DOI: 10.34031/2618-7183-2019-2-6-29-37

*Маилян Л.Р., доктор технических наук, профессор,
Языев С.Б., кандидат технических наук, доцент,
Донской государственный технический университет, Россия,
Сабитов Л.С. *, кандидат технических наук, доцент,
Коноплёв Ю.Г., доктор технических наук, профессор,
Казанский (Приволжский) федеральный университет, Россия,
Радайкин О.В., кандидат технических наук,
Казанский государственный архитектурно-строительный университет, Россия*
*Ответственный автор E-mail: sabitov-kgasu@mail.ru

НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ СИСТЕМЫ «КОМБИНИРОВАННАЯ БАШНЯ – ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЙ ФУНДАМЕНТ – ГРУНТ ОСНОВАНИЯ» ВЫСОТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Аннотация: целью работы ставилось оценить эффективность работы системы «комбинированная башня – железобетонный фундамент – грунт основания» для высотных сооружений на примере ветроэлектрической установки (ВЭУ) мощностью 1,5-2,0 МВт с помощью компьютерного моделирования в ПК «Ansys». При этом под комбинированной башней в статье понимается высотное сооружение, состоящее из двух частей: нижней – трубобетонной, верхней – в виде тонкостенного стержня-оболочки замкнутого профиля. В обоих случаях в качестве оболочки выступает труба со слабой конусностью. В качестве аналога принята ВЭУ, рассмотренная в иностранной литературе: радиус ротора – $R=41$ м, высота до оси ветроколеса – $z_{hub}=80$ м. Оболочка изготовлена из высокопрочной стали С355 и в отличие от аналога в данной работе полость нижней части башни на высоту 20 м была заполнена бетоном класса В60. При моделировании учитывались пространственная работа элементов конструктивной системы и физическая нелинейность материалов, из которых они изготовлены. При этом для стали была использована теория прочности Мизеса, для бетона – Вильямса-Варнаке, для грунта основания – Друккера-Прагера. Сравнение результатов расчёта с аналогом показало, что разрушающая нагрузка башни увеличилась на 37% за счёт заполнения нижней её части бетоном, что говорит об эффективности предлагаемого решения. При этом разрушение башни с бетонным ядром и без него произошло от потери местной устойчивости стальной оболочки на уровне стыка башни с фундаментом (с сжатой зоне).

Ключевые слова: высотное сооружение, ветроэлектрическая установка, железобетонный фундамент, стальная башня, компьютерное моделирование

Введение

В данной статье рассматривается совместная статическая работа элементов строительной системы «комбинированная башня – железобетонный фундамент – грунт основания» на примере ветроэлектрической установки. При этом под комбинированной башней в статье понимается высотное сооружение, состоящее из двух частей: нижней – трубобетонной, верхней – в виде тонкостенного стержня-оболочки замкнутого профиля. В обоих случаях в качестве оболочки выступает труба со слабой конусностью. Анализ литературы показал, что целостная методика расчёта такой системы на данный момент отсутствует. А при её разработке наиболее полно следует учесть следующие факторы:

- физическую нелинейность свойств материалов;
- геометрическую нелинейность элементов системы (лопастей и др.);
- циклическую усталость материалов – стали и бетона;
- динамические эффекты;
- резонансные явления;
- трение между бетоном и стальной оболочкой, а также между бетоном и грунтом.

Аналитически описать влияние всех перечисленных факторов полностью пока невозможно, что отражено в существующих нормах на проектирование ВЭУ [1, 2] и учебно-методической литературе [3]. Однако для этого можно воспользоваться мощным инструментом – компьютерным моделированием в ПК «Ansys». В статье [4] этот инструмент уже был нами применён для исследования совместной работы системы «стальная опора линий электропередач – фундамент – грунт основания». При этом в отличие от неё в рассматриваемой здесь системе учтены следующие особенности:

– ветровая нагрузка на омегаемую поверхностей вращающихся лопастей, важной характеристикой которой является уже не давление, а скорость ветрового потока;

- наличие бетона в нижней части башни;
- силы трения между стальной оболочкой и бетонным ядром.

