{1-1} для промежуточных угловых опор определяется по выражению (см. рис. 4.2, в)

$$M_{1-1} = (P_{\text{T}} + P_{\text{рез.Т}}^{\text{расч}})H + (P_{\text{П}} + P_{\text{И}} + P_{\text{рез.П}}^{\text{расч}})(b_1 + 2b_2) + P_0 \frac{H}{2} + (G_{\text{П}} + G_{\text{И}} + G_{\text{М}})(a_1 + a_2 - a_3). \quad (11.5)$$

При наличии гололеда необходимо учесть значение $P_{\text{тг}}$, $P_{\text{пг}}$ вместо P_{T} и $P_{\text{П}}$, а также увеличить суммарную вертикальную нагрузку на массу гололеда.

Изгибающий момент M_{1-1} для анкерных опор, расположенных на прямых участках трассы линии (см. рис. 6.1, а):

$$M_{1-1} = \sqrt{P_{\text{T}}^2 + (P_{\text{рез.Т}}^{\text{анк}})^2} \cdot H + \sqrt{P_{\text{П}}^2 + (P_{\text{рез.П}}^{\text{анк}})^2} (b_1 + 2b_2) + P_{\text{ог}} \frac{H}{2} + (G_{\text{П}} + G_{\text{И}}' + G_{\text{М}})(a_1 + a_2 - a_3). \quad (11.6)$$

Для схемы приложения нагрузок, показанной на рис. 6.1, б):

$$M_{1-1} = H \sqrt{(P_{\text{рез.П}}^{\text{T}})^2 + (P_{\text{T}} + P_{\text{рез.П}}^{\text{T}})^2} + (b_1 + 2b_2) \sqrt{(P_{\text{П}} + P_{\text{рез.П}}^{\text{П}})^2 + (P_{\text{рез.П}}^{\text{П}})^2} + P_0 \frac{H}{2} + (G_{\text{П}} + G_{\text{И}}' + G_{\text{М}})(a_1 + a_2 - a_3). \quad (11.7)$$

Тема 12. ПРОВЕРКА ВОЗМОЖНОСТИ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ УНИФИЦИРОВАННОЙ КОНИЧЕСКОЙ СТОЙКИ ОПОРЫ НА ВОЗДЕЙСТВУЮЩИЕ НАГРУЗКИ

З а д а н и е

Проверить возможность использования предварительно выбранной унифицированной конической стойки опоры на нагрузки, имеющие место в условиях конкретного проекта линии электропередачи. Технические характеристики унифицированных конических железобетонных стоек приведены в табл. 12.1.

Технические характеристики унифицированных конических железобетонных стоек

Тип		Предельный изгибающий момент $M_{пр}$, кН·м	Момент трещинообразования $M_{тр}$, кН·м	Кривизна $1/\rho \cdot 10^{-2}$, м ⁻¹ , при	
стойки	арматуры			изгибающем предельном моменте	образовании трещин
СК 26	Стержневая	466,7–550,9	102–157,2	0,9–1,01	0,07–0,1
СК 26	Канатная	417,5–467,6	110,3–215,1	0,515	0,13
СК 22	Стержневая	212,3–525,1	86,3–207,9	0,94–0,965	0,07–0,1

Методические указания

1. Определяется изгибающий момент M_{1-1} на уровне земли, создаваемый горизонтальными и вертикальными нагрузками, см. выражения (11.3)–(11.7).

2. Определяется суммарное значение Q всех горизонтальных сил, действующих на стойку опоры:

$$Q = P_T + \sum_{i=1}^k P_{ni} + P_0 + \sum_{i=1}^N P_{ni} ,$$

где P_{ni} – давление ветра на i -ю ($i = 1, \dots, N$) гирлянду изоляторов.

3. Методом последовательных приближений находятся дополнительные изгибающие моменты ΔM от вертикальных сил G_i из-за прогибов f_i ствола опоры под нагрузкой:

$$\Delta M = \sum_{i=1}^n G_i f_i = G_T f_5 + G_{II} (f_4 + 2f_3) + G_0 f_2 ,$$

где f_5, f_4, f_3, f_2 – прогибы опоры в сечениях 5, 4, 3, 2 (рис. 12.1).

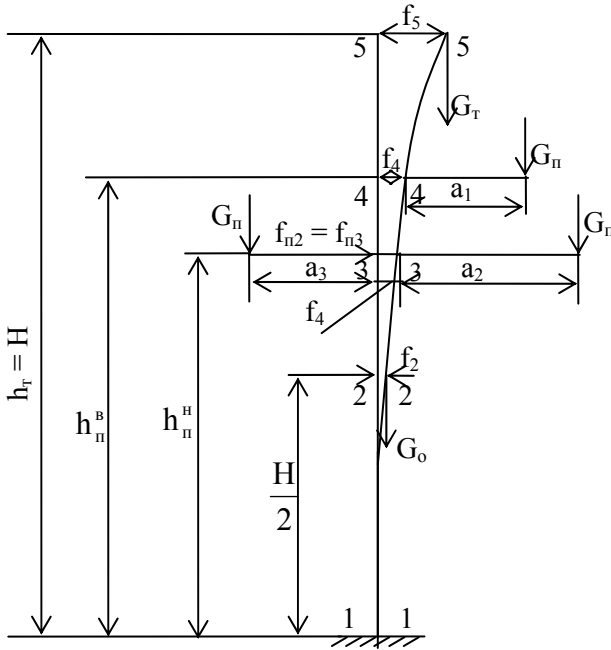


Рис. 12.1. Деформированная схема одноэтажной железобетонной опоры:
 f_5, f_4, f_3, f_2 – прогибы стойки на уровнях подвеса троса, верхнего и нижних проводов,
 центра тяжести опоры над уровнем земли; $h_r, h_{\pi}^B, h_{\pi}^H, \frac{H}{2}$ – высота подвеса троса,
 верхнего и нижних проводов, расположения центра тяжести опоры над уровнем
 земли; a_1, a_2, a_3 – длины консолей траверс

В качестве первого приближения для выбранного типа унифицированной стойки или известного изгибающего момента M_{1-1} по табл. 12.1 отмечается кривизна в опорном сечении $\left(\frac{1}{\rho}\right) \cdot 10^{-2}, \frac{1}{m}$.

4. Определяется высота H_Q приложения равнодействующей Q от горизонтальных нагрузок:

$$H_Q = \frac{M_{1-1}}{Q}.$$

5. Находятся прогибы стойки f_i в сечениях 5-5, 4-4, 3-3, 2-2.

Если h_T , h_{Π}^B , h_{Π}^H , $H/2$ находятся выше значения H_Q , то

$$\left. \begin{aligned} f_5 &= \frac{H_Q^2}{3} \left(\frac{1}{\rho} \right) \left(\frac{3}{2} \frac{h_T}{H_Q} - \frac{1}{2} \right) + \beta \left(h_T + \frac{2}{3} h \right); \\ f_4 &= \frac{H_Q^2}{3} \left(\frac{1}{\rho} \right) \left(\frac{3}{2} \frac{h_{\Pi}^B}{H_Q} - \frac{1}{2} \right) + \beta \left(h_{\Pi}^B + \frac{2}{3} h \right); \\ f_3 &= \frac{H_Q^2}{3} \left(\frac{1}{\rho} \right) \left(\frac{3}{2} \frac{h_{\Pi}^H}{H_Q} - \frac{1}{2} \right) + \beta \left(h_{\Pi}^H + \frac{2}{3} h \right); \\ f_2 &= \frac{H_Q^2}{3} \left(\frac{1}{\rho} \right) \left(\frac{3}{4} \frac{H}{H_Q} - \frac{1}{2} \right) + \beta \left(\frac{3H}{4H_0} + \frac{2}{3} h \right), \end{aligned} \right\} \quad (12.1)$$

где β – допустимый угол поворота стойки в грунте; принимается равным 0,01 радиан;

h – глубина заделки стойки в грунт, м.

Если значения h_{Π}^B , h_{Π}^H , $H/2$ находятся ниже значения H_Q , то

$$\left. \begin{aligned} f_4 &= \frac{(h_{\Pi}^B)^2}{3} \left(\frac{1}{\rho} \right) \left(\frac{3}{2} - \frac{1}{2} \frac{h_{\Pi}^B}{H_Q} \right) + \beta \left(h_{\Pi}^B + \frac{2}{3} h \right); \\ f_3 &= \frac{(h_{\Pi}^H)^2}{3} \left(\frac{1}{\rho} \right) \left(\frac{3}{2} - \frac{1}{2} \frac{h_{\Pi}^H}{H_Q} \right) + \beta \left(h_{\Pi}^H + \frac{2}{3} h \right); \\ f_2 &= \frac{H^2}{12} \left(\frac{1}{\rho} \right) \left(\frac{3}{2} - \frac{1}{4} \frac{H}{H_Q} \right) + \beta \left(\frac{H}{2} + \frac{2}{3} h \right). \end{aligned} \right\} \quad (12.2)$$

6. Суммарный изгибающий момент в заделке (сечение 1-1 на рис. 12.1)

$$M_{\Sigma} = M_{1-1} + \Delta M. \quad (12.3)$$

Если M_{Σ} превышает момент трещинообразования $M_{\text{трещ}}$ для данного типа стойки опоры, то новое значение $\frac{1}{\rho}$ находится по кривым, приведенным на рис. 12.2 и 12.3. Если $M_{\Sigma} = M_{\text{трещ}}$ – то новое значение $\frac{1}{\rho}$ (кривизна при предельном моменте образования трещин) принимается по табл. 12.1. В случае когда $M_{\Sigma} < M_{\text{трещ}}$, новое значение $\frac{1}{\rho}$ находится как

$$\left(\frac{1}{\rho}\right) = \left(\frac{1}{\rho}\right)_{\text{трещ}} \frac{M_{\Sigma}}{M_{\text{трещ}}},$$

где $\left(\frac{1}{\rho}\right)_{\text{трещ}}$ – кривизна, определенная при $M_{\Sigma} = M_{\text{трещ}}$.

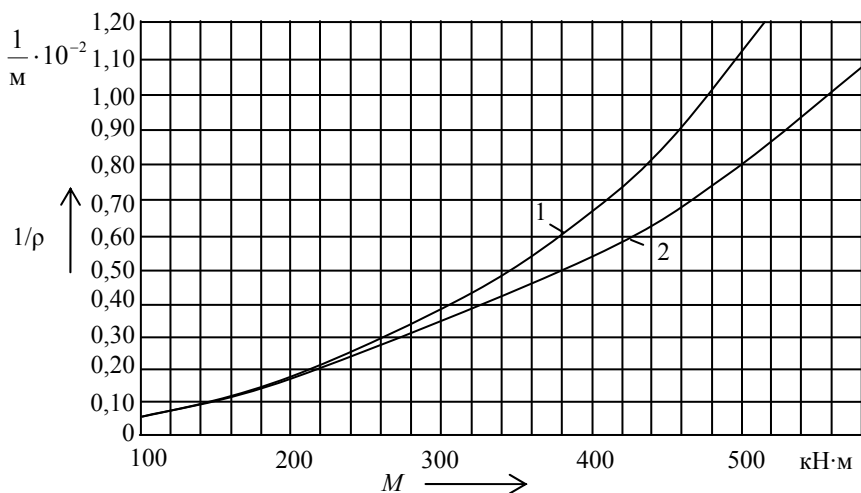


Рис. 12.2. Зависимость кривизны конической железобетонной опоры СК 26 со стержневой арматурой и стойки СК 22 от суммарного момента сил относительно расчетного сечения:

1 – для стоек типа СК26.1-1.0, СК26.1-1.1, СК26.1-1.2, СК26.1-2.0, СК26.1-2.1, СК26.1-2.2, СК22.1-1.0, СК22.1-1.1, СК22.1-1.2, СК22.1-2.2, СК22.2-1.1, СК22.2-1.2, СК22.3-1.1, СК22.3-1.2, СК22.1-2.0, СК22.1-2.1; 2 – для стоек типа СК26.1-3.0, СК26.1-3.1, СК22.1-3.0, СК22.1-3.1, СК22.1-3.2

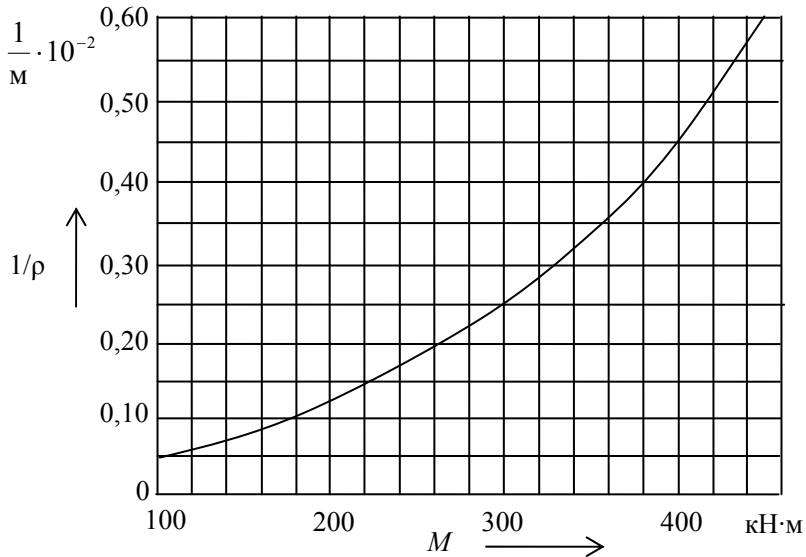


Рис. 12.3. Зависимость кривизны конической железобетонной стойки опоры с канатной арматурой от суммарного момента сил относительно расчетного сечения

Новое значение H_Q

$$H_Q = \frac{M_{\Sigma}}{Q}$$

и новые значения прогибов стойки опоры находятся по выражениям (12.1)–(12.3), в которые подставляются новые значения $\frac{1}{\rho}$.

