

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРОГИБОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СТОЕК ОПОР ВОЗДУШНЫХ ЛИНИЙ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧИ

Докт. техн. наук, проф. КОРОТКЕВИЧ М. А., магистр МЛЫНЧИК М. И.

Белорусский национальный технический университет

Большинство промежуточных опор на воздушных линиях электропередачи (ВЛ) 35 кВ и выше в Республике Беларусь выполнены железобетонными.

На опоры действуют вертикальные нагрузки от веса проводов, тросов, гирлянд изоляторов, гололеда, а также горизонтальные ветровые нагрузки (как на опору, так и на провода и тросы). В результате действия горизонтальных нагрузок железобетонные стойки опор ВЛ прогибаются, что приводит к смещению точек приложения вертикальных нагрузок и появлению дополнительного изгибающего момента (рис. 1) [1, 2]:

$$\Delta M = \sum_{i=1}^n G_i f_{pi}. \quad (1)$$

Применительно к рис. 1 имеем

$$\Delta M = G_T f_5 + G_n (f_4 + 2f_3) + G_{он} f_2, \quad (2)$$

где G_i – вертикальная нагрузка, приложенная на отметке h_i , даН (G_T – от веса троса (при наличии гололеда – от веса троса, покрытого гололедом)); G_n – от веса провода с изоляцией, при наличии гололеда – от веса провода, покрытого гололедом; $G_{он}$ – собственный вес опоры; h_T , h_n^B , h_n^H , $H/2$ – высоты подвеса троса, верхнего и нижних проводов, расположения центра тяжести опоры над уровнем земли; f_5, f_4, f_3, f_2 – прогибы стойки соответственно на уровнях подвеса троса, верхнего и нижних проводов, центра тяжести опоры над уровнем земли (на высоте $H/2$) (рис. 1).

Расчет железобетонных опор высотой до 10 м (опоры ВЛ 10 кВ и ниже) производится без определения прогибов опоры,

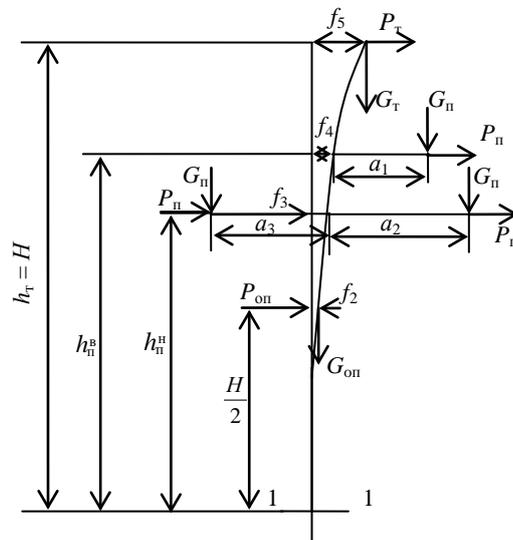


Рис. 1. Деформированная схема одностоечной железобетонной опоры: 1–1 – расчетное сечение на уровне земли; a_1, a_2, a_3 – длины траверс; $P_T, P_n, P_{он}$ – горизонтальные ветровые расчетные нагрузки на грозозащитный трос, провод, опору; $G_T, G_n, G_{он}$ – вертикальные нагрузки от веса троса, провода и опоры

и дополнительный изгибающий момент учитывается увеличением изгибающего момента от горизонтальных сил на 10 %.

Суммарный прогиб стойки опоры в рассматриваемом сечении, определяемый в соответствии с деформированной схемой приложения нагрузок (рис. 1), состоит из прогибов:

- от воздействия горизонтальных сил на трос, провода и конструкцию опоры ($f_{i,j}$);
- вызванных поворотом стойки в грунте ($f_{i,r}$):

$$f_i = \sum_{i,j=1}^n f_{i,j} + f_{i,r}, \quad (3)$$

где $f_{i,j}$ – прогиб стойки в сечении i от приложения горизонтальной нагрузки в сечении j .

Расчет прогибов железобетонных стоек выполняется по следующим формулам [2, 3]:

- для конической стойки

$$f_{i,j} = \frac{\xi P_j (h_{\min})^3}{3B_1} (v\mu_1 - \mu_2) + \frac{(1-\xi) P_j (h_{\min})^3}{3B_2} (v\eta_1 - \eta_2); \quad (4)$$

- для цилиндрической стойки:

$$f_{i,j} = \frac{\xi P_j (h_{\min})^3}{3B_1} + \frac{(1-\xi) P_j (h_{\min})^3}{3B_2}; \quad (5)$$

$$f_{i,r} = \frac{P_j \beta h_i (h_i + 2)}{M_{1-1}^{\max}}, \quad (6)$$

где i – номер рассматриваемого сечения; j – точка приложения нагрузки;