Последнее два обстоятельства превращают нижнюю часть ствола башни в так называемую трубобетонную конструкцию, которая благодаря ряду преимуществ [5, 6] существенно увеличивает эксплуатационные свойства ВЭУ, включая прочность, надёжность и долговечность. Использовать трубобетон в составе комбинированной башни ВЭУ, по всей видимости, здесь предлагается впервые.

Наряду с достоинствами есть у трубобетона и недостатки, которые тем не менее легко устранимы с минимальными дополнительными затратами. Наиболее значительным недостатком является сложность обеспечения совместной работы бетонного ядра и внешней стальной оболочки при эксплуатационных нагрузках. Вследствие разницы в коэффициентах поперечной деформации бетона и стали ($\nu_b \approx 0,18 \div 0,25$, $\nu_s \approx 0,3$) при таких условиях бетонное ядро и стальная оболочка работают неэффективно. Для исключения этого недостатка трубобетона можно применить следующие решения (как отдельно, так и в сочетании): приварить на внутренней поверхности трубы-оболочки специальные стальные анкеры; использовать для изготовления бетонной смеси расширяющийся безусадочный цемент; трубобетонную конструкцию сделать кольцевого сечения: с внешней и внутренней оболочкой из стальной трубы с заполнением пространства между ними бетоном.

Методы и материалы

В качестве примера рассмотрим ВЭУ Acciona AW-82/1500 класса IEC III на 1,5-2 МВт из [7, 8] – рис. 1.

Рис. 1. Конструктивная схема (компьютерная модель в ПК «Ansys») ВЭУ на 2 МВт:

1 – гондола; 2 – лопасти ротора; 3 – башня; 4 – сборно-разборный фундамент; 5 – грунт основания

Fig. 1. Structural diagram (computer model in PC «Ansys») of a 2 MW wind power installation: 1 – gondola;

2 – rotor blades; 3 – tower; 4 – collapsible foundation; 5 – base soil

Установка имеет следующие характеристики: радиус ротора – $R=41$ м, ометаемая площадь – $S=5345$ м², высота до оси ветроколеса – $z_{hub}=80$ м, высота до низа гондолы – 76,7 м (высота башни), масса каждой лопасти – 5,78 т (всего 3 шт.), масса ротора – 32,34 т, масса гондолы – 52,5 т; башня ВЭУ выполнена в виде тонкостенного стержня-оболочки замкнутого профиля, имеет слабую конусность и состоит из трёх равных по высоте частей, соединенных фланцами, толщина стенки каждой части своя: нижней – $t_1=30$ мм, средней – $t_2=25$ мм и верхней – $t_3=15$ мм, башня имеет диаметр сечения по внешнему периметру внизу – $D_1=4,3$ м, наверху – $D_2=2,6$ м. Оболочка башни изготовлена из высокопрочной стали С355. В отличие от аналога [7, 8] в данной работе полость нижней части башни на высоту 20 м заполнена бетоном класса В60. Для исключения выдавливания бетона вверх в процессе деформирования над его поверхностью выполнена стальная плита толщиной 50 мм и диаметром 3,0 м, которая жестко соединена со стенками оболочки башни.

Фундамент под башню принят массивным из монолитного бетона класса В25, армированного стальной арматурой. В плане фундамент круглого сечения.

Грунты основания в месте установки опор могут быть различными, примем наихудший вариант, который допускает СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений»: тип грунта – глинистый, непросадочный, ненабухающий; коэффициент пористости 0,95; модуль деформаций $E=8$ МПа; показатель текучести $I_L=0,5$; сцепление грунта $c=15$ кПа; угол внутреннего трения $\varphi=17^\circ$; расчётное сопротивление $R_0=150$ кПа; коэффициент жёсткости основания (коэффициент постели) $k=10$ МПа/м (Справочник проектировщика. Т.2, под ред. Уманского А.А., 1973. – С. 307). При этом массив грунта в модели принят габаритами $60 \times 60 \times 30$ м, что, как показали расчёты, является достаточным для определения глубины сжимаемой толщи и исключения влияния краевых условий модели на НДС грунта непосредственно под фундаментом.