Далее по формулам (12.1)–(12.3) определяется новое значение прогибов и момента $M_{\Sigma 1}$. Процесс последовательных приближений продолжается до тех пор, пока абсолютное значение разности не достигнет заданного, т. е.

$$(M_{\Sigma i} - M_{\Sigma(i-1)}) \leq 5 \text{ кН·м.}$$

Выполнение данного условия свидетельствует о возможности зафиксировать предельные значения изгибающего момента и момента

трещинообразования, характерные для выбранного типа конической стойки, и соответствующего ей класса напрягаемой арматуры по прочности.

Тема 13. РАСЧЕТ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ТРАВЕРС ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ОПОР

З а д а н и е

Рассчитать усилия, действующие на элементы металлических траверс опор, и выбрать площадь их поперечного сечения.

Методические указания

Расчет металлических траверс железобетонных опор

Расчетная схема для определения усилий в элементах траверс железобетонных опор приведена на рис. 13.1 для случаев, когда применяются одна или две тяги. В первом случае длина консоли траверсы $a_1 < 2,8$ м, во втором $a_1 > 2,8$ м.

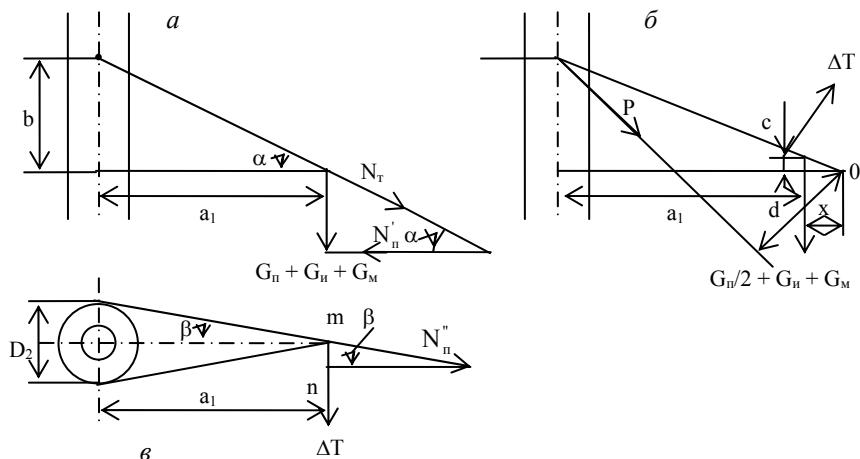


Рис. 13.1. Расчетные схемы для определения усилий в поясах и тягах металлических траверс железобетонных опор:
 a – траверса с одной тягой; b – траверса с двумя тягами ($a_1 > 2,8$ м); v – вид сверху на сочленение поясов со стойкой опоры. Участок m – n равен $\Delta T/2$

Усилие N_T в тяге от действия вертикальной нагрузки, приложенной к ее консоли, включающей вес провода G_{Π} , гирлянды изоляторов $G_{И}$ и монтажника $G_{М}$ (вес гололеда не учитывается), определяется следующим образом (рис. 13.1, а):

$$N_{\text{тяг}} = \frac{G_{\Pi} + G_{И} + G_{М}}{\sin \alpha}, \quad (13.1)$$

где α – угол между поясами и тягой траверсы: $\text{tg} \alpha = \frac{b}{a_1}$;

b – расстояние между точками крепления пояса и тяги на опоре.

При наличии двух тяг (рис. 4.11, б) усилия во внешней тяге также находят по выражению (13.1), а для нахождения усилия P , приходящегося на внутреннюю тягу, используют метод сечений. Для этого принимают, что размер $c = 0,05-0,1$ м. На пересечении поясов и внешней тяги строят моментную точку O и определяют расстояние d .

Момент сил относительно точки O

$$\Delta T x - P d = 0,$$

или

$$P = \Delta T \frac{x}{d},$$

где ΔT – максимальное значение редуцированного тяжения, имеющего место в аварийном режиме при обрыве провода;

$$x = \frac{c}{\text{tg} \alpha}.$$

По значению усилия P можно подобрать площадь поперечного сечения тяги.

При определении усилий на пояса, выполняемом в аварийном режиме, учитывается, что в конструкции имеются два пояса, в вертикальную нагрузку входит вес провода одного полупролета и усилия приложены в соответствии с рис. 13.1, б, т. е. усилие, приходящееся на один пояс, следует определять по формуле

$$N_{\text{пояс}} = N'_{\text{пояс}} + N''_{\text{пояс}} = \frac{1}{2} \left(\frac{G_{\Pi}}{2} + G_{И} + G_{М} \right) \frac{1}{\text{tg} \alpha} + \frac{\Delta T}{2 \sin \beta},$$

где $N'_{\text{пояс}}$, $N''_{\text{пояс}}$ – усилие в поясах от вертикальных нагрузок и от редуцированного тяжения по проводу;

$$\operatorname{tg}\beta = \frac{D_2}{2a_1};$$

D_2 – наружный диаметр стойки опоры, м.

Площадь поперечного сечения пояса

$$F_{\text{пояс}} = \frac{N_{\text{пояс}}}{0,8R_{\text{пр}}}, \quad (13.2)$$

где 0,8 – коэффициент, учитывающий ослабление сечения отверстиями под болты;

$R_{\text{пр}} = 24,5\text{--}25,5$ даН/мм² – предел текучести проката на растяжение (сталь Ст. 3сп).

Площадь поперечного сечения тяг

$$F_{\text{тяг}} = \frac{N_{\text{тяг}}}{0,8R_{\text{пр}}}, \quad F_{\text{тяг}}^{\text{внутр}} = \frac{P}{0,8R_{\text{пр}}}. \quad (13.3)$$

При соединении элементов тяг сваркой вместо коэффициента 0,8 подставляется значение, равное единице.

По полученным по выражениям (13.2) и (13.3) значениям F подбираются размеры уголка в соответствии с ГОСТ 8509–93 (табл. 13.1) и фиксируется значение минимального радиуса инерции сечения ρ_{min} .

Таблица 13.1

Уголки стальные горячекатаные равнополочные
(выборка из ГОСТ 8509–93)

Размеры уголка, ширина полок × × толщина полок, мм	Масса уголка, кг/м	Площадь поперечного сечения, мм ²	Минимальный радиус инерции ρ_{min} , мм (относительно оси $y_0\text{--}y_0$)	Радиус инерции ρ_x , мм (относительно оси $x\text{--}x$)
1	2	3	4	5
40×40×4	2,42	308,0	7,77	12,10
40×40×5	2,92	379,0	7,73	12,00
45×45×4	2,74	349,0	8,76	13,60

Окончание табл. 13.1

1	2	3	4	5
45×45×5	3,38	430,0	8,71	13,50
50×50×4	3,06	389,0	9,79	15,20
50×50×5	3,77	480,0	9,73	15,10
50×50×6	4,47	569,0	9,68	15,00
60×60×5	4,57	582,0	11,70	18,20
60×60×6	5,42	691,0	11,70	18,20
60×60×8	7,09	903,0	11,60	18,00
65×65×6	5,91	753,0	12,70	19,70
65×65×8	7,73	985,0	12,60	19,50
70×70×6	6,38	813,0	13,70	21,30
70×70×7	7,38	940,0	13,60	21,20
75×75×6	6,85	873,0	14,70	22,90
75×75×8	8,99	1140,0	14,60	22,70
80×80×6	7,34	935,0	15,70	24,40
80×80×8	9,63	1230,0	15,60	24,30
80×80×10	11,90	1510,0	15,50	24,10
90×90×7	9,61	1220,0	17,70	27,50
90×90×8	10,90	1390,0	17,60	27,40
90×90×9	12,20	1550,0	17,60	27,30
90×90×10	15,0	1710,0	17,50	27,20
100×100×8	12,20	1550,0	19,60	30,60
100×100×10	15,0	1920,0	19,50	30,40
100×100×12	17,8	2270,0	19,40	30,20
120×120×8	14,7	1870,0	23,70	36,90
120×120×10	18,2	2320,0	23,60	36,70
120×120×12	21,6	2750,0	23,50	36,50
125×125×8	15,3	1950,0	24,70	38,50
125×125×10	19,0	2420,0	24,60	38,40
125×125×12	22,6	2870,0	24,50	38,10
150×150×10	23,0	2930,0	29,70	46,20
150×150×12	27,3	3480,0	29,50	46,00
150×150×15	33,8	4380,0	29,30	45,70
180×180×15	40,9	5210,0	35,40	55,20
180×180×18	48,6	6190,0	35,20	54,90
200×200×16	48,5	6180,0	39,40	61,60
200×200×20	59,9	7630,0	39,20	61,10
200×200×24	71,1	9060,0	39,00	60,60
250×250×28	104,0	13300,0	48,90	76,20
250×250×38	128,0	16300,0	48,70	75,40

Выбранные размеры уголка $F_{бр}$ проверяются на устойчивость по выражению

$$F_{бр} \geq \frac{N}{0,95\gamma_y R_{пр}\varphi}, \quad (13.4)$$

где $F_{бр}$ – площадь поперечного сечения уголка (брутто), т. е. справочное значение площади поперечного сечения уголка;

$$0,95 = \frac{1}{\gamma_m};$$

γ_m – коэффициент безопасности по материалу, принимаемый равным 1,05;

γ_y – коэффициент условий работы, принимаемый равным 0,8 (при соединении элементов сваркой) и 0,75 (при соединении элементов болтами);

φ – коэффициент продольного изгиба, определяемый в функции от гибкости стержня $\lambda = \frac{l_0}{\rho_{min}}$;

l_0 – расчетная длина элемента, мм (табл. 13.2).

Таблица 13.2

Зависимость коэффициента продольного изгиба φ центрально сжатого стального элемента из стали марки Ст.3 от гибкости стержня

Гибкость стержня λ	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	
Коэффициент продольного изгиба φ	1,0	0,99	0,97	0,94	0,90	0,87	0,82	0,77	0,72	0,66	0,58	
Гибкость стержня λ	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200	210	220
Коэффициент продольного изгиба φ	0,51	0,49	0,40	0,35	0,31	0,27	0,24	0,22	0,20	0,18	0,16	0,15

Промежуточные значения коэффициента продольного изгиба определяются интерполяцией.

Задаемся гибкостью стержня, например, $\lambda = 80$. Для этого значения λ коэффициент $\varphi = 0,72$ (см. табл. 13.2). $F_{бр}$ определяем по формуле (13.4). По найденной площади сечения $F_{бр}$ и табл. 13.1 выбираем стандартный равнополочный стальной уголок с площадью поперечного сечения $F_{бр1}$, которая должна быть не менее $F_{бр}$. Кроме того, ширина и толщина полок уголка не должны быть меньше размеров, определенных на основании конструктивных соображений (например, $65 \times 65 \times 4$ мм для поясов и $40 \times 40 \times 4$ для тяг и раскосов).

Для выбранного из табл. 13.1 уголка фиксируется минимальный радиус инерции. Далее вычисляется гибкость стержня λ_n . Полученное значение используется для нахождения по табл. 13.2 второго значения коэффициента продольного изгиба φ_2 .

В ходе второй итерации снова определяется $F_{бр2}$. Итерационный процесс продолжается до тех пор, пока

$$\left| F_{брn} - F_{брn-1} \right| \leq \varepsilon_F,$$

где $F_{брn}$, $F_{брn-1}$ – площадь поперечного сечения уголка (брутто) при n -й и $(n-1)$ -й итерациях;

ε_F – наперед заданное значение погрешности при определении площади поперечного сечения уголка, например 50 мм^2 .

Расчет траверс металлических опор

Расчетная схема траверсы представлена на рис. 13.2, откуда видно, что

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{b_m}{a}; \quad \operatorname{tg} \gamma = \frac{b_m - c}{2a},$$

где b_m – размер или ширина ствола опоры;

a – длина консоли траверсы;

размер $c = 0,25-0,3$ м.

