

УДК 624.048:624.07:654.14

В.С. Шмуклер¹, В.С. Кукунаев², Н.А. Псурцева¹¹Харьковский национальный университет городского хозяйства им. А.Н. Бекетова, Харьков²Институт КрымНИИпроект, Симферополь

ОЦЕНКА АДАПТАЦИИ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЯ СПЕЦИАЛЬНОГО НАЗНАЧЕНИЯ К НОВЫМ НОРМАТИВНЫМ ТРЕБОВАНИЯМ ПО СЕЙСМИКЕ

В связи с изменениями нормативной базы по строительству в сейсмических районах Украины, выполнена оценка несущей способности и надежности существующего здания, которое воспринимает большие нагрузки от технологического оборудования. Изучено поведение подводящих к этому зданию волоконно-оптических кабелей с учетом условий сейсмических воздействий.

Ключевые слова: Конечноэлементная модель, сейсмические воздействия, волоконно-оптический кабель

Обозначение проблемы и цель исследования. В связи с необходимостью модернизации системы связи и передачи данных Национального центра управления и испытаний космических средств, с одной стороны, и изменением нормативных ограничений по сейсмике [1], с другой, возникла необходимость оценки надежности конструкций существующего здания под антенну диаметром 70 метров. В связи с чем, был проведен комплекс обследований конструкций и исследований свойств материалов (в связи с их реологическими трансформациями) этого здания. Полученные результаты были приняты в качестве исходных данных для моделирования

напряженно-деформированного состояния конструкций рассматриваемого здания наземного комплекса управления национальной спутниковой системы связи.

Основная часть. Здание построено в 1976 году и в настоящее время эксплуатируется.

Здание — 4-х этажное с цокольным этажом, круглой формы в плане с наружным диаметром 43,32 м, состоит из 2-х частей: 4-х этажного железобетонного пилона (ядра) с диаметром по наружному обводу — 22,42 м и кольцевой одноэтажной кирпичной пристройки с диаметром 43,32 м (рис. 1,а).



а)



б)

Рис. 1. Общий вид комплекса (а) и металлоконструкций антенны (б).

На основании имевшихся проектных материалов разработана пространственная компьютерная модель здания, которая достаточно корректно отображает его конструктивные

особенности и учитывает принятые объемно-планировочные решения. Модель здания сформирована в конечноэлементной форме, а непосредственно расчеты выполнялись в среде

программного комплексу «ЛИРА – САПР 2012». Общий вид модели здания приведен на рис. 2.

Как известно, в данном программном комплексе метод конечных элементов (МКЭ) представлен в форме метода перемещений.

В связи с чем, в качестве основных неизвестных приняты следующие перемещения узлов:

- X линейное по оси X;
- Y линейное по оси Y;
- Z линейное по оси Z;
- UX угловое вокруг оси X;
- UY угловое вокруг оси Y;
- UZ угловое вокруг оси Z.

Расчет выполнен на нагрузки, действующие на горизонтальные поверхности здания (табл. 1).

Загрузки 6, 7, 8 взаимозаменяемые, знакопеременные. Усилия, полученные от этих загрузок, не участвуют в расчете по II группе предельных состояний. Загрузки 2 и 3, 4 и 5 – объединяемые.

Следует отметить, что на отметке 16,000 м приложена приведенная равномерно распределенная нагрузка, которая соответствует общей сосредоточенной технологической нагрузке (рис. 1,б) равной 5600 тонн.

Расчет здания выполнен спектральным методом.

Согласно инженерно-геологического отчёта, основанием фундаментов под здание служат грунты слоя ИГЭ-5 – глина красно-бурая, полутвёрдая, местами тугопластичная.

Грунтом засыпки служит насыпной грунт ($\gamma'_{II} = 18,2 \text{ кН/м}^3$).