Рис. 2. Распределение скорости ветра V (а) и ветровой нагрузки F_d (б) по высоте

Fig. 2. Distribution of wind speed V (a) and wind load F_d (b) by height

Результаты и обсуждения

Нагрузки, действующие на конструкцию ВЭУ и принятые с учётом коэффициентов надёжности по нагрузке $\gamma_f=1,0$ и ответственности сооружения $\gamma_n=1,0$. В ГОСТ Р 54418.1-2012 прописаны 8 проектных случаев для расчёта ВЭУ. Наиболее характерным является первый – «Выработка электроэнергии» – расчёт с использованием модели нормальной турбулентности. Для сокращения объём вычислений рассмотрим только этот расчётный случай ($V_{in} < V_{hub} < V_{out}$):

- собственный вес оголовка: $P_1=5,78 \times 3 + 32,34 + 52,5 = 102,2$ т (прикладывается наверху);
- собственный вес стальной оболочки башни: $P_2=135$ т (равномерно распределяется по высоте и учитывается в программе автоматически при задании плотности материала и сил гравитации);
- собственный вес бетонного заполнения нижней части башни: $P_3=491$ т (равномерно распределяется по высоте и учитывается в программе автоматически);
- скорость набегающего воздушного потока на высоте оси ветроколеса (для ВЭУ с горизонтальной осью вращения) – $V_{hub}=20$ м/с;

- средняя скорость ветра – $V_{ave}=7,5$ м/с;
- максимальная средняя скорость ветра (определяемая с интервалом измерения 10 минут и не превышающая своего значения в течении 50 лет) – $V_{ref}=37,5$ м/с;
- скорость ветра при запуске – $V_{in}=3$ м/с;
- скорость ветра при перезапуске – $V_{out}=20$ м/с;
- экстремальная скорость порыва ветра (определяемая с интервалом измерения 3 секунды и не превышающая своего значения в течении 50 лет) – $V_{e50}=52,5$ м/с;
- горизонтальная тяговая сила, вызванная ветровым потоком, набегающим на лопасти:

$$F_t = \frac{1}{2} \rho V_{hub}^2 C_T \pi R^2 = 80,5 \text{ м}$$

(вычислена при плотности воздуха –

$$\rho = \frac{353}{273 + t} = 1,169 \text{ кг/м}^3,$$

расчётной температуре воздуха тёплого периода года с обеспеченностью 0,95 – $t = 29^\circ \text{C}$ и коэффициенте надёжности [8] – $C_T=0,64$ (при этом отечественные исследователи рекомендуют $C_T=1,4$ [9]));

– модель нормального профиля ветра [1, 8] – профиль ветровой нагрузки по высоте сооружения (рис. 2, а):

$$V(z) = V_{hub} \left(\frac{z}{z_{hub}} \right)^\alpha = 20 \cdot \left(\frac{z}{80} \right)^{0,2},$$

где z – вертикальная координата; α – показатель степени, $\alpha=0,2$.

Наиболее полная зависимость коэффициента лобового сопротивления для цилиндра (1) и шара (2) от числа Рейнольдса [11]

Упрощенная зависимость $C_x(\text{Re})$ для цилиндра [12]

Рис. 3. Зависимость коэффициента лобового сопротивления от числа Рейнольдса
Fig. 3. The dependence of the head resistance coefficient on the Reynolds number