P_j – нагрузка, приложенная в точке j ; $v = \frac{h_{\max}}{h_{\min}}$ – коэффициент, характеризующий соотношение между высотой приложения единичной горизонтальной силы и высотой расположения рассматриваемого сечения (для конических стоек); h_{\max} – большая из рассматриваемых высот; h_{\min} – меньшая

из рассматриваемых высот; $\xi = \frac{M_{\text{тр}}}{M_{1-1}^{\max}}$ – коэффициент, учитывающий работу стойки до и после появления трещин; $M_{\text{тр}}$ – момент, при котором появляются трещины в бетоне; M_{1-1}^{\max} – наибольший из изгибающих моментов, действующих на стойку опоры; значение ξ для унифицированных железобетонных опор лежит в пределах (0,2–0,7); B_1, B_2 – жесткость сечения опоры на уровне земли и на участке трещины соответственно; $\mu_1, \mu_2, \eta_1, \eta_2$ – коэффициенты, учитывающие изменение размеров сечения и площади поперечного сечения продольной арматуры по длине стойки опоры (лежат в широких пределах и определяются по [2] в зависимости от изменения площади поперечного сечения самой стойки и сечения продольной арматуры)

туры по длине стойки); $\beta = 0,01$ радиан – максимальный допустимый угол поворота стойки в грунте; h_i – высота расположения рассматриваемого сечения.

Значение жесткости B_1 определяем следующим образом [1]:

$$B_1 = 0,85E_6J_n, \quad (7)$$

где J_n – приведенный полярный момент инерции сечения [1],

$$J_n = \frac{\pi}{32}(D_2^4 - D_1^4) + [(n_n - 1)F_n r_n^2 + (n_a - 1)F_a r_a^2]; \quad (8)$$

$n_n = \frac{E_n}{E_6}$; $n_a = \frac{E_a}{E_6}$ – отношение модулей упругости напряженной E_n и ненапряженной E_a арматуры и модуля упругости бетона E_6 ; D_2, D_1 – наружный и внутренний диаметры стойки опоры; r_a, r_n – радиусы расположения напрягаемой и ненапрягаемой арматуры; F_n, F_a – площадь поперечного сечения напрягаемой и ненапрягаемой стальной арматуры.

Значение жесткости B_2 находим по формуле [2]

$$B_2 = \frac{1}{\psi} E_a J_2 = \frac{1}{\psi} E_a \Phi F_a r_a^2, \quad (9)$$

где ψ – коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона между трещинами ($\psi = 0,85$ – для стоек с напряженной арматурой); J_2 – момент инерции сечения бетона, имеющего трещину; Φ – коэффициент, зависящий от степени армирования и соотношения модулей упругости арматуры и бетона,

$$\Phi = f \left(\frac{3E_a F_a + F_n}{E_6 F_6} \right), \quad (10)$$

где F_6 – площадь поперечного сечения бетона.

Величины $\Phi = f \left(\frac{3E_a F_a + F_n}{E_6 F_6} \right)$

приведены в табл. 1.

Суммарный изгибающий момент относительно расчетного сечения 1–1, расположенного на уровне земли [1]:

$$M_{1-\Sigma} = M_{1-1} + \Delta M, \quad (11)$$

где M_{1-1} – изгибающий момент относительно уровня земли от внешних нагрузок [1],

$$M_{1-1} = P_\tau H + P_n (h_n^b + 2h_n^h) + P_0 \frac{H}{2} + (G_n + G_n)(a_1 + a_2 - a_3), \quad (12)$$

где G_n – вес гирлянды изоляторов.

Большой диапазон изменения коэффициентов $\mu_1, \mu_2, \eta_1, \eta_2$ и сложность вычислений по выражениям (4), (5) делают расчет прогибов весьма трудоем-

ким процессом. Для упрощения выполнения вычислений при определении нагрузок на опоры и прогибов стоек нами разработана программа для персональной ЭВМ в соответствии с алгоритмом, представленным на рис. 2.