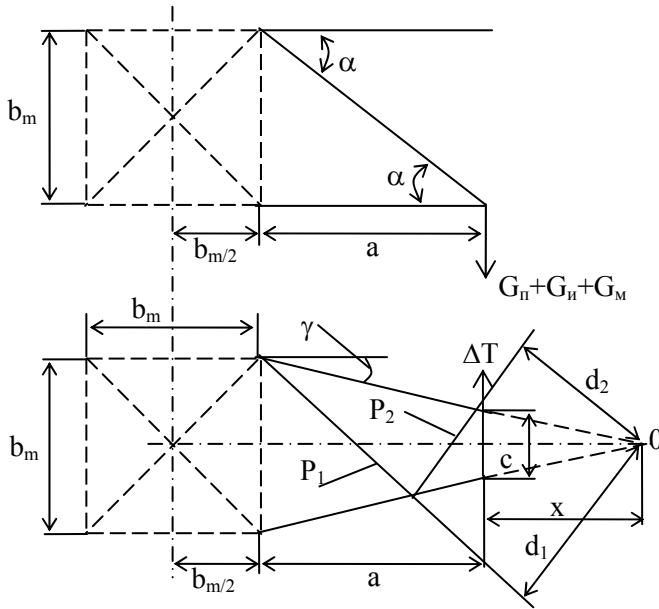


Рис. 13.2. Расчетная схема траверсы

Рассматривается расчетный аварийный режим – обрыв провода и, следовательно, наличие редуцированного тяжения ΔT . Вертикальная нагрузка, приложенная к консоли траверсы (без учета массы самой траверсы):

$$N_B = \frac{1}{2} \left(\frac{G_{II}}{2} + G_{III} + G_M \right).$$

Здесь учитывается, что после обрыва провода фазы к траверсе прикладывается лишь половина веса провода весового пролета и усилие N_B распределяется между двумя поясами траверсы.

Усилие в поясе траверсы U от вертикальных N_B и горизонтальных сил определим как

$$U_{\text{пояс}}^{\text{тр}} = U_{\text{пояс}}^{N_{\text{верт}}} + U_{\text{пояс}}^{\Delta T} = \frac{N_{\text{верт}}}{\sin \alpha} + \frac{\Delta T}{\text{tg} \alpha \cdot \cos \gamma},$$

где $U_{\text{пояс}}^{N_{\text{верт}}}$ – усилие в поясе траверсы от вертикальных нагрузок $N_{\text{верт}}$;

$U_{\text{нт}}^{\Delta T}$ – усилие в поясе траверсы от редуцированного тяжения ΔT .

Для нахождения усилий P_1 и P_2 в раскосах нижней грани (см. рис. 13.2) применяют метод сечений. Для этого на пересечении поясов строят моментную точку 0 и определяют расстояния d_1 , d_2 и x .

Из рис. 13.2 видно, что

$$x = \frac{c}{2\text{tg}\gamma}.$$

Расстояния d_1 и d_2 находятся из чертежа в масштабе относительно полученного значения x .

Рассматривается нагрузка от редуцированного тяжения ΔT в связи с обрывом провода. Составляют сумму моментов сил относительно точки 0:

$$\left. \begin{aligned} \Delta T x + P_1 d_1 &= 0; \\ \Delta T x + P_2 d_2 &= 0 \end{aligned} \right\}$$

Отсюда

$$P_1 = -\Delta T \frac{x}{d_1};$$

$$P_2 = -\Delta T \frac{x}{d_2}.$$

Усилие в тяге траверсы определяется при воздействии вертикальных нагрузок в нормальном режиме в условиях наличия гололеда по формуле

$$S_T = \frac{N'_{\text{верт}}}{\sin \alpha \cos \gamma},$$

где $N'_{\text{верт}} = \frac{1}{2}(G_{\text{п.г}} + G_{\text{и}} + G_{\text{м}})$;

$G_{\text{п.г}}$ – вес провода, покрытого гололедом;

2 – коэффициент, учитывающий распределение нагрузки между двумя поясами.

Далее по известным нагрузкам определяют площадь поперечного сечения уголков и проверяют их на устойчивость также, как и уголков для металлических траверс железобетонных опор.

Тема 14. ВЫБОР ПЛОЩАДИ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ РЕШЕТЧАТЫХ КОНСТРУКЦИЙ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ОПОР

З а д а н и е

Определить усилия в стержнях решетчатых свободно стоящих металлических стоек, выбрать площадь их поперечного сечения и оценить массу металлической опоры

Методические указания

Свободностоящие металлические стойки опор пирамидальной формы могут быть выполнены с решетками треугольной, раскосной или перекрестной конструкций (рис. 14.1).

Усилие в поясах в сечении $m-m$ при ветре, направленном перпендикулярно оси линии, находится по формуле

$$U_m = \frac{\sum M_{mx}}{2b_m \cos \gamma} + \frac{\sum G_m}{4 \cos^2 \gamma}, \quad (14.1)$$

где $\sum M_{mx}$ – суммарный изгибающий момент в сечении $m-m$ от грузов, действующих перпендикулярно оси линии;

b_m – ширина расчетной базы фермы в сечении $m-m$ (см. рис. 14.1);

γ – угол наклона фермы (для унифицированных опор составляет до 5°);

$\sum G_m$ – суммарный вес всех элементов, расположенных выше рассматриваемого сечения $m-m$.

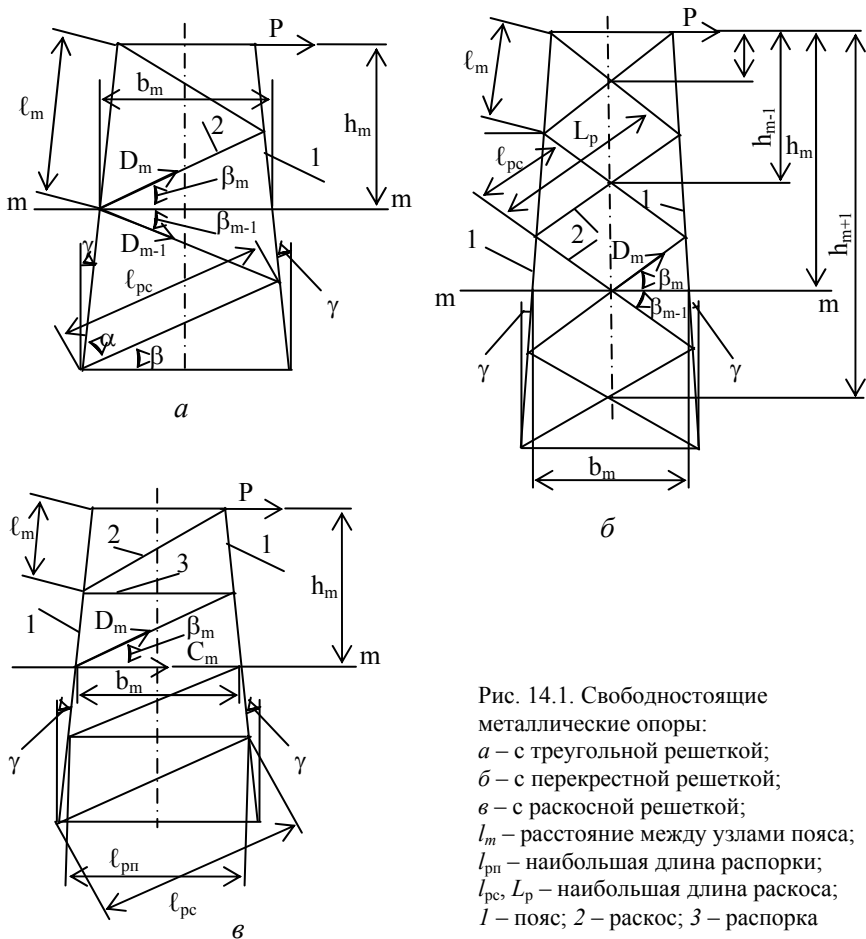


Рис. 14.1. Свободностоящие металлические опоры:
a – с треугольной решеткой;
б – с перекрестной решеткой;
в – с раскосной решеткой;
 l_m – расстояние между узлами пояса;
 l_{rp} – наибольшая длина распорки;
 l_{pc} , L_p – наибольшая длина раскоса;
l – пояс; 2 – раскос; 3 – распорка

В качестве расчетных сечений принимаются:

- для ферм с треугольной решеткой – места соединения раскосов с поясом;
- ферм с раскосной решеткой – распорки;
- ферм с перекрестной решеткой – в местах соединения раскосов между собой.

Значение суммарного изгибающего момента в сечении m – m от горизонтальных, действующих перпендикулярно оси линии (ось x) и вертикальных нагрузок определяется следующим образом:

$$\sum M_{mx} = P_{\text{т}} h_{\text{т}m} + P_{\text{п}} b_{1m} + 2P_{\text{п}} b_{2m} + 0,3 \sum_{j=1}^U P_{\text{трав}j}^{\text{расч}} h_{jm} + \sum_{i=1}^{n_c} P_{\text{сек}i} h_{\text{сек}im} + G_{\text{п}} (a_1 + a_2 - a_3) + G_{\text{т}} l_{\text{т}}, \quad (14.2)$$

где $P_{\text{т}}$, $P_{\text{п}}$ – давление ветра на трос и провод, определенные для соответствующего расчетного режима (при гололеде используются значения $P_{\text{т.г}}$, $P_{\text{п.г}}$);

$h_{\text{т}m}$ – расстояние от места расположения троса до сечения m – m ;

b_{1m} , b_{2m} – расстояние от места расположения верхнего и нижнего проводов до рассматриваемого сечения m – m ;

$P_{\text{трав}j}$ – расчетное давление ветра на торец j -й траверсы (как правило $j = 3$, но может быть и другое значение общего числа траверс на опоре);

$P_{\text{трав}j}$ определяется по формулам (4.14) и (4.15) с учетом коэффициента перегрузок;

h_{jm} – расстояние от середины j -й траверсы до рассматриваемого сечения m – m ;

$P_{\text{сек}i}$ – давление ветра на i -ю секцию;

$h_{\text{сек}im}$ – расстояние от центра тяжести i -секции, т. е. от места приложения нагрузки $P_{\text{сек}i}$, расположенной выше рассматриваемого сечения m – m , до сечения m – m ;

$G_{\text{п}}$ – расчетный вес проводов фазы (при гололедном режиме используется значение $G_{\text{п.г}}$);

a_1 , a_2 , a_3 – размеры консолей траверс (здесь необходимо учитывать и половину ширины грани стойки опоры в месте сочленения ее с траверсами);

$G_{\text{т}}$ – расчетная масса грозозащитного троса (при расчете гололедного режима используется значение $G_{\text{т.г}}$);

$l_{\text{т}}$ – расстояние от места подвеса грозозащитного троса до оси стойки опоры.

Особенность применения формулы (14.2) состоит в том, что давление ветра рассматривается не на всю опору в целом, а на отдельные ее секции. Высота секции может быть равной 8 м (при ширине грани опоры до 3 м) или не превышать утроенного значения средней ширины наиболее узкой грани и в общем не превышать 10 м. Средняя ширина узкой грани опоры определяется как средняя линия

трапеции, равная полусумме оснований, т. е. половине суммы ширины граней у основания опоры и в ее вершине.

Секции формируются таким образом, чтобы верхняя секция начиналась ниже нижней траверсы на 1–2 м. Это позволяет учесть в выражении (14.2) все указанные там нагрузки. Если высота нижних секций равна 10 м, то количество секций $n_{\text{сек}}$ до нижних траверс будет

$$n_{\text{сек}} = \frac{b_2 - 1}{10}.$$

Место приложения ветровой нагрузки к секции – половина высоты секции.

Суммарный вес всех элементов, расположенных выше сечения m – m :

$$\sum G_m = G_T + 3G_{\Pi} + \sum_{i=1}^n G_{\text{сек}i},$$

где $G_{\text{сек}i}$ – вес i -й секции, находящейся выше рассматриваемого сечения m – m .

Значение

$$G_{\text{сек}i} = g_{\text{уд}} h_{\text{сек}},$$

где $g_{\text{уд}}$ – удельный вес одного метра ствола опоры (можно на предварительном этапе расчета принять в зависимости от номинального напряжения линии в пределах 100–300 даН/м);

$h_{\text{сек}}$ – высота секции опоры, м.

Усилие в поясах в сечении m – m при ветре, направленном под углом 45° к оси линии, определяется по выражению

$$U_m^{45^\circ} = \frac{\sum M'_{mx}}{2b_{mx} \cos \gamma} + \frac{\sum M_{my}}{2b_{my} \cos \gamma} + \frac{\sum G_m}{4 \cos^2 \gamma}, \quad (14.3)$$

где $\sum M'_{mx}$ – суммарный изгибающий момент в расчетном сечении от нагрузок, действующих перпендикулярно оси линии при ветре, направленном под углом 45° к оси линии;

$\sum M_{my}$ – суммарный изгибающий момент в расчетном сечении от нагрузок, действующих вдоль оси линии, при ветре, направленном под углом 45° к оси линии;

b_{mx} , b_{my} – ширина граней фермы, расположенных перпендикулярно к оси линии и вдоль нее.