Характеристики грунта основания (расчётные):
 $c_1 = 32 \text{ кН/м}^2$; $c_2 = 34 \text{ кН/м}^2$; $\gamma_{II} = 19,4 \text{ кН/м}^3$;
 $I_L = 0,31$; $E_c = 13 \text{ МПа}$;

$E_b = 18 \text{ МПа}$; $\varphi_1 = 18^\circ$; $\varphi_2 = 19^\circ$; $K_Z = 1$; $K = 1$; $\gamma_{c1} = 1,25$; $\gamma_{c2} = 1,0$; $M_\gamma = 0,47$;

$M_g = 2,89$; $M_c = 5,48$ (при $\varphi_2 = 19^\circ$).

Ширина круглого фундамента

$$b = \sqrt{(3,14 \cdot 43,2^2) / 4} = 38,27 \text{ м.}$$

При $b > 10 \text{ м}$, $K_Z = z_0/b + 0,2 = 8/38,27 + 0,2 = 0,4$.

Глубина подвала $d_g = 4,2 - 3,4 = 0,80 \text{ м}$.

Приведенная глубина заложения фундамента от пола подвала

$$d_1 = h_s + h_{cf} \cdot \gamma_{cf} / \gamma_{II} = 1,0 + 0,14 \cdot 2,4 / 1,82 = 1,18 \text{ м.}$$

Расчётное сопротивление грунта основания:

$$R = [M_\gamma \cdot K_Z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_g \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_g - 1) d_g \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_2] = (1,25 \cdot 1/1) [0,47 \cdot 0,4 \cdot 38,27 \cdot 19,4 + 2,89 \cdot 1,18 \cdot 18,2 + (2,89 - 1) 0,8 \cdot 18,2 + 5,48 \cdot 34] = 519 \text{ кН/м}^2.$$

Таблица 1. Загрузки, действующие на существующее здание.

№ нагрузок	Вид нагрузок	Примечание
1	2	3
1	постоянная нагрузка - собственный вес несущих конструкций, вес полов, ограждающих конструкций, нагрузки от технологического оборудования	
2	длительная нагрузка — пониженное значение полной временной нагрузки;	
3	кратковременная нагрузка — кратковременная часть полной временной нагрузки	
1	постоянная нагрузка - собственный вес несущих конструкций, вес полов, ограждающих конструкций, нагрузки от технологического оборудования	
2	длительная нагрузка — пониженное значение полной временной нагрузки;	
3	кратковременная нагрузка — кратковременная часть полной временной нагрузки	
4	длительная нагрузка — пониженное значение полной снеговой нагрузки	
5	кратковременная нагрузка — кратковременная часть полной снеговой нагрузки	
6	динамическая нагрузка (сейсмика по направлению X) 7 баллов	$k_1 = 0,25$; $k_2 = 1,0$; $k_3 = 1,0$; $k_{гр} = 1,0$; $a_0 = 0,1$
7	динамическая нагрузка (сейсмика по направлению Y) 7 баллов	$k_1 = 0,25$; $k_2 = 1,0$; $k_3 = 1,0$; $k_{гр} = 1,0$; $a_0 = 0,1$
8	динамическая нагрузка (сейсмика по направлению Z) 7 баллов	$k_1 = 0,5$; $k_2 = 1,0$; $k_3 = 1,0$; $k_{гр} = 1,0$; $a_0 = 0,1 \times 0,7$.

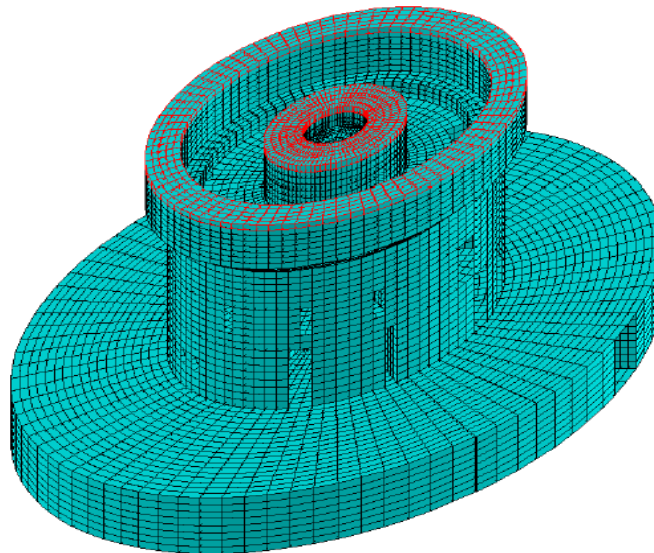


Рис. 2. Общий вид конечноэлементной модели.