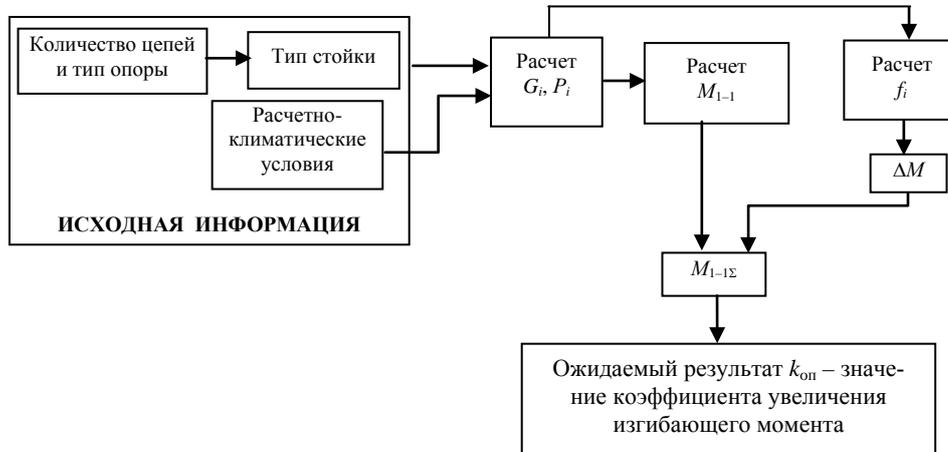


Рис. 2. Алгоритм расчета прогибов стоек железобетонных опор

В соответствии с алгоритмом расчета выполняются следующие операции.

1. Вводятся типы опоры и стойки, количество цепей и марки проводов и троса.

2. Задаются расчетно-климатические условия (РКУ). К ним относятся скоростной напор ветра, толщина стенки гололеда, максимальная, минимальная и среднегодовая температуры.

3. Производится расчет горизонтальных и вертикальных расчетных нагрузок на стойку опоры по [3, 4] в зависимости от типа опоры и РКУ.

4. Определяется изгибающий момент относительно уровня земли M_{1-1} по выражению (12).

5. Определяются значения суммарных прогибов стойки на i -й отметке по выражениям (4)–(6).

6. Находится дополнительный изгибающий момент ΔM от вертикальных сил G_i , возникающих из-за прогибов стойки опоры f_{pi} по формуле (1).

7. Определяется значение суммарного изгибающего момента относительно уровня земли $M_{1-1\Sigma}$ по формуле (11).

8. Находится значение коэффициента $k_{оп} = \frac{M_{1-1\Sigma}}{M_{1-1}}$, определяющего уве-

личение изгибающего момента относительно уровня земли M_{1-1} из-за дополнительного изгибающего момента ΔM , вызванного эксцентриситетом приложения вертикальных нагрузок.

Программа позволяет произвести расчет прогибов стоек как одно-, так и двухцепных ВЛ.

Результаты расчета значений коэффициента $k_{оп}$ для унифицированных железобетонных стоек различных типов опор в зависимости от толщины стенки гололеда b в местности, где проектируется воздушная линия электропередачи, приведены в табл. 2 и на рис. 3.

Таблица 2

Значения $k_{оп}$ для унифицированных стоек железобетонных опор воздушных линий электропередачи напряжением 35 кВ и выше

Тип стойки	Значение коэффициента $k_{оп}$ при толщине стенки гололеда, мм			
	5	10	15	20
Конические стойки				
СК22.1-1.0	1,0380	1,0530	1,0700	1,0970
СК22.1-1.1	1,0340	1,0480	1,0630	1,0860
СК22.1-1.2	1,0320	1,0450	1,0595	1,0820
СК22.1-2.0	1,0420	1,0590	1,0770	1,1070
СК22.1-2.1	1,0210	1,0250	1,0300	1,0380
СК22.1-2.2	1,0340	1,0480	1,0620	1,0860
СК22.1-3.0	1,0330	1,0460	1,0610	1,0840
СК22.1-3.1	1,0320	1,0450	1,0590	1,0810
СК22.1-3.2	1,0330	1,0460	1,0610	1,0840
СК22.2-1.0	1,0130	1,0170	1,0240	1,0320
СК22.2-1.1	1,0120	1,0170	1,0230	1,0320
СК22.2-1.2	1,0130	1,0180	1,0240	1,0320
СК26.1-1.0	1,0360	1,0510	1,0670	1,0870
СК26.1-1.1	1,0370	1,0480	1,0630	1,0820
СК26.1-1.2	1,0350	1,0450	1,0590	1,0770
СК26.1-1.3	1,0340	1,0440	1,0580	1,0750
СК26.1-1.4	1,0390	1,0495	1,0650	1,0840
СК26.1-1.5	1,0280	1,0350	1,0460	1,0600
СК26.1-2.0	1,0395	1,0510	1,0670	1,0870
СК26.1-2.1	1,0370	1,0480	1,0630	1,0820
СК26.1-2.2	1,0350	1,0450	1,0590	1,0770
СК26.1-2.3	1,0340	1,0440	1,0575	1,0750
СК26.1-2.4	1,0390	1,0495	1,0650	1,0840
СК26.1-2.5	1,0280	1,0350	1,0460	1,0600
СК26.1-3.0	1,0420	1,0530	1,0700	1,0910
СК26.1-3.1	1,0390	1,0500	1,0660	1,0860
СК26.1-3.3	1,0420	1,0470	1,0620	1,0800
СК26.1-3.4	1,0370	1,0480	1,0620	1,0810
СК26.1-4.0	1,0340	1,0430	1,0570	1,0740
СК26.1-4.1	1,0330	1,0420	1,0540	1,0700
СК26.1-5.1	1,0400	1,0520	1,0680	1,0890
СК26.1-6.0	1,0360	1,0460	1,0600	1,0770
СК26.1-6.1	1,0320	1,0410	1,0530	1,0690
СК26.1-6.2	1,0290	1,0370	1,0480	1,0630
СК26.2-1.0	1,0450	1,0660	1,0940	1,1290
СК26.2-1.1	1,0400	1,0580	1,0830	1,1140
СК26.2-1.2	1,0420	1,0610	1,0880	1,1200
Цилиндрические стойки				
СЦ20.1-1.1	1,0015	1,0020	1,0027	1,0035
СЦ20.2-1.0	1,0022	1,0028	1,0036	1,0046
СЦ20.2-1.1	1,0020	1,0027	1,0035	1,0045
СЦ20.2-1.2	1,0020	1,0027	1,0035	1,0045
СЦ20.2-2.1	1,0021	1,0027	1,0035	1,0045
СЦ20.3-1.0	1,0020	1,0026	1,0034	1,0044
СЦ20.3-1.1	1,0020	1,0027	1,0035	1,0045
СЦ22.1-1.0	1,0040	1,0058	1,0080	1,0109
СЦ22.1-1.1	1,0055	1,0073	1,0097	1,0128