Соответствующий этой модели профиль распределения ветровой нагрузки на башню (рис. 2, б):

$$F_d(z) = \frac{1}{2} \rho V(z)^2 C_x D(z),$$

где $D(z)$ – переменный по высоте башни внешний диаметр её поперечного сечения,

$$D(z) = D_2 + (D_1 - D_2) \left(1 - \frac{z}{z_{hub}} \right);$$

C_x – коэффициент лобового сопротивления для цилиндра, зависящий от числа Рейнольдса,

$$\text{Re}(z) = \frac{\rho V(z) D(z)}{\mu} = 0...5,414 \cdot 10^6,$$

μ – коэффициент динамической вязкости воздуха, который в большей степени зависит от температуры t , °C, и в меньшей – от давления p , Па (обычно пренебрегают):

$$\mu = \frac{3}{2} \cdot \frac{(273+t)^{\frac{3}{2}}}{395+t} \cdot 10^{-6} = 18,6 \cdot 10^{-6} \text{ Па} \cdot \text{с}.$$

Для коэффициента C_x на рис. 3 показана более полная зависимость [10] и упрощенная [11]. Последняя пригодна для инженерных расчётов и далее принята за основу. При этом для упрощения в запас несущей способности примем $C_x = 0,7 - \text{const}$.

– крутящий момент, возникающий из-за смены направления ветра (прикладывается сверху башни),

$$M_{z,t} = F_t r_0 = 146 \text{ т} \cdot \text{м},$$

где $r_0 = 1,814 \text{ м}$ – осреднённый по высоте башни внешний радиус её сечения (принятая система координат и схема усилий показаны на рис. 4 согласно [3]);

– гироскопический момент на гондолу (прикладывается сверху башни)

$$M_{x,g} = \theta_R \omega_R \omega_n \approx 3 m_b r_c^2 \omega_R \omega_n = 1290 \text{ т} \cdot \text{м},$$

где ω_R – текущая угловая скорость вращения ротора (ветроколеса) относительно оси x , $\omega_R = 16,1$ об/мин = $1,686 \text{ рад/с}$; ω_n – угловая скорость вращения гондолы относительно оси z , $\omega_n = 1$ об/мин = $0,105 \text{ рад/с}$; θ_R – полярный момент инерции ротора относительно его оси вращения. Для трёхлопастного ротора определяется выражением: $\theta_R = 3(\theta_b + m_b r_c^2) \approx 3 m_b r_c^2$, где θ_b – момент инерции массы лопасти $m_b = 5,78 \text{ т}$, проходящий через центр масс перпендикулярно плоскости лопасти, $r_c = \frac{R}{2}$ – расстояние от оси вращения ротора до

центра масс лопасти, $r_c = 20,5 \text{ м}$;

– центробежная сила, возникающая из-за дисбаланса массы ротора

$$P_{cf} = m_R e_0 \omega_R = 11,2 \text{ т},$$

где $m_R = 32,34 \text{ т}$ – масса ротора, $e_0 = 0,005 R = 0,205 \text{ м}$ – эксцентриситет;

– моменты от центробежной силы, где – расстояние от оси ветроколеса до верха башни.

Рис. 4. Система координат в верхней точке башни и схема действующих усилий [3]
Fig. 4. The coordinate system at the top of the tower and the current forces diagram [3]

Рассматриваемая конструкция включает в себя элементы, образованные из материалов с качественно и количественно отличающимися физико-механическими свойствами.

На рис. 5 представлены диаграммы деформирования материалов, используемые для создания модели.

Рис. 5. Диаграммы деформирования материалов: а) криволинейная диаграмма Радайкина О.В. при растяжении [12]; б) тоже – при сжатии; в) двухлинейная диаграмма, кинематическое упрочнение с эффектом Баушенинга

Fig. 5. Diagrams of deformation of materials: a) curvilinear diagram Radikina OV under tension [12]; b) also – in compression; c) two-line diagram, kinematic hardening with the Bauschinger effect

Математические выражения, описывающие диаграммы рис. 2, а-б приведены в статье [12]. В качестве закона деформирования для стали была принята билинейная диаграмма кинематического упрочнения (см. рис. 5, в). Закон предполагает, что на диаграмме « σ - ϵ » сумма напряжений разного знака в процессе нагрузки-разгрузки всегда равна удвоенной величине предела текучести σ_y , то есть учитывается эффект Баушенинга. Модель рекомендуется для упругопластических задач с малыми деформациями материала, подчиняющегося условию текучести Мизеса.