Результаты расчета представлены полями компонентов напряженно-деформированного состояния (НДС) системы.

Некоторые результаты приведены на рис. 3...6 и в табл. 2...4.

Таблица 2. Результаты расчета НДС системы.

Максимальные напряжения под подошвой фундаментной плиты	
от постоянных и полных временных нагрузок	265 кН/м ²
от постоянных, полных временных и сейсмических нагрузок в направлении оси X	243 кН/м ²
от постоянных, полных временных и сейсмических нагрузок в направлении оси Y	244 кН/м ²
Максимальный период колебаний при сейсмическом воздействии	
по оси X	0,3657 с
по оси Y	0,3657 с
Горизонтальные перемещения при сейсмическом воздействии	
по оси X	1,59-0,996=0,594 мм
по оси Y	1,45-0,906=0,544 мм
Процент исчерпания несущей способности элементов жесткой арматуры стен пилонов	
по I предельному состоянию	<43%
по II предельному состоянию	<0,5%
Процент исчерпания местной устойчивости элементов жесткой арматуры стен пилона	
	<95%

Согласно результатам максимальные напряжения под подошвой фундаментной плиты меньше расчетного сопротивления грунта основания.

Максимальный период колебаний при сейсмическом воздействии по оси «X» и по оси «Y»

составляет 0,3657с., т.е. здание жесткое и при сейсмическом воздействии работает на сдвиг.

Горизонтальные перемещения при сейсмическом воздействии по оси «X» и «Y» меньше допустимого равного $(1 \cdot 4800) / 350 = 13,71$ мм.