Тип стойки	Значение коэффициента $k_{оп}$ при толщине стенки гололеда, мм			
	5	10	15	20
СЦ26.1-1.0	1,0050	1,0071	1,0098	1,0130
СЦ26.1-1.1	1,0047	1,0067	1,0090	1,0123
СЦ26.2-1.0	1,0038	1,0055	1,0076	1,0110
СЦ26.3-1.0	1,0039	1,0055	1,0077	1,0120
СЦ26.3-1.1	1,0034	1,0049	1,0068	1,0092
СЦ26.3-1.2	1,0042	1,0060	1,0084	1,0110
СЦ26.3-2.0	1,0038	1,0055	1,0076	1,0113
СЦ26.3-2.1	1,0034	1,0049	1,0068	1,0092

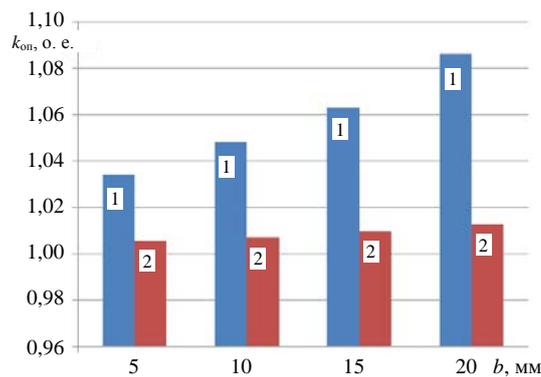


Рис. 3. Зависимость коэффициента увеличения изгибающего момента от эксцентриситета вертикальных сил железобетонных цилиндрических и конических стоек опор воздушных линий электропередачи в зависимости от толщины стенки гололеда $k_{оп} = f(b)$: 1 – стойка типа СК; 2 – то же типа СЦ

ВЫВОДЫ

1. Суммарный изгибающий момент относительно уровня земли из-за прогиба железобетонных унифицированных конических стоек увеличивается в 1,012–1,129 раза, а цилиндрических – в 1,0015–1,0128 раза при нормативной толщине стенки гололеда 5 и 20 мм.

2. Полученные значения коэффициента $k_{оп}$ позволяют оценить увеличение изгибающего момента унифицированных железобетонных стоек опор из-за смещения вертикальных нагрузок без предварительного трудоемкого расчета прогибов в рассматриваемых сечениях.

ЛИТЕРАТУРА

1. Крюков, К. П. Конструкции и механический расчет опор линий электропередачи / К. П. Крюков, Б. П. Новгородцев. – Л.: Энергия, 1979. – 310 с.
2. Справочник по проектированию линий электропередачи / М. Б. Вяземский [и др.]; под ред. М. А. Реута, С. С. Рокотяна. – М.: Энергия, 1980. – 288 с.
3. Короткевич, М. А. Проектирование линий электропередачи. Механическая часть / М. А. Короткевич. – Минск: Вышэйш. шк., 2010. – 574 с.
4. Правила устройства электроустановок / Минэнерго СССР. – М.: Энергоатомиздат, 1986. – 648 с.

Представлена кафедрой
электрических систем

Поступила 08.04.2011