

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

$$\Delta M = G_T f_5 + G_{\text{п}} (f_4 + 2f_3) + G_{\text{оп}} f_2, \quad (2)$$

где G_i – вертикальная нагрузка, приложенная на отметке h_i , даН (G_T – от веса троса (при наличии гололеда – от веса троса, покрытого гололедом); $G_{\text{п}}$ – от веса провода с изоляцией, при наличии гололеда – от веса провода, покрытого гололедом; $G_{\text{оп}}$ – собственный вес опоры; $h_T, h_{\text{п}}^{\text{в}}, h_{\text{п}}^{\text{н}}, H/2$ – 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,

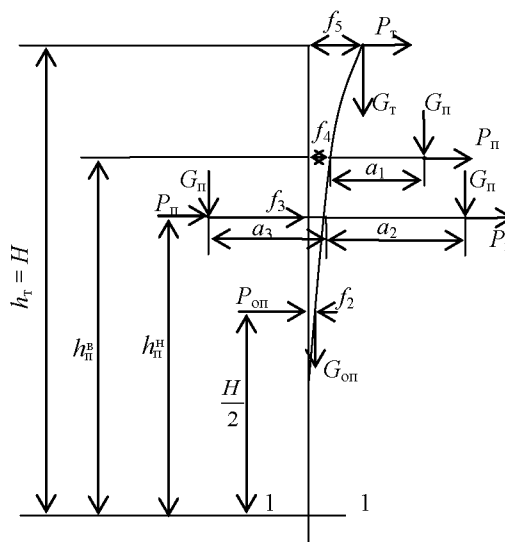


Рис. 1. Деформированная схема одностоечной железобетонной опоры: 1-1 – расчетное сечение на уровне земли; a_1, a_2, a_3 – длины траверс; $P_T, P_{\text{п}}, P_{\text{оп}}$ – горизонтальные ветровые расчетные нагрузки на грозозащитный трос, провод, опору; $G_T, G_{\text{п}}, G_{\text{оп}}$ – вертикальные 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; $\xi = \frac{M_{тр}}{M_{1-1}^{\max}}$ – коэффициент, учитывающий работу стойки до и после появления трещин; $M_{тр}$ – 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.

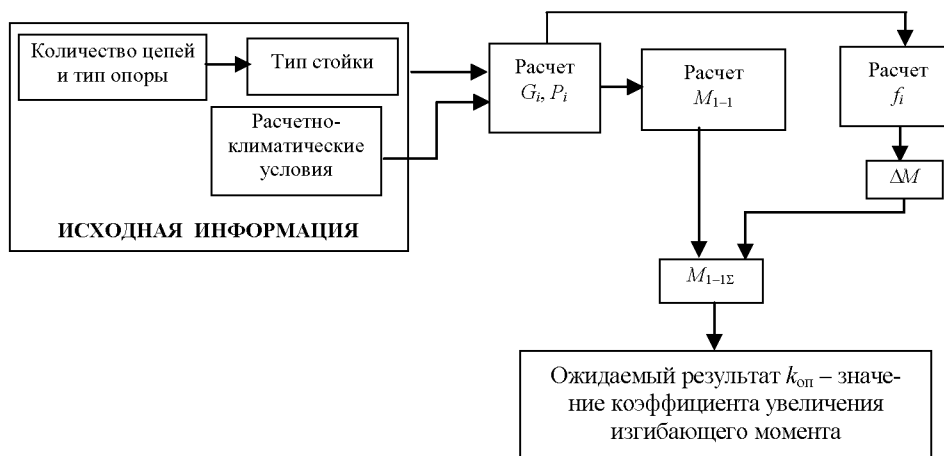


Рис. 2. Алгоритм расчета прогибов стоек железобетонных опор

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				
СП20.1-1.1	1,0015	1,0020	1,0027	1,0035
СП20.2-1.0	1,0022	1,0028	1,0036	1,0046
СП20.2-1.1	1,0020	1,0027	1,0035	1,0045
СП20.2-1.2	1,0020	1,0027	1,0035	1,0045
СП20.2-2.1	1,0021	1,0027	1,0035	1,0045
СП20.3-1.0	1,0020	1,0026	1,0034	1,0044
СП20.3-1.1	1,0020	1,0027	1,0035	1,0045
СП22.1-1.0	1,0040	1,0058	1,0080	1,0109
СП22.1-1.1	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

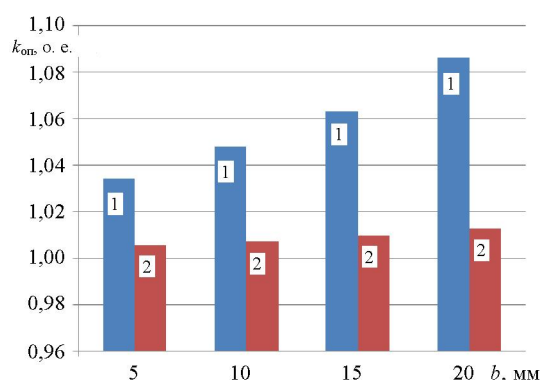


Рис. 3. Зависимость коэффициента увеличения изгибающего момента от эксцентриситета вертикальных сил железобетонных цилиндрических и конических стоек опор воздушных линий электропередачи в зависимости от толщины стенки гололеда $k_{оп} = f(b)$: 1 – стойка типа СК; 2 – то же типа СЦ

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