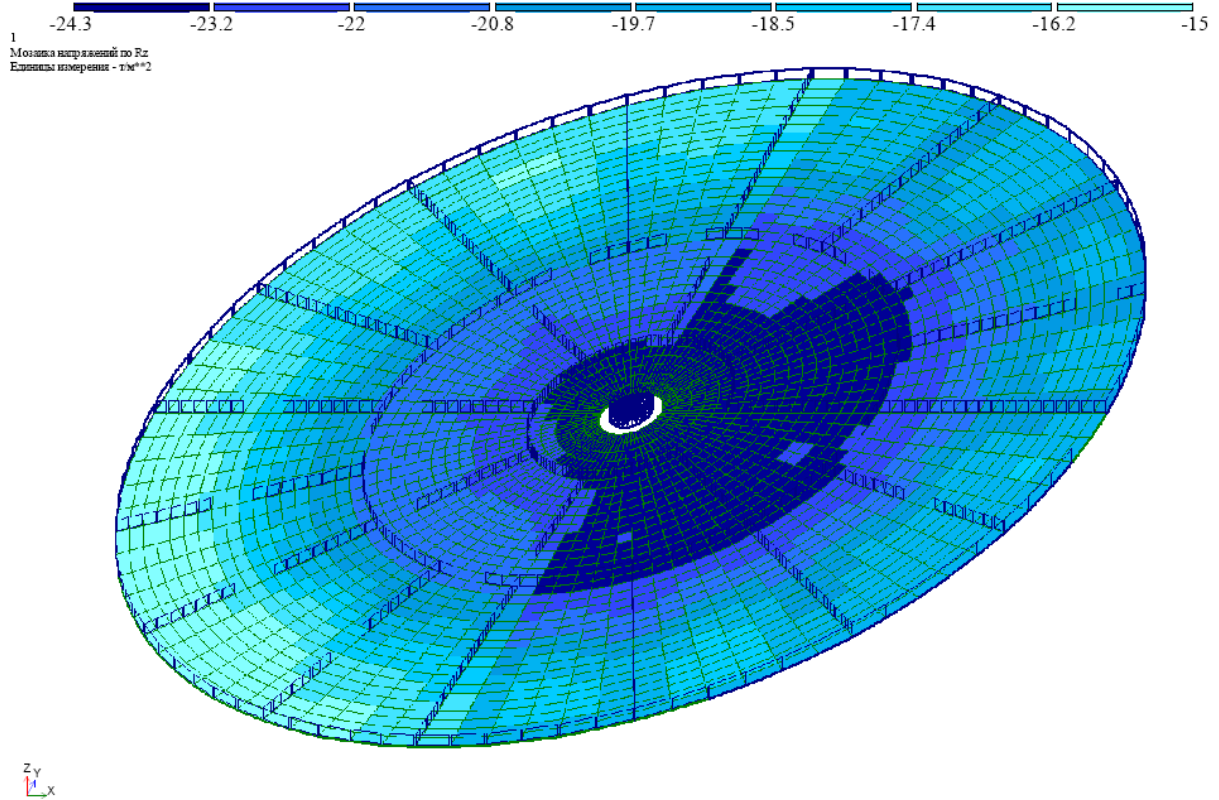


Рис. 3. Напряжения под подошвой фундаментной плиты от особого расчетного сочетания нагрузок № 2 (постоянные, полные временные и сейсмические нагрузки в направлении оси X), т/м^2 .