Таким образом, физический закон деформирования тонкостенной оболочки описывался четырьмя параметрами: модулем упругости $E=206 \cdot 10^3$ МПа, касательным модулем $E'=75 \cdot 10^3$ МПа, пределом текучести $\sigma_{yn}=355$ МПа и коэффициентом Пуассона $\nu=0,3$.

Для определения габаритов фундамента предварительно был выполнен расчёт башни, как жёстко заделанной консольной стойки, то есть без учёта фундамента и грунта основания:

$$N=P_1+P_2+P_3+P_{cf}=102,2+135+491+11,2=739,4 \text{ т;}$$

$$M_x=M_{x,g}+M_{x,cf}+F_t \times z_{hub} + \int_0^{H_t} F_d(z) z dz = 1290 + 37 + 80,5 \times 80 + 1272 = 9039 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

В результате были получены нагрузки на обрез фундамента, по которым с использованием формул СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений» вычислены требуемые габариты фундамента: 18×18 м, высота 1,8 м.

Результаты определения эквивалентных напряжений в башне показаны на рис. 6.

Рис. 6. Результаты компьютерного моделирования башни
Fig. 6. Results of the tower computer simulation

Выводы

Сравнение результатов расчёта с данными работы [7] показало, что разрушающая нагрузка башни увеличилась на 37% за счёт заполнения нижней её части бетоном, что говорит об эффективности предлагаемого решения. При этом разрушение башни с бетонным ядром и без него произошло от потери местной устойчивости стальной оболочки на уровне стыка башни с фундаментом (с сжатой зоне). Полученные результаты об эффективности изгибаемого трубобетона коррелируют с опытными данными работы [13], что говорит о правомерности предлагаемого в данной статье подхода. Более детальному рассмотрению напряжённого деформированного грунтового массива, фундамента, контактного взаимодействия бетонного ядра и стальной оболочки будут посвящены последующие публикации.

Литература

1. СТО 70238424.27.100.059-2009 Ветроэлектростанции (ВЭС). Условия создания. Нормы и требования. М.: Некоммерческое Партнерство «Инновации в электроэнергетике», 2009. 192 с.
2. СТО РусГидро 03.01.102-2013 Ветроэлектростанции. Основные требования, критерии выбора ветроэнергетического оборудования для ветроэлектростанций. М.: ОАО «РУСГИДРО», 2013. 100 с.
3. Елистратов В.В. Панфилов А.А. Проектирование и эксплуатация установок нетрадиционной и возобновляемой энергетики. Ветроэлектрические установки: учебное пособие. СПб, Издательство Политехнического университета, 2011.
4. Сравнительный анализ статической работы различных типов стальных опор линий электропередач на основе компьютерного моделирования системы «опора-фундамент-грунт основания» / Ю.М. Стрелков, О.В. Радайкин, Л.С. Сабитов, И.Л. Кузнецов // Строительная механика и расчёт сооружений. Москва: Научно-исследовательский центр «Строительство». 2019. №1. С. 71 – 79.
5. Дуванова И.А., Сальманов И.Д. Трубобетонные колонны в строительстве высотных зданий и сооружений // Строительство уникальных зданий и сооружений. СПб: Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого совместно с Производственным, научно-исследовательским и проектно-конструкторским учреждением «Венчур». 2014. №6 (21). С. 89 – 103.
6. Кикин А.И., Санжаровский Р.С, Труль В.А. Конструкции из стальных труб, заполненных бетоном. М.: Стройиздат, 1974. 144 с.
7. Umesh K.N., Bharath P. Mohamed Farzath Iyaz Design and analysis of 2-MW wind turbine tower // International Journal of Mechanical And Production Engineering. 2016. Volume 4. Issue 10. P. 13 – 17.
8. Chawin Chantharasenawong, Pattaramon Jongpradist and Sasaraj Laoharatchapruerk Preliminary Design of 1.5 MW Modular Wind Turbine Tower // AEC17, 2nd TSME International Conference on Mechanical Engineering 19-21 October 2011.
9. Фатеев Е.М. Ветро двигатели и ветроустановки. М.: Сельхозгиз, 1948. 554 с.
10. Дейч М.Е. Техническая газодинамика. 2-е изд., переработ. М.-Л. Госэнергоиздат, 1961. 675 с.
11. Scruton C., Rogers E.W.E. Steady and Unsteady Wind Loading of Buildings and Structures [and Discussion] // Philosophical Transactions of the Royal Society of London, 1971. P. 353 – 383.