В выражении (14.3) значение $\sum M'_{mx}$ отличается от значения $\sum M_{my}$ (см. формулу (14.2)) тем, что давление ветра на тросы и провoda меньше в два раза, а давление ветра на широкую грань секции составляет 0,8 от давления $P_{сек\ i}$, т. е.

$$\begin{aligned} \sum M'_{mx} = & \frac{P_T}{2} h_{mm} + \frac{P_{II} + P_{III}}{2} (b_{1m} + b_{2m}) + 0,3 \sum_{i=1}^U P_{\text{трав } j} h_{jm} + \\ & + 0,8 \sum_{i=1}^{n_{\text{сек}}} P_{\text{сек } i} h_{\text{сек } im} + G_{II} (a_1 + a_2 - a_3) + G_T l_T. \end{aligned}$$

Суммарный изгибающий момент

$$\sum M_{my} = 0,65 \sum_{i=1}^U P_{\text{трав } j} h_{jm} + (0,9 - 0,1 \frac{b_{\text{ш}}}{b_{\text{уз}}}) \sum_{i=1}^{n_{\text{сек}}} P_{\text{сек } i} h_{\text{сек } im},$$

где $b_{\text{ш}}$, $b_{\text{уз}}$ – размеры широкой и узкой граней ствола опоры.

При расчете промежуточных угловых опор в состав нагрузок P_T и P_{II} входит $P_{\text{резт}}^{\text{расч}}$ и $P_{\text{рез}}^{\text{расч}}$ соответственно (рис. 4.2, в, ж).

Для анкерных опор на прямых участках линии

$$\begin{aligned} \sum M_{my} = & \frac{1}{2} P_{\text{резт}}^{\text{анк}} h_{tm} + \frac{1}{2} P_{\text{рез}}^{\text{анк}} b_{1m} + P_{\text{рез}}^{\text{анк}} b_{2m} + \\ & + 0,65 \sum_{i=1}^U P_{\text{трав } j} h_{jm} + (0,9 - 0,1 \frac{b_{\text{ш}}}{b_{\text{уз}}}) \sum_{i=1}^{n_{\text{сек}}} P_{\text{сек } i} h_{\text{сек } im}. \end{aligned}$$

Значения $\sum M'_{mx}$ и $\sum M_{my}$ для анкерно-угловых опор определяются по следующим формулам:

$$\begin{aligned} \sum M'_{mx} = & \left(\frac{1}{2}P_{\Gamma} + P_{\text{рез(бисс)}}^{\text{расч}}\right)h_{\Gamma m} + \left(\frac{1}{2}P_{\Pi} + P_{\text{рез(бисс)}}^{\text{расч}}\right)b_{1m} + \\ & + (P_{\Pi} + P_{\text{рез(бисс)}}^{\text{расч}})b_{2m} + 0,3 \sum_{j=1}^U P_{\text{трав}j}^{\text{расч}} h_{jm} + 0,8 \sum_{i=1}^{n_{\text{сек}}} P_{\text{сек}i} h_{\text{сек}im} + \\ & + G_{\Pi}(a_1 + a_2 - a_3) + G_{\Gamma}l_{\Gamma}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum M_{my} = & P_{\text{рез(}\perp)}^{\text{расч}} h_{\Gamma m} + P_{\text{рез(}\perp)}^{\text{расч}} b_{1m} + 2P_{\text{рез(}\perp)}^{\text{расч}} b_{2m} + \\ & + 0,65 \sum_{j=1}^U P_{\text{трав}j}^{\text{расч}} h_{jm} + (0,9 - 0,1 \frac{b_{\text{ш}}}{b_{\text{юз}}}) \sum_{i=1}^{n_{\text{сек}}} P_{\text{сек}i} h_{\text{сек}im}. \end{aligned}$$

Для выбора сечения поясов принимается большее из значений усилий, вычисленных по выражениям (14.1) или (14.3).

При определении усилий, действующих на раскосы промежуточных стальных опор, расчетным режимом служит аварийный режим, имеющий место в результате обрыва провода или троса в условиях среднегодовой температуры (когда ветер и гололед отсутствуют).

Под действием редуцированного тяжения ΔT или ΔT_{Γ} опора подвергается изгибу относительно расчетного сечения, характеризующегося значением изгибающего момента, а ствол опоры – кручению на плече траверсы a_i (с подвешенными проводами или тросами). Заметим, что усилия в поясах от крутящего момента не учитываются. Действие крутящего момента $M_{\text{крут}} = \Delta T a_i$ заменяется действием двух пар сил $\frac{\Delta T}{2}$, которые прикладываются непосредственно к граням опоры шириной $b_{\text{ш}}$.

Усилия в раскосах опор с треугольной и раскосной решетками: – в восходящих от узла m раскосах

$$\begin{aligned} D_m = & (M_{\text{крут}} \frac{b_m}{b_{m(\perp)}} + \Delta T b_0) \frac{\cos \gamma}{2b_m \cos(\beta_m + \gamma)} = \\ = & \Delta T (a_i \frac{b_m}{b_{m(\perp)}} + b_0) \frac{\cos \gamma}{2b_m \cos(\beta_m + \gamma)}; \end{aligned}$$

– нисходящих от узла m раскосах

$$D_{m-1} = \Delta T \left(a_i \frac{b_m}{b_{m(\perp)}} + b_o \right) \frac{\cos \gamma}{2b_m \cos(\beta_{m-1} - \gamma)},$$

где $M_{\text{крут}}$ – крутящий момент на плече траверсы;

a_i – длина траверсы;

ΔT – редуцированное тяжение по проводу или тросу;

b_m – ширина грани опоры в сечении $m-m$;

$b_{m(\perp)}$ – ширина грани опоры в сечении $m-m$, перпендикулярной той грани, в раскосах которой определяются усилия;

$b_o = b_m - 2h_m \operatorname{tg} \gamma$ – ширина грани опоры на уровне приложения редуцированного тяжения ΔT ;

h_m – расстояние от места приложения редуцированного тяжения до сечения $m-m$.

Усилие C_m в распорке фермы с раскосной решеткой определяется при рассмотрении ее как нисходящего или восходящего раскоса с углами $\beta_m = 0^\circ$ или $\beta_{m-1} = 0^\circ$:

$$C_m = \frac{1}{2b_m} \left(M_{\text{крут}} \frac{b_m}{b_{m(\perp)}} + \Delta T b_o \right) = \frac{1}{2b_m} \Delta T \left(a_i \frac{b_m}{b_{m(\perp)}} + b_o \right).$$

Усилие в раскосах фермы с перекрестной решеткой

$$D_m = \frac{1}{4b_m \cos \beta_m} (M_{\text{крут}} + \Delta T b_o) = \frac{1}{4b_m \cos \beta_m} \Delta T (a_i + b_o).$$

Выбор сечения раскосов производится по усилиям, действующим в аварийном режиме:

– для раскосов, расположенных выше верхней траверсы, – при обрыве троса;

– раскосов, расположенных между верхней и нижней траверсами, – при обрыве верхнего провода;

– раскосов, расположенных ниже нижней траверсы, – при обрыве нижнего провода.

Во всех отмеченных случаях происходит кручение ствола при обрыве троса – на плече l_r , при обрыве верхнего провода – на плече a_1 , при обрыве нижнего провода – на плече a_2 .

По известным усилиям определяется площадь поперечного сечения $F_{\text{нетто}}$:

$$F_{\text{нетто}} \geq \frac{N\gamma_m}{R_{\text{пр}}\gamma_y},$$

где N – растягивающая или сжимающая нормальная сила (в нашем случае это U_m , D_m или D_{m-1});

γ_y – коэффициент условий работы (принимается по табл. 14.1).

Таблица 14.1

Коэффициенты условий работы стальных конструкций
из одиночных уголков

Элементы	Коэффициент условий работы γ_y для элементов, соединяемых	
	сваркой	болтами
Пояса свободностоящих опор: сжатые пояса верхних и средних секций	1,00	1,00
сжатые пояса нижних секций в первых двух панелях от опорного башмака	0,95	0,90
Раскосы решеток: сжатые раскосы треугольной и перекрестной решеток с не совмещенными в смежных гранях узлами; сжатые раскосы траверс опор	0,80	0,75
сжатые раскосы раскосной решетки	1,00	0,75
сжатые раскосы перекрестной решетки с совмещенными в смежных гранях узлами	0,9	0,75

Далее выбранный размер уголка проверяется по условиям устойчивости (см. формулу (13.6)).

Вес опоры G_o определяется суммой весов поясов $G_{\text{пояс}}$, раскосов $G_{\text{рас}}$, распорок $G_{\text{расп}}$ (если решетка раскосная), траверс $G_{\text{трав}}$, диафрагм $G_{\text{дф}}$ и метизов $G_{\text{мет}}$, т. е.

$$G_o = G_{\text{пояс}} + G_{\text{рас}} + G_{\text{расп}} + G_{\text{трав}} + G_{\text{дф}} + G_{\text{мет}}.$$

Вес поясов призматических опор находят по формуле

$$G_{\text{пояс}} = 4 \sum_{i=1}^k L_{\text{п}i} G_{y_i},$$

где 4 – количество поясов металлической опоры;

$L_{\text{п}i}$ – длина пояса i -й секции ($i = 1, \dots, k$) стойки опоры с одинаковым сечением уголкового стали;

G_{y_i} – масса единицы длины уголкового стали, используемой для поясов i -й секции, даН/м (см. табл. 13.1).

Длина пояса i -й секции

– для прямоугольной грани

$$L_{\text{пояс } i} = h_{\text{сек}};$$

– трапецидальной грани

$$L_{\text{пояс } i} = \frac{h_{\text{сек}}}{\cos \gamma},$$

где $h_{\text{сек}}$ – высота секции стойки опоры; при индивидуальном проектировании $h_{\text{сек}} \approx 8$ м или не более утроенного значения наиболее узкой грани опоры или 10 м;

γ – угол наклона поясов i -й секции опоры (принимается до 5°).

Суммарный вес раскосов, необходимый для конструирования металлической опоры, в общем виде можно определить по формуле

$$G_{\text{рас}} = 4 \sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^m L_{ij} G_{y_{ij}},$$

где 4 – количество граней ствола опоры;

L_{ij} – длина j -го уголка ($j = 1, \dots, m$) в i -й секции опоры;

G_{yij} – удельный вес j -го уголка в i -й секции опоры.

Вес диафрагм $G_{\text{дф}}$, устанавливаемых вдоль ствола опоры, определяется как

$$G_{\text{дф}} = \sum_{i=1}^n G_{\text{дф}i},$$

где $G_{\text{дф}i}$ – масса i -й диафрагмы, устанавливаемой вдоль ствола опоры.

Диафрагмы устанавливаются:

- в основании опоры (рис. 14.2, *а*);
- примерно через каждые 8–10 м высоты опоры (рис. 14.2, *б*) или в месте сочленения отдельных ее секций;
- в месте сочленения траверс со стойкой опоры (см. рис. 14.2, *а*);
- в месте соединения опорных секций анкерных опор (рис. 14.2, *в*).

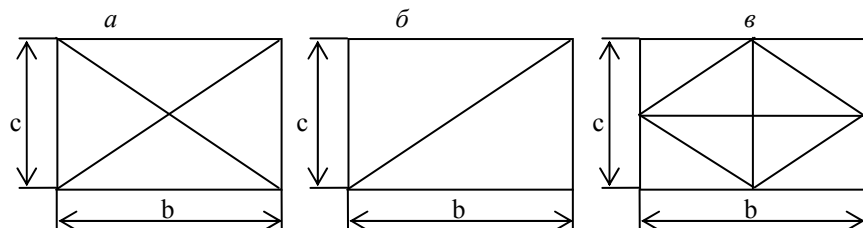


Рис. 14.2. Конструкции диафрагм опор:

а – диафрагмы, устанавливаемые в основании опоры и в месте крепления траверс к стволу опоры; *б* – диафрагмы промежуточные, устанавливаемые равномерно по высоте ствола опоры; *в* – диафрагмы, устанавливаемые, как правило, на анкерных опорах и в месте соединения опорных секций

Площадь поперечного сечения уголков диафрагмы, устанавливаемой в основании опоры, обычно принимается такой же, как и у поясов опоры.

Площадь поперечного сечения уголков диафрагмы, устанавливаемой в других местах опоры, может быть принята такой же, как и у раскосов опоры.

Вес траверсы $G_{\text{тр}}^{\text{тр}}$ определяется суммой масс поясов, раскосов и распорок (рис. 14.3).

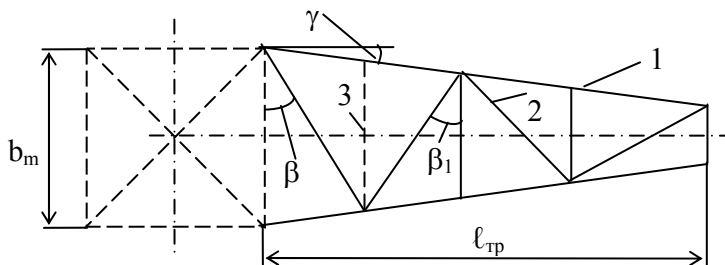


Рис. 14.3. Схема одной грани траверсы:
1 – пояс траверсы; 2 – раскосы; 3 – распорки

Вес поясов траверсы

$$G_{\text{пояс}}^{\text{тр}} = 4 \frac{l_{\text{тр}}}{\cos \gamma} G_{\text{уд.пояс}}^{\text{тр}},$$

где $l_{\text{тр}}$ – длина консоли траверсы;

γ – угол наклона пояса траверсы;

$G_{\text{уд.пояс}}^{\text{тр}}$ – удельная масса металла поясов траверсы.