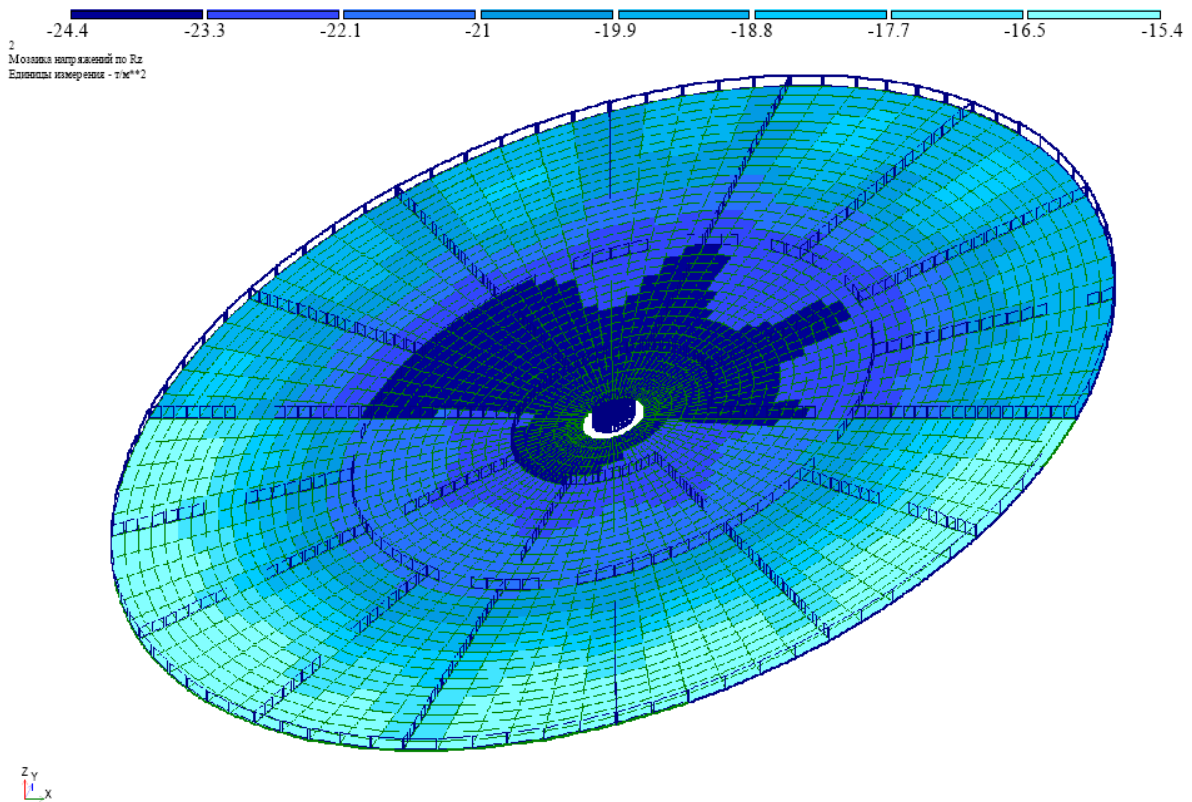


Рис. 4. Напряжения под подошвой фундаментной плиты от особого расчетного сочетания нагрузок № 3 (постоянные, полные, временные и сейсмические нагрузки в направлении оси Y), т/м^2 .

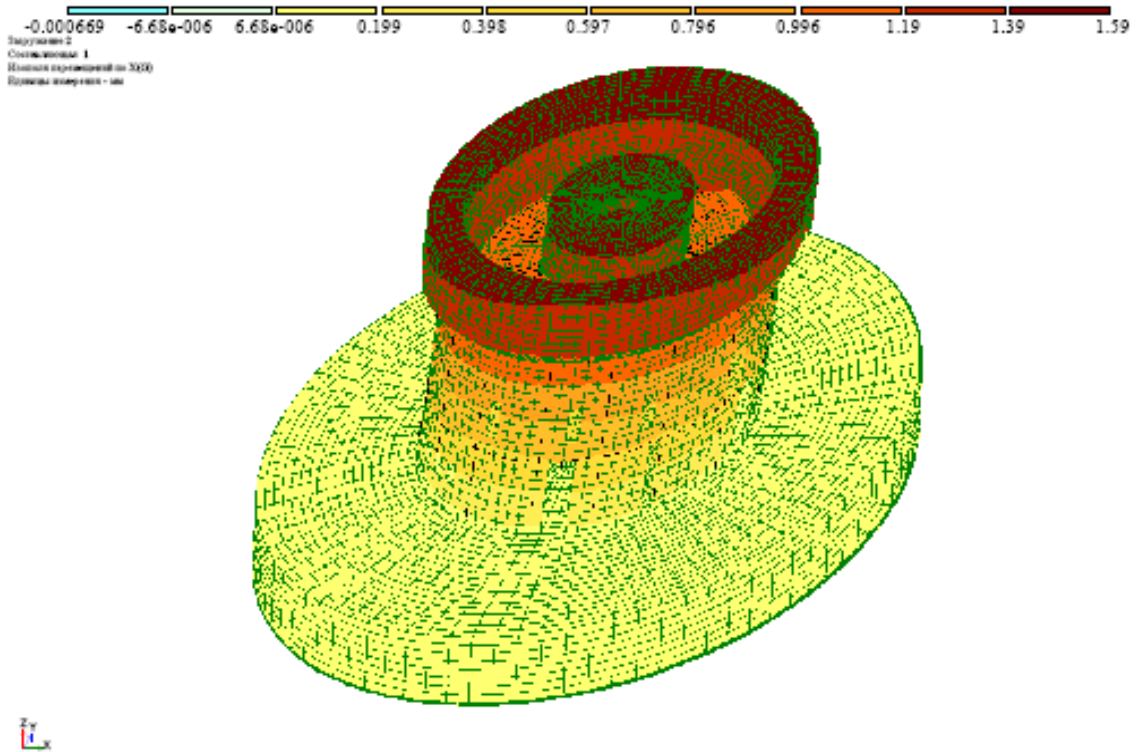


Рис. 5. Горизонтальные перемещения сейсмического влияния по X, мм.

Таблица 3. Значения горизонтальных перемещений сейсмического влияния по X.