12. Радайкин О.В. К построению диаграмм деформирования бетона при одноосном кратковременном растяжении/сжатии с применением деформационного критерия повреждаемости // Вестник гражданских инженеров. СПб: СПбГАСУ, 2017. №6. С. 71 – 78.

13. Ефименко В.И. Прочность и деформации изгибаемых трубобетонных элементов: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. Полтава, 1989. 185 с.

References

1. Company Standard STO 70238424.27.100.059-2009 Vetroelektrostantsii (VES). Usloviya sozdaniya. Normy i trebovaniya. M.: Nekommercheskoe Partnerstvo «Innovacii v elektroenergetike», 2009. 192 p. (rus.)

2. Company Standard STO RusGidro 03.01.102-2013 Vetroelektrostantsii. Osnovnye trebovaniya, kriterii vybora vetroenergeticheskogo oborudovaniya dlya vetroelektrostantsij. M.: OAO «RUSGIDRO», 2013. 100 p. (rus.)

3. Elistratov V.V. Panfilov A.A. Proektirovanie i ekspluatatsiya ustanovok netradicionnoj i vozobnovlyaemoj energetiki. Vetroelektricheskie ustanovki: uchebnoe posobie. Spb, Izdatel'stvo Politehnicheskogo universiteta, 2011. (rus.)

4. Strelkov Yu.M., Radajkin O.V., Sabitov L.S., Kuznecov I.L. Sravnitel'nyj analiz staticheskoy raboty razlichnyh tipov stal'nyh opor linij elektroperedach na osnove komp'yuternogo modelirovaniya sistemy «opora-fundament-grunt osnovaniya». Stroitel'naya mekhanika i raschyot sooruzhenij. Moskva: Nauchno-issledovatel'skij centr «Stroitel'stvo». 2019. 1. P. 71 – 79. (rus.)

5. Duvanov I.A., Sal'manov I.D. Trubobetonnye kolonny v stroitel'stve vysotnyh zdaniy i sooruzhenij. Stroitel'stvo unikal'nyh zdaniy i sooruzhenij. SPb: Sankt-Peterburgskij politehnicheskij universitet Petra Velikogo sovmestno s Proizvodstvennym, nauchno-issledovatel'skim i proektno-konstruktorskim uchrezhdeniem «Venchur». 2014. 6 (21). P. 89 – 103. (rus.)

6. Kikin A.I., Sanzharovskij R.S., Trull' V.A. Konstrukcii iz stal'nyh trub, zapolnennyh betonom. M.: Strojizdat, 1974. 144 p. (rus.)

7. Umesh K.N., Bharath P. Mohamed Farzath Iyaz Design and analysis of 2-MW wind turbine tower. International Journal of Mechanical And Production Engineering. 2016. 4 (10). P. 13 – 17.

8. Chawin Chantharasenawong, Pattaramon Jongpradist and Sasaraj Laoharatchapruet Preliminary Design of 1.5 MW Modular Wind Turbine Tower. AEC17, 2nd TSME International Conference on Mechanical Engineering 19-21 October 2011.

9. Fateev E.M. Vetrodvigateli i vetroustanovki. M.: Sel'hozgiz, 1948. 554 p. (rus.)

10. Dejch M.E. Tekhnicheskaya gazodinamika. 2-e izd., pererabot. M.-L. Gosenergoizdat, 1961. 675 p. (rus.)

11. Scruton C., Rogers E.W.E. Steady and Unsteady Wind Loading of Buildings and Structures [and Discussion]. Philosophical Transactions of the Royal Society of London, 1971. P. 353 – 383.