Вес раскосов $G_{\text{рас}}^{\text{тр}}$ и распорок $G_{\text{расп}}^{\text{тр}}$ траверсы находится так:

$$G_{\text{рас}}^{\text{тр}} = 4 G_{\text{уд.рас}}^{\text{тр}} \sum_{i=1}^{M_{\text{рас}}} L_{\text{рас}i}^{\text{тр}},$$

$$G_{\text{расп}}^{\text{тр}} = 4 G_{\text{уд.расп}}^{\text{тр}} \sum_{i=1}^{M_{\text{рас}}-1} L_{\text{расп}i}^{\text{тр}},$$

где $G_{\text{уд.рас}}^{\text{тр}}$, $G_{\text{уд.расп}}^{\text{тр}}$ – удельная масса раскосов и распорок траверсы;

$L_{\text{рас}i}^{\text{тр}}$ – длина i -го раскоса траверсы;

$L_{\text{расп}i}^{\text{тр}}$ – длина i -й распорки траверсы.

Вес метизов может быть принят равным 0,05–0,07 от веса всех остальных элементов опоры.

Тема 15. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ФУНДАМЕНТОВ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ОПОР

З а д а н и е

Выбрать тип железобетонного фундамента под промежуточную металлическую опору линии электропередачи и проверить его по несущей способности (прочности и общей устойчивости) и деформациям (вырывание и вдавливание).

Схема применяемых железобетонных фундамента для металлических опор линий электропередачи приведена на рис. 15.1.

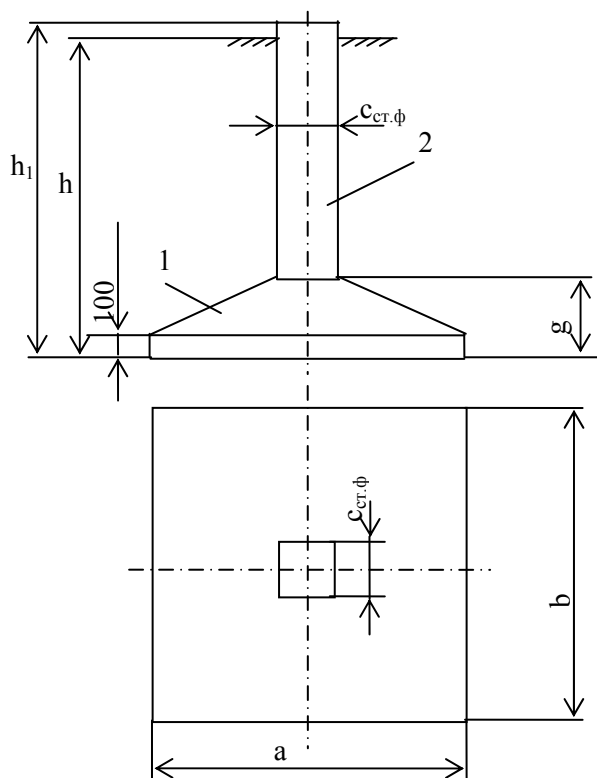


Рис. 15.1. Схема железобетонного грибовидного подножника:
1 – плита основания; 2 – стойка

Геометрические размеры фундаментов приведены в табл. 15.1.

Таблица 15.1

Геометрические размеры и основные показатели
грибовидных фундаментов

Шифр	Размеры, мм					Расход материалов		Масса элемента, т
	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>g</i>	<i>h</i>	Бетон, м ³	Сталь, кг	
Под промежуточные опоры воздушных линий напряжением 35–330 кВ								
ФК1-2	1200	1200	320	200	2200	0,54	82	1,35
Ф1-2	1200	1200	320	200	2700	0,59	91	1,5
Ф2-0	1200	1500	400	300	2700	0,96	69	2,4
Ф2-2	1500	1500	400	300	2700	0,96	123	2,4
Ф3-0	1800	1800	400	300	2700	1,17	79	2,9
Ф3-2	1800	1800	400	300	2700	1,17	133	2,9
Ф4-0	2100	2100	400	300	2700	1,36	154	3,4
Ф4-2	2100	2100	400	300	2700	1,36	268	3,4
Ф5-2	2400	2400	400	300	3200	1,69	348	4,5
Ф6-2	2700	2700	400	350	3200	2,24	385	5,6
Ф6-4	3700	2700	400	350	3200	2,24	409	5,6
ФП6-2	2700	2700	400	350	5000	2,69	525	6,7
ФП6-4	2700	2700	400	350	5000	2,69	550	6,7
ФС1-4	3500	2700	400	390	3200	2,40	527	6,0
ФС2-4	4500	2700	400	390	3200	2,80	599	7,0
Под анкерно-угловые опоры воздушных линий напряжением 35–330 кВ								
Ф1-А	1500	1500	400	300	3200	1,0	297	2,5
Ф2-А	1800	1800	400	300	3200	1,2	315	3,0
Ф3-А	2100	2100	400	300	3400	1,7	443	4,3
Ф4-А	2400	2400	400	300	3400	2,0	532	5,0
Ф5-А	2700	2700	400	350	3400	2,5	638	6,5
ФП5-А	2700	2700	400	350	3400	3,0	828	7,5
Ф6-А	2020	3000	400	620	3400	2,7	870	6,8
Под анкерно-угловые опоры воздушных линий напряжением 750 кВ								
НФ-2-1	2700	2700	-	500	3790	2,94	783	7,4
НФ-1	2700	2700	-	400	3700	2,58	978	6,4

Методические указания

Расчет оснований грибовидных фундаментов по несущей способности (прочности, общей устойчивости) производится при действии вырывающей расчетной нагрузки $N_{\text{выр}}^{\text{расч}}$ по формуле

$$N_{\text{выр}}^{\text{расч}} \leq \frac{1}{k_n} (N_{\text{пр}} + 0,9G_{\text{ф}}),$$

где k_n – коэффициент надежности, принимаемый равным 1,0 для прямых промежуточных опор; 1,3 – для промежуточных угловых, анкерно-угловых, концевых, анкерных (с разностью тяжения в смежных пролетах); 1,2 – для прямых анкерных опор без разности тяжений в смежных пролетах);

$N_{\text{пр}}$ – предельное сопротивление вырыванию слоя грунта над плитой фундамента;

$G_{\text{ф}}$ – вес фундамента (см. табл. 15.1).

Предельное сопротивление вырыванию слоя грунта над плитой фундамента состоит из веса грунта $G_{\text{гр}}$ в объеме обелиска (рис. 15.2), образующегося при выпирании, и сопротивления сцепления грунта по граням обелиска $G_{\text{сц}}$.

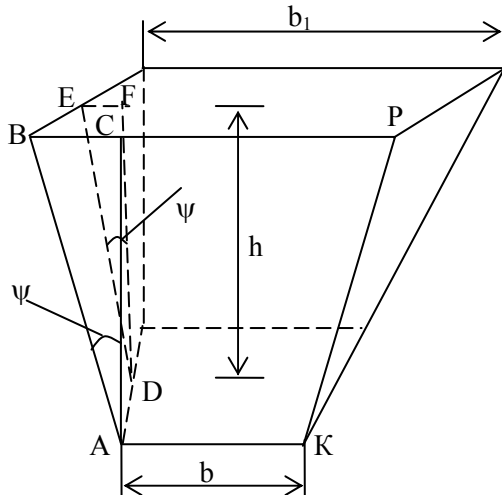


Рис. 15.2. К определению объема грунта в обелиске выпирания

Вес выпираемого грунта $G_{гр}$ в обелиске выпирания будет равен объему грунта за вычетом объема фундамента $V_{ф}$, находящегося в составе призмы выпирания, умноженному на удельный объемный вес $\gamma_{гр}$ (принимается равным 1500 даН/м^3):

$$G_{гр} = (V - V_{ф})\gamma_{гр}.$$

Объем грунта определяется по формуле

$$V = \frac{h}{3}(b^2 + b_1^2 + bb_1),$$

где h – глубина заложения фундамента, т. е. высота фундамента минус 100 мм (толщина плиты основания и минус 200 мм (выступающая часть фундамента над землей));

b – ширина грани фундаментной плиты;

b_1 – ширина верхней стороны обелиска выпирания, находится как (см. рис. 15.2) $b_1 = b + 2BC = b + 2htg\psi$;

$BC = htg\psi$ (из треугольника ABC);

ψ – параметр грунта засыпки:

$$\psi = \mu\varphi^{\text{расч}},$$

где μ – коэффициент, лежащий в пределах 0,5–0,8;

$\varphi^{\text{расч}}$ – расчетное значение угла внутреннего трения, лежащего в пределах 26–36°.

Если плита основания прямоугольная со сторонами a и b (см. рис. 15.1), то

$$V = \frac{h}{3}(ab + a_1b_1 + \sqrt{aba_1b_1}),$$

где a_1 – ширина грунта, соответствующая узкой стороне обелиска выпирания $a_1 = a + 2htg\psi$.

Сила сцепления грунта засыпки по граням обелиска пропорциональна площади всех граней, т. е. боковой поверхности обелиска выпирания, и коэффициенту сцепления, т. е.

$$G_{\text{сц}} = 4Sc$$

или

$$G_{\text{сц}} = 2(S_1 + S_2)c,$$

где S – площадь грани обелиска выпирания;

S_1, S_2 – площади граней пирамиды с основаниями b и b_1 и a и a_1 ;

c – параметр сцепления грунта засыпки:

$$c = c^{\text{расч}} \mu,$$

где $c^{\text{расч}}$ – расчетное значение коэффициента сцепления грунта засыпки (лежит в пределах 100–270 даН/м²);

μ – коэффициент (значение указано выше).

Площадь грани S определяется исходя из того, что грани призмы наклоненные, высота которых

$$DE = \frac{DF}{\cos \psi} = \frac{h}{\cos \psi}.$$

Следовательно,

$$S = \frac{1}{2}(b + b_1) \frac{h}{\cos \psi};$$

$$S_2 = \frac{1}{2}(a + a_1) \frac{h}{\cos \psi}.$$

Тогда

$$G_{\text{сц}} = 2(b + b_1)hc \frac{1}{\cos \psi}.$$

Если основание плиты фундамента прямоугольное, то

$$G_{\text{сц}} = c \frac{h}{\cos \psi} ((b + b_1) + (a + a_1));$$

$$N_{\text{пр}} = G_{\text{гр}} + G_{\text{сц}} = (V - V_{\text{ф}})\gamma + 2(b + b_1) \frac{h}{\cos \psi} c$$

или

$$N_{\text{пр}} = (V - V_{\text{ф}})\gamma + c \frac{h}{\cos \psi} ((b + b_1) + (a + a_1)).$$

Расчет оснований грибовидных фундаментов по деформациям (вырывание и вдавливание (сжатие)) производится на действие нормативных нагрузок с учетом коэффициентов безопасности по нагрузке, характерных для расчета оснований по второй группе предельных состояний.

При действии на фундамент нормативной вырывающей нагрузки $N_{\text{выр}}^{\text{норм}}$ должно соблюдаться условие

$$N_{\text{выр}}^{\text{норм}} \leq m R_{\text{гр}} F_{\text{пл}} + G_{\text{ф}},$$

где m_y – коэффициент условий работы, равный произведению трех коэффициентов: $m_1 m_2 m_3 = m$;

m_1 – коэффициент, учитывающий вид грунта, принимаемый равным 1,0 для песков; 0,70 – для супесей; 0,85 – для суглинков и глин;

m_2 – коэффициент, зависящий от расстояния между подножниками опоры, принимаемый равным 1,0 при расстоянии 2,5 м; 0,8 – при расстоянии 1,5 м; 1,2 – при расстоянии 5 м;

m_3 – коэффициент, равный 1,15 при рассмотрении аварийного режима работы; 1,0 – при нормальном режиме работы;

$R_{\text{гр}}$ – расчетное удельное давление на грунт засыпки, создаваемое вырываемой плитой грибовидного фундамента, принимаемое равным 4000 даН/м²;

$F_{\text{пл}}$ – площадь фундаментной плиты (табл. 15.1); более точно – это проекция площади верхней поверхности плиты на плоскость, перпендикулярную оси фундамента.

Расчет оснований грибовидных фундаментов на сжатие (вдавливание) производится с целью недопущения вертикальной осадки фундамента.

Среднее давление под подошвой фундамента $\sigma_{\text{ср}}$ не должно превышать расчетного давления R на основание (грунт), т. е. должно соблюдаться условие

$$\sigma_{\text{ср}} \leq R.$$

Напряжение $\sigma_{\text{ср}}$ или среднее давление под подошвой фундамента определяется следующим образом:

$$\sigma_{\text{ср}} = \frac{N_{\text{с}}^{\text{норм}}}{F} + \gamma_3 h \leq R_{\text{осн}},$$

где $N_{\text{с}}^{\text{норм}}$ – нормативная сжимающая сила.