№ п/п	Собств. значения	Частоты		Периоды, С	Коэффициент распределения	Модальная масса в %	
		рад/с	Гц				
1	0,058231	17,17	2,73	0,3657	29,919098	39,7	39,7
2	0,055868	17,90	2,85	0,3509	19,453276	16,8	56,5
3	0,028681	34,87	5,55	0,1801	-0,224936	0,0	56,5
4	0,027396	36,50	5,81	0,1720	-0,558550	0,0	56,5
5	0,026018	38,44	6,12	0,1634	0,104554	0,0	56,5
6	0,025507	39,21	6,24	0,1602	0,157806	0,0	56,5
146	0,004305	232,28	36,99	0,0270	-1,986773	0,2	90,5
147	0,004030	248,14	39,51	0,0253	0,000438	0,0	90,5
148	0,004030	248,15	39,51	0,0253	0,081272	0,0	90,5

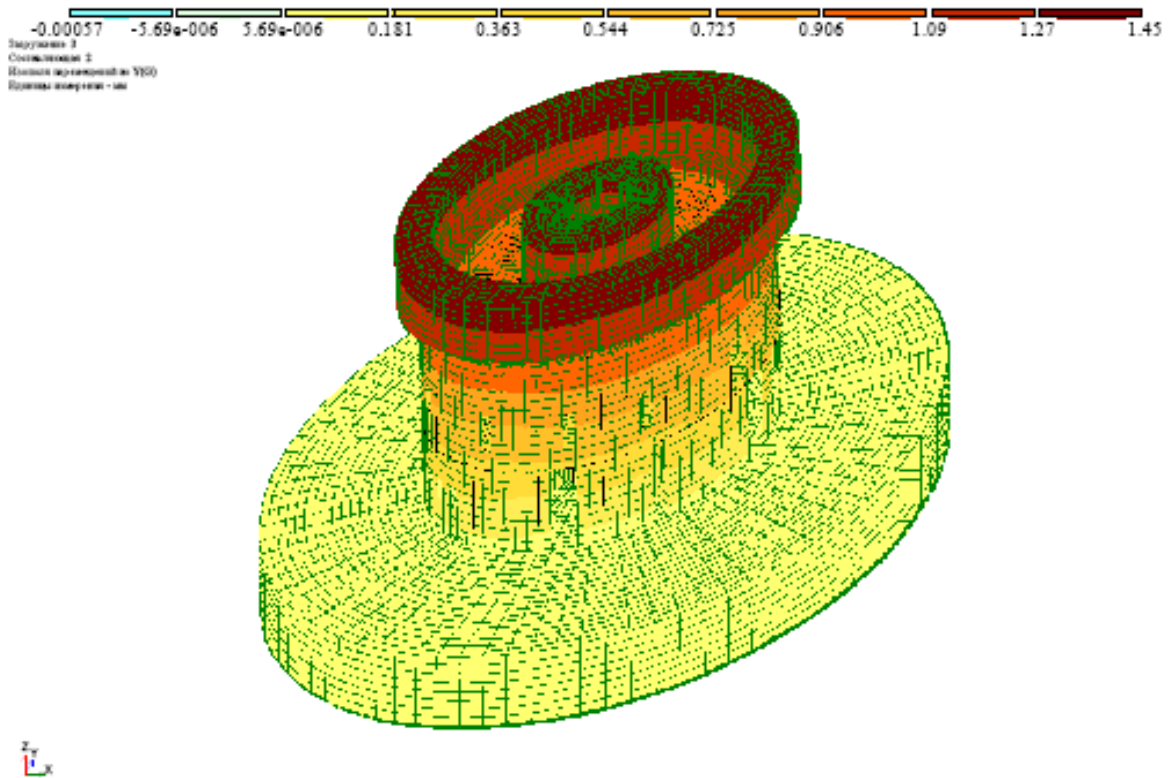


Рис. 6. Горизонтальные перемещения сейсмического влияния по Y, мм.

Таблица 4. Значения горизонтальных перемещений сейсмического влияния по Y.