12. Radajkin O.V. K postroeniyu diagramm deformirovaniya betona pri jednoosnom kratkovremennom rastyazhenii/szhatii s primeneniem deformatsionnogo kriteriya povrezhdaemosti. Vestnik grazhdanskih inzhenerov. SPb: SPbGASU, 2017. 6. P. 71 – 78. (rus.)

13. Efimenko V.I. Prochnost' i deformacii izgibaemykh trubobetonnykh elementov: dis. ... kand. tekhn. nauk: 05.23.01. Poltava, 1989. 185 p. (rus.)

*Mailyan L.R., Doctor of Engineering Sciences (Advanced Doctor), Professor,
Yazyev S.B., Candidate of Engineering Sciences (Ph.D.), Associate Professor,
Don State Technical University, Russia,
Sabitov L.S. *, Candidate of Engineering Sciences (Ph.D.), Associate Professor,
Konoplev Yu.G., Doctor of Engineering Sciences (Advanced Doctor), Professor,
Kazan (Volga region) Federal University, Russia,
Radaykin O.V., Candidate of Engineering Sciences (Ph.D.),
Kazan State University of Architecture and Civil Engineering, Russia*
*Corresponding author E-mail: sabitov-kgasu@mail.ru

STRESS-STRAIN STATE OF THE SYSTEM "COMBINED TOWER-REINFORCED CONCRETE FOUNDATION-FOUNDATION SOIL" OF HIGH-RISE STRUCTURES

Abstract: the aim of the work was to evaluate the effectiveness of the system "combined tower-reinforced concrete foundation-foundation soil" for high-rise structures on the example of a wind power plant (wind turbine) with a capacity of 1.5-2.0 MW using computer modeling in the PC "Ansys". Thus, under the combined tower the article refers to high-rise building, consisting of two parts: the lower composite, the upper – in the form of a thin-walled core-shell closed profile. In both cases, the shell is a pipe with a weak taper. As an analogue, the WPP considered in foreign literature is adopted: the radius of the rotor is $R=41$ m, the height to the axis of the wind wheel is $zhub=80$ m. The shell is made of high-strength C355 steel and, unlike the analog in this work, the cavity of the lower part of the tower to a height of 20 m was filled with B60 class concrete. The modeling took into account the spatial work of the elements of the structural system and the physical nonlinearity of the materials from which they are made. At the same time, the Mises strength theory was used for steel, the Williams – Varnake theory for concrete, and the Drukker – Prager theory for the foundation soil. Comparison of the calculation results with the analog showed that the destructive load of the tower increased by 37% due to filling the lower part of it with concrete, which indicates the effectiveness of the proposed solution. In this case, the destruction of the tower with a concrete core and without it occurred from the loss of local stability of the steel shell at the level of the junction of the tower with the foundation (with a compressed zone).

Keywords: high-rise structure, wind power plant, reinforced concrete foundation, steel tower, computer modeling

Для цитирования: Маилян Л.Р., Языев С.М., Сабитов Л.С., Коноплёв Ю.Г., Радайкин О.В. Напряженно-деформированное состояние системы «Комбинированная башня – железобетонный фундамент – грунт основания» высотных сооружений // Строительные материалы и изделия. 2019. Том 2. №6. С. 29 – 37. DOI: 10.34031/2618-7183-2019-2-6-29-37

For citation: Mailyan L.R., Yazyev S.B., Sabitov L.S., Konoplev Yu.G., Radaykin O.V. Stress-strain state of the system "Combined tower – reinforced concrete foundation-foundation soil" of high-rise structures. Construction Materials and Products. 2019. 2. (6). P. 29 – 37. DOI: 10.34031/2618-7183-2019-2-6-29-37

Поступила в редакцию 15 сентября 2019 г.
Принята в доработанном виде 8 ноября 2019 г.
Одобрена для публикации 6 декабря 2019 г.

Received: September 15, 2019.
Revised: November 8, 2019.
Accepted: December 6, 2019.