Максимальное краевое давление на грунт

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N_{\text{с}}^{\text{норм}}}{F} + \gamma h + \frac{Q^{\text{норм}} h}{W} = \sigma_{\text{ср}} + \frac{Q^{\text{норм}} h_1}{W} \leq 1,2 R_{\text{осн}},$$

где $Q^{\text{норм}}$ – нормативная горизонтальная нагрузка, действующая на фундамент в месте его выхода из земли;

h_1 – полная высота фундамента (табл. 15.1).

Расчетное давление определяется по формуле

$$R_{\text{осн}} = \frac{m_1}{k_{\text{над}}} (Ab\gamma + Bh\gamma_1 + Dc_{\text{с}}^{\text{расч}}),$$

где m_1 – коэффициент условий работы грунтового основания, принимаемый равным 1,2–1,4;

$k_{\text{над}}$ – коэффициент надежности, принимаемый равным 1,1;

A, B, D – безразмерные коэффициенты, определяемые в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения и равные (при значениях угла, равного 30°): $A = 1,15, B = 5,59, C = 7,95$;

b – сторона квадратной или наименьшая сторона прямоугольной плиты фундамента;

h – глубина заложения фундамента;

γ – среднее значение объемного веса грунта, залегающего под подошвой фундамента, в пределах сжимаемой толщи;

γ_1 – среднее значение объемного веса грунта засыпки, принимаемое в зависимости от способа его уплотнения 1550 или 1700 даН/м³;
 $c^{\text{расч}}$ – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента.

Тема 16. РАСЧЕТ НА ПРОЧНОСТЬ И УСТОЙЧИВОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СВАЙ, ПРИМЕНЯЕМЫХ В КАЧЕСТВЕ ФУНДАМЕНТОВ ОПОР ВОЗДУШНЫХ ЛИНИЙ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧИ

З а д а н и е

Рассчитать на прочность и устойчивость железобетонную сваю, погружаемую в грунт вибровдавливанием, от действия сил, передаваемых на нее нагрузками, приложенными к опоре воздушной линии электропередачи. Типы свай и некоторые их характеристики приведены в табл. 16.1.

Таблица 16.1

Типы железобетонных свай и некоторые их характеристики

Назначение свай	Тип свай	Сечение, м	Длина свай, м	Масса свай, кг	Коэффициент
					армирования
					$\mu_{\text{арм}}$
Под промежуточные опоры	C×25-6-1	0,25×0,25	6	970	0,03
	C×30-6-1	0,30×0,30	6	1300	0,024
	C×35-5-1	0,35×0,35	5	1590	0,024
	C×35-6-1	0,35×0,35	6	1920	0,063
	C×40-6-1	0,40×0,40	6	2520	0,053
	C×25-5-2	0,25×0,25	5	820	0,03
	C×25-6-2	0,25×0,25	6	970	0,033
	C×30-5-2	0,30×0,30	5	1100	0,026
	C×30-6-2	0,30×0,30	6	1300	0,026
	C×35-6-2	0,35×0,35	6	1750	0,023
Под анкерно-угловые опоры	C×25-5-4	0,25×0,25	5	800	0,05
	C×25-6-4	0,25×0,25	6	1000	0,052
	C×30-5-4	0,30×0,30	5	1200	0,055
	C×30-6-4	0,30×0,30	6	1440	0,055
	C×35-6-4	0,35×0,35	5	1550	0,055
	C×40-6-4	0,40×0,40	6	2520	0,054

Последняя цифра в шифре свай означает количество анкерных болтов.

Изгибающий момент M_{1-1} относительно уровня земли составляет 20000, 30000, 40000, 45000 даН·м.

Методические указания

Расчет на прочность по первому предельному состоянию

Расчетное сопротивление сваи $P_{св}$ должно быть больше нормальной расчетной силы, действующей на сваю:

$$P_{св} > N^{расч};$$

$$N^{расч} = G_T + G_{Г.Т} + \sum_{i=1}^m (G_{Пi} + G_{Г.Пi}) + G_M + G_{оп},$$

где G_T , $G_{Г.Т}$ – вес троса и гололеда на тросе;

$G_{Пi}$, $G_{Г.П.i}$ – вес i -го провода и гололеда на i -м проводе;

G_M – вес монтажника;

$G_{оп}$ – вес опоры.

Значение $P_{св}$ находится по формулам:

– при действии вырывающей нагрузки

$$P_{св} = \left(\frac{0,85}{k_H} m_K \Pi \sum f_i^H l_i + 0,9 G_{св} \right) k_{одн},$$

где k_H – 1,0, 1,2, 1,3, 1,7 – коэффициент надежности для свай под промежуточные опоры, анкерные, анкерно-угловые, специальные;

m_K – коэффициент, учитывающий наличие куста свай; равен 0,9 – для двух свай в кусте; 0,8 – для трех свай в кусте;

Π – периметр погруженной в землю сваи;

f_i^H – нормативное сопротивление i -го слоя грунта по боковой поверхности сваи, даН/м² (принимают равным 4000 даН/м²);

l_i – толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, м (принимают равной глубине погружения сваи);

$G_{св}$ – вес сваи, кг;

$k_{\text{одн}}$ – коэффициент одновременности действия на сваю вырывающей вертикальной и горизонтальной сил, равный 0,9; 0,85; 0,65 соответственно при $\frac{Q^{\text{расч}}}{N^{\text{расч}}} = 0,175, 0,25, 0,35;$

$$Q^{\text{расч}} = P_{\text{T}} + \sum_{i=1}^m P_{\text{Pi}} + P_0 - \text{давление ветра на трос, провода и опоры.}$$

Периметр погруженной в землю сваи

$$\Pi = 4((l - a) + b),$$

где a – длина выступающей над землей части сваи, м, принимаемая равной 0,2 м;

– при действии сжимающей нагрузки.

Расчетное сопротивление сваи при действии сжимающей нагрузки

$$R_{\text{св}}^{\text{сж}} = \frac{0,85}{k_{\text{H}}} m_{\text{K}} (0,5 R^{\text{H}} F_{\text{св}} + 4((l - a) + b) \sum f_i^{\text{H}} l_i) - 1,1 G_{\text{св}},$$

где 0,5 – коэффициент, учитывающий влияние скважины (лидера);

R^{H} – нормативное сопротивление грунта в плоскости острия сваи, равное $165 \cdot 10^3; 115 \cdot 10^3; 65 \cdot 10^3$ даН/м² для песков, супесей, глин;

$F_{\text{св}}$ – площадь поперечного сечения сваи, м²:

$$F_{\text{св}} = b^2;$$

b – поперечный размер сваи, м.

Расчет на устойчивость основания (проводится только при глубине заложения сваи до 6 м)

Расчетная допустимая поперечная нагрузка на одиночную сваю $Q_{\text{доп}}$ должна быть больше воздействующих на опору горизонтальных нагрузок, т. е. $Q_{\text{доп}} > Q^{\text{расч}}$. Значение $Q_{\text{доп}}$ с учетом жесткости железобетонной сваи находится по выражению

$$Q_{\text{доп}} = 1,48 \cdot 10^{-6} E_{\text{св}} b, \text{ даН,}$$

где $1,48 \cdot 10^{-6}$ м – значение, определенное для одиночных свай квадратного сечения с учетом их жесткости В, даН·м²;

$$E_{\text{св}} = E_{\text{б}} \left(1 + \frac{F_{\text{арм}}}{F_{\text{св}}} \left(\frac{E_{\text{н}}}{0,85 E_{\text{б}}} - 1 \right) \right) - \text{эквивалентное значение модуля}$$

упругости свай, даН/м²;

$E_{\text{б}}$ – модуль упругости бетона, равный $(3,2-4,0) \cdot 10^3$ даН/мм² или $(3,2-4,0) \cdot 10^9$ даН/м²;

$F_{\text{арм}}$ – площадь поперечного сечения, занимаемого арматурой, м²;

$$\frac{F_{\text{арм}}}{F_{\text{св}}} = \mu_{\text{арм}} - \text{коэффициент армирования свай};$$

$E_{\text{н}}$ – модуль упругости напрягаемой арматуры, равный $20 \cdot 10^9$ даН/м².

Расчетная допустимая поперечная нагрузка на группу свай, объединенных ростверком:

$$Q_{\text{доп}} = 5,92 \cdot 10^{-6} E_{\text{св}} b, \text{ даН.}$$

Предельно допустимый изгибающий момент, действующий на сваю, должен быть больше расчетного M_{1-1} , т. е. $M_{\text{доп}} > M_{1-1}$.

$$M_{\text{доп}} = 4,5 Q_{\text{доп}} b, \text{ даН} \cdot \text{м.}$$

Тема 17. РАСЧЕТ ЗАКРЕПЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ СТОЙКИ ОПОРЫ В ГРУНТЕ

Задание

Рассчитать закрепление железобетонной стойки опоры в песчаном, супесчаном, глинистом грунте по прочности (общей устойчивости) и по деформациям.

Методические указания

Расчет по прочности стойки железобетонной опоры в грунте состоит в проверке выполнения условия

$$Q \leq m_{\text{зак}} Q_{\text{пр}} \frac{1}{k_{\text{над}}}, \quad (17.1)$$

где Q – расчетная горизонтальная сила, действующая на стойку, т. е. максимальное суммарное значение всех горизонтальных сил, действующих на стойку опоры, обеспечивающих максимальный изгибающий момент M относительно земли с учетом момента от вертикальных сил на прогибах, т. е.

$$Q = P_T + 3P_{II} + P_o;$$

$m_{\text{зак}}$ – коэффициент условий работы закрепления; при закреплении стойки в сверленные котлованы значение $m_{\text{зак}}$ принимается равным 1,5, если грунт – глина; 1,25–1,4, если грунт – суглинок; 1,3–1,4, если супесчаный грунт, и 1,05–1,15 – для песчаных грунтов;

$Q_{\text{пр}}$ – предельная горизонтальная сила, которая может быть приложена к стойке опоры на высоте H ;

$k_{\text{над}}$ – коэффициент надежности, равный 1,0 для промежуточных опор; 1,2 – для анкерных опор без разности тяжений в смежных пролетах; 1,3 – для промежуточных угловых, анкерно-угловых, концевых и анкерных с разностью тяжений в смежных пролетах; 1,7 – для специальных переходных опор.

Высота

$$H = \frac{M_{\Sigma}}{Q}.$$

Значение предельной горизонтальной силы $Q_{\text{пр}}$, которая может быть приложена к стойке опоры на высоте H , есть функция физических и механических свойств грунта, в который погружена нижняя часть стойки опоры (приложение).

Выражение для определения предельной горизонтальной силы $Q_{\text{пр}}$, приложенной к опоре без ригелей на высоте H над поверхностью грунта, полученное исходя из равновесия всех сил относительно центра тяжести 0 эпюры давления в нижней части стойки (расположенной слева), рис. 17.1, имеет вид

$$Q_{\text{пр}} = \frac{U_{\omega}}{\alpha F_5} [\ominus F_4 (F_1 + F_2) + (2\eta + 1) f_d + f_N F_3],$$

где U – пассивное сопротивление грунта в нижней части стойки опоры;

α, η, f_d, f_N – безразмерные коэффициенты;

F_1-F_5 – безразмерные функции;

$\Theta = \frac{t}{h}$ – относительная глубина центра поворота стойки в грунте;

t – расстояние от поверхности до основания трапеции в подземной верхней части стойки опоры;

h – глубина заложения стойки в грунт.

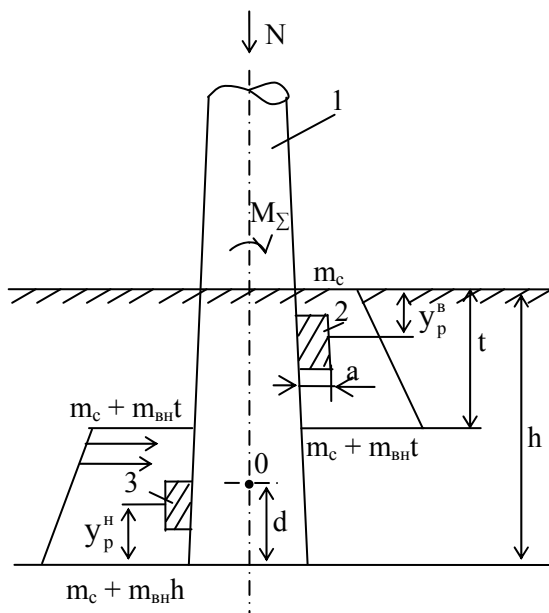


Рис. 17.1. К определению предельной горизонтальной силы $Q_{пр}$:
1 – коническая стойка опоры; 2 – верхний ригель; 3 – нижний ригель

Пассивное сопротивление нижней части стойки глубиной заложения h и расчетной шириной b определяется как

$$U = m_{вн} \frac{bh^2}{2} = \gamma \text{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \frac{bh^2}{2}, \text{ даН,}$$

где $m_{вн}$ – характеристика внутреннего трения грунта;

$$b = b_0 k_{од};$$

b_0 – действительная ширина стойки, равная диаметру в нижнем основании;

γ – удельный объемный вес грунта;

φ – угол внутреннего трения (табл. П.1);

$k_{од}$ – коэффициент одиночности, учитывающий силы трения по боковым поверхностям призмы выпирания:

$$k_{од} = 1 + c_0 \frac{h}{b_0},$$

где

$$c_0 = \frac{2}{3} \frac{\operatorname{tg}\left(\frac{\psi}{5}\right)}{\operatorname{tg}\left(45 - \frac{\psi}{2}\right)};$$

$$\operatorname{tg}\psi = \operatorname{tg}\varphi + c \cdot 10^{-4},$$

где c – расчетное удельное сцепление грунта, даН/м² (табл. П.1).