№ п/п	Собств. значения	Частоты		Периоды, С	Коэффициент распределения	Модальная масса в %	
		рад/с	Гц				
1	0,058231	17,17	2,73	0,3657	19,782441	17,4	17,4
2	0,055868	17,90	2,85	0,3509	-29,580135	38,8	56,2
3	0,028681	34,87	5,55	0,1801	-0,099712	0,0	56,2
4	0,027396	36,50	5,81	0,1720	-0,250248	0,0	56,2
5	0,026018	38,44	6,12	0,1634	-0,126057	0,0	56,2
6	0,025507	39,21	6,24	0,1602	-0,560336	0,0	56,2
146	0,004305	232,28	36,99	0,0270	1,519311	0,1	90,5
147	0,004030	248,14	39,51	0,0253	-0,023566	0,0	90,5
148	0,004030	248,15	39,51	0,0253	-0,279595	0,0	90,5

Отметим, что, согласно результатов расчета, среднее давление на грунт составляет $\sigma_m = 0,5(244+154) = 199 \text{ кН/м}^2$. При этом, в расчете учтены нагрузки от расположенного наверху металлического сооружения антенны весом $Q=56000 \text{ кН}$, что соответствует давлению на грунт равному $\sigma_g = 1,1 \cdot 56000 \cdot 4/3,14 \cdot 43,22^2 = 42 \text{ кН/м}^2$.

Таким образом, масса металлоконструкций относительно массы всего здания составляет долю, равную $\alpha = 42/199 = 0,21$. При формировании расчетной модели здания, масса металлоконструкций прикладывалась к его верхнему кольцу (из-за отсутствия соответствующей проектной документации), хотя фактически масса располагается гораздо выше (рис. 7).

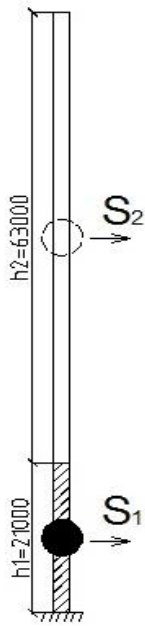


Рис. 7. Расположение сейсмических сил (S_1, S_2).

Для учета такого обстоятельства условно считалось, что, центр масс усредненно располагался на высоте $0,5h_1$, где h_1 - высота здания, принятая в расчетной модели. Тогда момент условной относительной сейсмической силы (без коэффициентов, учитывающих не только ускорение, но и реакцию грунта здания), обусловленной массой металлоконструкций, по низу подошвы фундаментной плиты можно определить как:

$$M_1 = 0,5S_1h_1 = 0,5 \cdot 56000 \cdot 21 = 588000 \text{ кНм.}$$

В то же время аналогичный момент от условной сейсмической силы S_2 , расположенной на высоте $h_1 + 0,5h_2$, где h_2 - высота вышеантенны из металлоконструкций, может быть определен как:

$$M_2 = Q[0,5h_1(1-\alpha) + (h_1 + 0,5h_2)\alpha] = \\ 56000 \cdot [0,5 \cdot 21 \cdot (1 - 0,21) + (21 + 0,5 \cdot 63) \cdot 0,21] = \\ = 1059800 \text{ кНм.}$$

Таким образом, момент от условных сейсмических сил относительно подошвы фундамента может быть равным в $M_1/M_2 \approx 1,8$ раз больше.

Интегрируя приведенную информацию можно отметить, что, по заданным нагрузкам, которые действуют на уровне верха здания и нагрузкам, соответствующим сейсмической интенсивности, равной 7 баллам, несущая способность рассматриваемого объекта является условно удовлетворительной. Однако, учитывая возможное, практически двукратное увеличение момента от условных сейсмических сил, данный вывод следует отвергнуть.

В пользу последнего утверждения говорит и тот факт, что срок эксплуатации технического здания уже исчерпан более чем на 50% (табл. 2 [2]).

Выводы:

- можно констатировать, что изученное и проанализированное техническое состояние здания, не отвечает требованиям современных норм, а его несущие элементы нуждаются в усилении;

- усиление здания надлежит проводить с использованием современных технологий, взяв за основу результаты проведенных исследований.

Обозначение проблемы и анализ последних исследований. Кроме приведенных результатов исследований, было реализовано изучение поведения подводящих к этому зданию волоконно-оптических кабелей с учетом оговоренных выше условий сейсмических воздействий.

В настоящее время в опросы использования волоконно-оптических кабелей (ВОК) связи в сейсмически активных зонах Украины изучены не в полной мере. Актуальность решения этих вопросов обусловлена также необходимостью широкого внедрения на сетях связи ВОК различных типов, которые имеют высокую надежность и долговечность.