Безразмерные коэффициенты находятся по следующим формулам:

$$\omega = 1 - 0,003c;$$

$$\alpha = \frac{H}{h};$$

$$\eta = \frac{2c}{h\gamma \operatorname{tg}\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)};$$

$$f_d = \frac{b_0 \operatorname{tg}\psi}{2h};$$

$$f_N = \frac{N \operatorname{tg}\psi}{U},$$

где N – действующая на стойку вертикальная сила (собственный вес опоры, вес проводов и тросов, приведенные к высоте расположения троса).

Безразмерные функции

$$F_1 = \frac{1 - \Theta}{3} \frac{3\eta + 2\Theta}{2\eta + 1 + \Theta};$$

$$F_2 = \frac{\Theta}{3} \frac{3\eta + \Theta}{2\eta + \Theta};$$

$$F_3 = \frac{1 - \Theta}{3} \frac{3\eta + 1 + 2\Theta}{2\eta + 1 + \Theta};$$

$$F_4 = 2\eta + \Theta;$$

$$F_5 = 1 + \frac{\Theta + F_1}{\alpha}.$$

Для вычисления безразмерных функций вначале задаются значением $\Theta = 0,6$ и определяют безразмерные коэффициенты η и α .

При известных безразмерных коэффициентах и безразмерных функциях далее значение Θ определится по формуле

$$\Theta = \frac{(2\eta + 1)(\alpha F_5 + f_d) + f_N(1 + \alpha)}{F_4(2\alpha + F_5 - F_1 - F_2)}. \quad (17.2)$$

Производят сравнение полученного по формуле (17.2) значения Θ с первоначально принятым.

Далее увеличивают или уменьшают первоначальное значение параметра Θ . Расчет продолжается до получения приемлемой точности.

Если при расчетах окажется, что $\Theta > 1$, то расчет $Q_{пр}$ при закреплении стойки без ригелей может производиться по выражению

$$Q_{\text{пр}} = \frac{U\omega}{1+\alpha}(2\eta+1)(F_2 + f_d),$$

где $F_2 = \frac{1}{3} \frac{3\eta+1}{2\eta+1}$.

Если после подстановки значения $Q_{\text{пр}}$ в выражение (17.1) условие устойчивости не выполняется, то необходимо:

- применить верхний ригель;
- применить верхний и нижний ригели;
- увеличить глубину заложения нижней части стойки в грунт.

При расчете закреплений стойки в песчаных грунтах принимается $c = 0$. Тогда $\eta = 0$, $\omega = 1,0$.

$$F_1 = \frac{1-\Theta}{3} \frac{2\Theta}{1+\Theta};$$

$$F_2 = \frac{\Theta}{3};$$

$$F_3 = \frac{1-\Theta}{3} \frac{1+2\Theta}{1+\Theta};$$

$$F_6 = \Theta;$$

$$F_5 = 1 + \frac{\Theta + F_1}{\alpha}.$$

$$\text{tg}\psi = \text{tg}\varphi.$$

Расчет закрепления одноэтажных свободстоящих железобетонных опор по деформациям сводится к определению угла поворота стойки в грунте при действии нормативных и расчетных нагрузок.

Угол поворота стойки без ригелей определяется по формуле

$$\beta = \frac{3Q}{4Eh^2} \left(6 \frac{H}{h} + 3 \right) \nu \leq 0,01, \text{ рад},$$

где Q – расчетное или нормативное значение равнодействующей горизонтальных сил;

E – модуль деформации грунта (табл. П.1);

h – глубина заделки стойки в грунт;

H – высота точки приложения равнодействующей всех горизонтальных сил над уровнем земли;

ν – безразмерный коэффициент, определяемый по графику (рис. 17.2) в зависимости от отношения $\frac{d}{h}$ или $\frac{b_0}{h}$ (b_0 – ширина фундамента или стойки; d – диаметр стойки).

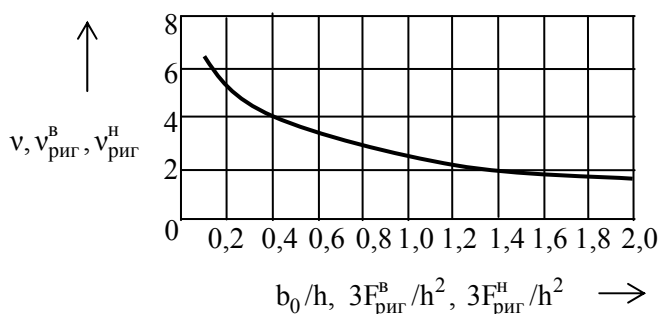


Рис. 17.2. Зависимости коэффициентов $\nu, \nu_{\text{риг}}^{\text{Б}}, \nu_{\text{риг}}^{\text{Н}}$ от различных факторов: для стоек опор – от отношения диаметра или ширины стоек к глубине ее заложения ($\nu = f(d/h)$ или $\nu = f(b_0/h)$); для ригелей – от отношения площади боковой поверхности к квадрату глубины их заложения ($\nu_{\text{риг}}^{\text{Б}} = f(3F_{\text{риг}}^{\text{Б}}/h^2)$ или ($\nu_{\text{риг}}^{\text{Н}} = f(3F_{\text{риг}}^{\text{Н}}/h^2)$))

Если грунт неоднородный, то эквивалентное значение модуля деформации $E_{\text{экв}}$ определяют как

$$E_{\text{экв}} = \frac{\sum_{i=1}^n E_i h_i}{h},$$

где E_i – модуль деформации i -го грунта, залегающего на глубине h_i ;

$$\sum_{i=1}^n h_i = h.$$

При закреплении стойки в грунте с нарушенной структурой значение модуля деформации E или E_i уменьшается в два раза.

Угол β не должен превышать 0,01 рад. Если угол β оказывается большим 0,01 рад, то необходимо применить ригели.

Угол поворота стойки с ригелями

$$\beta = \frac{3Q}{8Eh^2} \left[\left(6 \frac{H}{h} + 5 \right) v_{\text{риг}}^{\text{B}} + \left(6 \frac{H}{h} + 1 \right) v_{\text{риг}}^{\text{H}} \right] \leq 0,01, \text{ рад}, \quad (17.3)$$

где $v_{\text{риг}}^{\text{B}}$, $v_{\text{риг}}^{\text{H}}$ – коэффициенты, определяемые в зависимости от параметров $3F_{\text{риг}}^{\text{B}}/h^2$, $3F_{\text{риг}}^{\text{H}}/h^2$;

$F_{\text{риг}}^{\text{B}}$ – площадь боковой поверхности верхнего ригеля, м^2 ;

$F_{\text{риг}}^{\text{H}}$ – площадь боковой поверхности нижнего ригеля, м^2 .

Если применение ригелей не обеспечит выполнение условия (17.3), то дальнейшее снижение угла поворота может быть достигнуто увеличением глубины h заложения опоры в грунт.

В отдельных случаях (в песчаных грунтах гравелистых, крупных и средней крупности, а также в глинистых грунтах с показателем консистенции $J_L < 0,5$) значение углов поворота β допускается до 0,02 рад при наличии не менее одного (верхнего или нижнего) ригеля.

Площадь боковой поверхности стандартных железобетонных ригелей (рис. 17.3) может быть определена как

$$F_{\text{риг}}^{\text{B}} = F_{\text{риг}}^{\text{H}} = \frac{1}{2}(p_1 + p_2)h_1 = (a + 0,2 + 2b)h_1,$$

где p_1, p_2 – периметры оснований:

$$p_1 = 2(a + b);$$

$$p_2 = 2(0,2 + b);$$

h_1 – апофема усеченной пирамиды (высота трапеции, являющейся боковой гранью пирамиды).

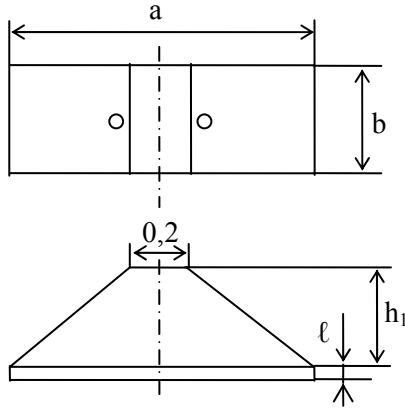


Рис. 17.3. Схема железобетонного ригеля
 ($a = 1,5; 1,3$ м; $b = 0,5; 0,4$ м, $h_1 = 0,62; 0,3$ м; $l = 0,14; 0,2$ м)

Тема 18. ПОСТРОЕНИЕ ШАБЛОНОВ ДЛЯ РАССТАНОВКИ ОПОР ПО ПРОФИЛЮ ТРАССЫ ЛИНИИ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧИ

З а д а н и е

Построить максимальный и минимальный шаблоны для расстановки опор по заданному профилю трассы воздушной линии электропередачи. Площадь поперечного сечения проводов взять из варианта табл. 1.1.

Методические указания

В масштабах по оси x (1 : 5000) и оси y (1 : 500) строится кривая провисания провода l (рис. 18.1) [3]

$$f = \frac{\gamma l^2}{8\sigma}$$

или

$$y = kx^2, \quad (18.1)$$

где $f = y$;

$$k = \frac{\gamma}{2\sigma};$$

$$x = \frac{l}{2};$$

f – стрела провеса провода, м;

l – длина пролета, м;

γ – удельная механическая нагрузка на провод, принимаемая равной γ_1 (если наибольшая стрела провеса провода имеет место при наибольшей температуре – см. тему 3) или γ_3 (если наибольшая стрела провеса наблюдается при гололеде);

σ – напряжение в материале провода, когда имеет место наибольшая стрела провеса, т. е. при наибольшей температуре или гололеде при длине пролета, равной длине габаритного пролета; значение x изменяется от нуля до $l/2$.

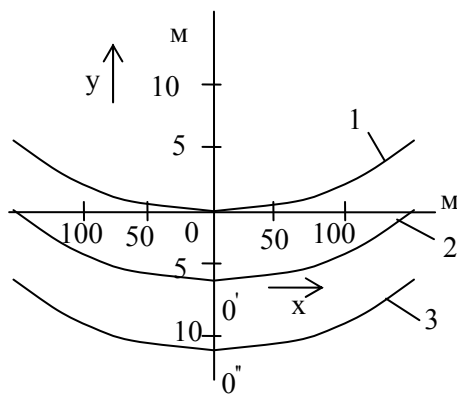


Рис. 18.1 Максимальный шаблон. Масштаб: $M_x - 1 : 5000$; $M_y - 1 : 500$

Задаваясь значением x от 0 до $l/2$, по выражению (18.1) находят соответствующие значения y и строят кривую l (см. рис. 18.1).

Далее от точки 0 вниз по вертикали откладывается расстояние $00'$, равное допустимому габариту от нижней точки провода до земли (6,0, 7,0, 7,5, 12,0 соответственно для линий напряжением до 110, 220, 330, 750 кВ), и параллельно кривой l строится габаритная кривая 2.

От точки $0'$ вниз по вертикали откладывают расстояние $0'0''$, равное значению максимальной стрелы провеса.

Шаблон готов для использования при расстановке опор по профилю трассы линии.

На участках трассы с сильно пересеченным профилем опоры, установленные в нижних отметках расположения опоры значительно ниже отметок двух соседних опор, должны проверяться на вырывание с помощью минимального шаблона (рис. 18.2). Шаблон строится по выражению (18.1), а коэффициент k определяется при значениях $\gamma = \gamma_1$ и σ , равном напряжению в проводе в режиме минимальных температур при длине габаритного пролета.

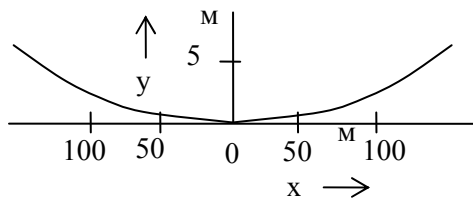


Рис. 18.2. Минимальный шаблон. Масштаб: $M_x - 1 : 5000$; $M_y - 1 : 500$

Шаблон накладывают на профиль так, чтобы кривая минимального шаблона проходила через вершины соседних (с проверяемой на вырывание) опор (рис. 18.3).

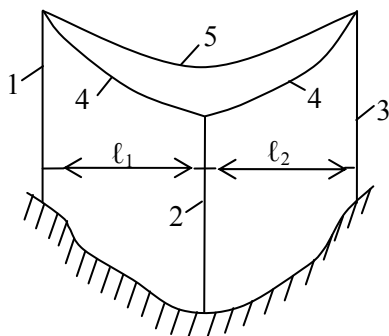


Рис. 18.3. Проверка опоры 2 на вырывание:

1, 3 – смежные с проверяемой опоры; 4 – провод воздушной линии электропередачи;
5 – положение минимального шаблона; l_1, l_2 – длина пролетов

Если при этом кривая шаблона будет располагаться выше отметки проверяемой на вырывание опоры, то, следовательно, опора будет испытывать вырывающую силу, направленную вертикально вверх. Для устранения этого явления необходимо или переставить опоры по трассе линии с целью перемещения места установки из нижней точки, или увеличить высоту опоры, испытывающей вырывание, или установить анкерную опору вместо промежуточной, или подвесить компенсирующие грузы на провода вырываемой опоры, или вообще ликвидировать вырываемую опору.

Рекомендуемая литература

1. Короткевич, М. А. Проектирование линий электропередачи. Механическая часть / М. А. Короткевич. – Минск : Вышэйшая школа, 2010. – 572 с.
2. Электроустановки на напряжение до 750 кВ. Линии электропередачи воздушные и токопроводы, устройства распределительные и трансформаторные подстанции, установки электросиловые и аккумуляторные, электроустановки жилых и общественных зданий. Правила устройства и защитные меры электробезопасности. Учет электроэнергии. Нормы приемосдаточных испытаний : ТКП 339–2011. – Минск : М-во энергетики Респ. Беларусь, 2001. – 594 с.
3. Федин, В. Т. Основы расчета механической части воздушных линий / В. Т. Федин. – Минск : БПИ, 1977. – 35 с.

**Основные физические и механические
характеристики грунта**

К основным физическим характеристикам грунта относятся:

– удельный объемный вес γ – вес единицы объема грунта в условиях естественного залегания при естественной пористости и влажности грунта ненарушенной структуры, даН/м³;

– весовая влажность W – отношение веса воды в порах грунта к весу грунта в абсолютно сухом состоянии, в относительных единицах или процентах;

– коэффициент пористости

$$e = \frac{V_{\text{пор}}}{V_{\text{ч}}},$$

где $V_{\text{пор}}$ – объем пор в грунте;

$V_{\text{ч}}$ – объем минеральных частиц грунта.

Различают влажность грунта W_L на границе текучести, т. е. влажность, при незначительном увеличении которой грунт переходит в текучее состояние, и W_p на границе раскатывания, при незначительном уменьшении которой грунт переходит в полутвердое состояние.

Консистенция грунта, по которой оцениваются свойства глинистых грунтов, характеризуется числом пластичности

$$J_{\text{пл}} = W_L - W_{\text{рас}}.$$

Производные физические характеристики грунта – показатель консистенции J_L и степень влажности J_w – определяются по формулам

$$J_L = \frac{W - W_{\text{рас}}}{W_L - W_{\text{рас}}} = \frac{W - W_{\text{рас}}}{J_{\text{пл}}};$$

$$J_w = \frac{\gamma_{\text{ч}} W}{e \gamma_w},$$

где γ_n – удельный вес, т. е. вес единицы объема минеральных частиц при отсутствии пор;

γ_w – удельный вес воды, принимаемый равным 1000 кг/м^3 .

К основным механическим характеристикам грунта, определяющим его несущую способность, а также деформативность, относятся:

– удельное сцепление (для глинистых грунтов) или параметр линейности (для песчаных грунтов) c , даН/м^2 ;

– угол внутреннего трения φ ;

– нормативное давление на грунт $R^{\text{норм}}$.

По плотности песчаные грунты в зависимости от коэффициента пористости подразделяются:

– на плотные пески ($e < 0,55$ – пески гравелистые, крупные и средней крупности, $e < 0,6$ – пески мелкие и пылеватые);

– средней плотности ($0,55 \leq e \leq 0,6$ – пески гравелистые, крупные и средней крупности; $0,6 \leq e \leq 0,75$ – пески мелкие, $0,6 \leq e \leq 0,8$ – пески пылеватые);

– рыхлые ($e > 0,6$ – пески гравелистые, крупные и средней крупности, $e > 0,7$ – пески мелкие, $e > 0,8$ – пески пылеватые).

В зависимости от размера минеральных частиц песчаные грунты подразделяются:

– на гравелистые (частицы крупнее 2 мм составляют по весу 25 %);

– крупные (частицы крупнее 0,5 мм – более 50 %);

– средней крупности (частицы крупнее 0,25 мм – более 50 %);

– мелкие (частицы крупнее 0,1 мм – более 75 %);

– пылеватые (частицы крупнее 0,1 мм – менее 75 %).

В зависимости от числа пластичности $J_{\text{пл}}$ глинистые грунты подразделяются на супеси $J_{\text{пл}} = 1-7\%$, суглинки $J_{\text{пл}} = 7-17\%$ и глины $J_{\text{пл}} > 17\%$.

По значению показателя консистенции J_L глинистые грунты подразделяются:

– на супеси – твердые ($J_L \leq 0$), пластичные ($0 \leq J_L \leq 1$), текучие ($J_L > 1$);

– 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 ($0,50 \leq J_L \leq 0,75$), текучепластичные ($0,75 \leq J_L \leq 1,0$), текучие ($J_L > 1,0$).

Расчетные характеристики грунтов при расчетах по деформациям соответствуют нормативным значениям, а при расчетах по прочности

(общей устойчивости) нормативные значения делятся на коэффициенты:

- 1,1 – для угла внутреннего трения;
- 4,0 – для удельного сцепления песчаных грунтов;
- 2,4 – для супесей с консистенцией $J_L > 0,25$ и 3,3 – для супесей с $J_L > 0,25$;
- 2,4 – для глин и суглинков с консистенцией, меньшей 0,5;
- 3,3 – для глин и суглинков с $J_L > 0,5$ (табл. П.1).

Таблица П.1

Нормативные и расчетные значения механических характеристик
песчаных грунтов (удельное сцепление $c \cdot 10^2$, даН/м²,
угол внутреннего трения φ , град; модуль деформации $E \cdot 10^6$, даН/м²)

Наименование грунта	Характеристика грунта	Значения характеристик грунтов при коэффициенте пористости													
		Нормативные							Расчетные						
		0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Пески а) гравелистые и крупные	c	2,0	1,0	-	-	-	-	-	0,5	0,25	-	-	-	-	-
	φ	43	40	38	-	-	-	-	39	36	35	-	-	-	-
	E	5,0	4,0	3,0	-	-	-	-	5,0	4,0	3,0	-	-	-	-
б) средней крупности	c	3,0	2,0	1,0	-	-	-	-	0,75	0,5	0,25	-	-	-	-
	φ	40	38	35	-	-	-	-	36	35	32	-	-	-	-
	E	5,0	4,0	3,0	-	-	-	-	5,0	4,0	3,0	-	-	-	-
в) мелкие	c	6,0	4,0	2,0	-	-	-	-	1,5	1,0	2,8	-	-	-	-
	φ	38	36	32	28	-	-	-	35	33	29	25	-	-	-
	E	4,8	3,6	2,8	1,8	-	-	-	4,8	3,6	1,8	1,8	-	-	-
г) пылеватые	c	8,0	6,0	4,0	2,0	-	-	-	2,0	1,5	1,0	0,5	-	-	-
	φ	36	34	30	26	-	-	-	33	31	27	24	-	-	-
	E	3,9	2,8	1,8	1,1	-	-	-	3,9	2,8	1,8	1,1	-	-	-
Супеси пластичные а) $0 \leq J_L \leq 0,25$	c	15	11	8	-	-	-	-	6,25	4,6	3,3	-	-	-	-
	φ	30	29	27	-	-	-	-	27	26	25	-	-	-	-
	E	3,2	2,4	1,6	1,0	0,7	-	-	3,2	2,4	1,6	1,0	0,7	-	-
б) $0,25 \leq J_L \leq 0,75$	c	13	9	6	3	-	-	-	3,9	2,72	1,8	0,9	-	-	-
	φ	28	26	24	21	-	-	-	25	24	22	19	-	-	-
	E	3,2	2,4	1,6	1,0	0,7	-	-	3,2	2,4	1,6	1,0	0,7	-	-
в) $0 \leq J_L \leq 0,75$	c	13	9	6	3	-	-	-	3,9	2,72	1,8	0,9	-	-	-
	φ	28	26	24	21	-	-	-	25	24	22	19	-	-	-
	E	3,2	2,4	1,6	1,0	0,7	-	-	3,2	2,4	1,6	1,0	0,7	-	-
Суглинки а) полутвердые $0 \leq J_L \leq 0,25$	c	47	37	31	25	22	19	-	19,6	15,4	12,9	10,4	9,2	7,9	-
	φ	26	25	24	23	22	20	20	24	23	22	21	20	18	18
	E	3,4	2,4	2,2	1,7	1,4	1,1	-	3,4	2,4	2,2	1,7	1,4	1,1	-
б) тугопластичные $0,25 \leq J_L \leq 0,5$	c	39	34	28	23	18	15	-	16,2	14,2	11,7	9,58	7,5	6,3	-
	φ	24	23	22	21	19	17	-	22	21	20	19	17	15	-
	E	3,2	2,5	1,9	1,4	1,1	0,8	-	3,2	2,5	1,9	1,4	1,1	0,8	-

Окончание табл. П.1

Наименование грунта	Характеристика грунта	Значения характеристик грунтов при коэффициенте пористости													
		Нормативные							Расчетные						
		0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
в) мягкопластичные $0,5 \leq J_L \leq 0,75$	<i>c</i>	-	-	25	20	16	14	12	-	-	7,6	6,1	4,8	4,2	3,6
	<i>φ</i>	-	-	19	18	16	14	12	-	-	17	16	15	13	11
	<i>E</i>	-	-	1,7	1,2	0,8	0,6	0,5	-	-	1,7	1,2	0,8	0,6	0,5
Глины а) полутвердые $0 \leq J_L \leq 0,25$	<i>c</i>	-	81	68	54	47	41	36	-	33,8	28,3	22,5	19,6	17,1	15,0
	<i>φ</i>	-	21	20	19	18	16	14	-	19	18	17	16	15	13
	<i>E</i>	-	2,8	2,4	2,1	1,8	1,2	1,2	-	2,8	2,4	2,1	1,8	1,5	1,2
б) тугопластичные $0,25 \leq J_L \leq 0,5$	<i>c</i>	-	-	57	50	43	37	32	-	-	23,8	20,8	17,9	15,4	13,3
	<i>φ</i>	-	-	18	17	16	14	11	-	-	16	15	13	13	10
	<i>E</i>	-	-	2,1	1,8	1,5	1,2	-	-	-	2,1	1,8	1,2	1,5	-
в) мягкопластичные $0,5 \leq J_L \leq 0,75$	<i>c</i>	-	-	45	41	36	33	29	-	-	13,6	12,4	10,9	10,0	8,8
	<i>φ</i>	-	-	15	14	12	10	7	-	-	14	13	11	9	6
	<i>E</i>	-	-	-	1,5	1,2	0,9	0,7	-	-	-	1,5	1,2	0,9	0,7

Модуль деформации приведен для грунтов, имеющих аллювиальное, делювиальное, озерное или озерно-аллювиальное происхождение.

Аллювиальные отложения – отложения постоянных и временных водных потоков (рек, ручьев), состоящие из обломочного материала различной степени окатанности и сортировки (галечник, гравий, песок, суглинок, глина).

Флювиогляциальные отложения – осадки, отложенные потоками талых ледниковых вод; представлены косослоистыми песками и валунами, галькой и гравием, супесями, реже суглинками.

Делювиальные отложения–скопления на склонах и у подошвы возвышенностей продуктов выветривания горных пород, смытых талыми и дождевыми водами.

Учебное издание

КОРОТКЕВИЧ Михаил Андреевич

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ МЕХАНИЧЕСКОЙ ЧАСТИ
ЛИНИЙ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧИ**

Учебно-методическое пособие
к практическим занятиям
для студентов специальности 1-43 01 02
«Электроэнергетические системы и сети»
специализации 1-43 01 02 02 «Проектирование,
монтаж и эксплуатация электрических сетей»

Редактор *Т. Н. Микулук*
Компьютерная верстка *Н. А. Школьниковой*

Подписано в печать 06.04.2016. Формат 60×84 ¹/₁₆. Бумага офсетная. Ризография.

Усл. печ. л. 6,74 + 0,12 вкл. Уч.-изд. л. 5,32. Тираж 100. Заказ 84.

Издатель и полиграфическое исполнение: Белорусский национальный технический университет.
Свидетельство о государственной регистрации издателя, изготовителя, распространителя
печатных изданий № 1/173 от 12.02.2014. Пр. Независимости, 65. 220013, г. Минск.