Основная часть. Перечисленное выше предопределило проведение исследования напряженно-деформированного состояния ВОК, уложенного на грунтовое основание в закрытой траншее, при сейсмическом воздействии.

В качестве исходных данных при проведении анализа принималось следующее:

- месторасположение трасс прокладки кабелей – АР Крым, Сакский район, участок между поселком Витино и г. Евпатория;

- протяженность кабельных линий, которые прокладываются в грунте и могут воспринять сейсмические воздействия – 17,0 и 5,0 километров;

- глубина закладки кабелей – 1,0 м от дневной поверхности;

- по условиям проведения полевых инженерно-геологических и топографических работ район относится в соответствии п.10 СНиП 1.02.07-87 к II категории сложности;

- подземных вод на участке исследований до глубины 9 метров не выявлено. По архивным данным подземные воды залегают на глубинах больше 12-15 метров и являются безнапорными;

- по сейсмическим свойствам грунты относятся к II категории;

- нормативная сейсмичность района работ составляет семь баллов в соответствии с [1].

Учитывая отсутствие в национальной нормативной базе указаний по проектированию и расчету ВОК, считалось приемлемым принятие основных положений «Федеральных норм и правил в области использования атомной энергии» Госатомнадзора России [3]. Данное допущение обосновывается совпадением классов

ответственности (СС3) [2] рассматриваемого объекта и атомной станции, а также полнотой содержательной информацией для рассматриваемого случая, приведенной в «Нормах проектирования сейсмостойких атомных станций» [3].

Трасса ВОК, в основном, проходит в ИГЭ-1, характеризуемым следующим:

- суглинок желто коричневым, твердый, макропористый, просадочный, с единичными включениями известняка размером до 2-3 см.

Особенностью данного горизонта является его просадочность, а, как следствие, имеет место многообразие виртуальных схем замачивания. Тем не менее, отмечается небольшая мощность этого горизонта (1÷1,5 м)[4].

Сказанное предопределяет расчетную схему ВОК как линейно-протяженной конструкции, лежащей на сплошном основании. В этом случае, с учетом отсутствия на трассе каких-либо промежуточных опор, усилия, которые могут возникать в сечениях ВОК, зависят только от типа сейсмических волн. К последним относятся:

- продольные волны растяжения-сжатия (P-волны);
- поперечные волны сдвига (S-волны);
- поверхностные волны Рэлея.

Для данных типов волн, распространяемых на глубине до 2,0 метров (таблица 10 [5]) скорости составляют:

- P-волна – 1047 м/сек;
- S-волна – 641 м/сек;
- Волна Рэлея – 641 м/сек.

Грунты основания ВОК по своим сейсмическим свойствам отнесены ко II категории. Сейсмичность площадки – 7 [5].

Учитывая отсутствие данных о длинах волн, принято возможным их определение на основании [6] по формуле:

$$\lambda_w = V \cdot T, \tag{1}$$

где λ_w – длина волны (P; S; Рэлея);

V – скорость распространения волн

соответствующего типа;

T – преобладающий период колебаний основания.

Учитывая также отсутствие необходимых результатов геофизических исследований, допустимо, согласно [7] принять

$$T = 0,5 \text{ сек.} \tag{2}$$

Тогда получим для

$$P\text{-волн: } \lambda_w = 523,5 \text{ м;}$$

$$S\text{-волн: } \lambda_w = 320,5 \text{ м;}$$

$$\text{Волн Рэлея: } \lambda_w = 320,5 \text{ м.}$$

На основании принятых допущений можно отметить, что линейно-протяженная конструкция ВОК при сейсмическом воздействии испытывает деформацию внецентренного растяжения (сжатия) [8]. При этом, продольная сила F и изгибающий момент M могут быть определены по формулам [3]:

$$F = EA \frac{v_{\max}}{\alpha V} \leq F_t, \tag{3}$$

$$M = EI \frac{a}{(\beta V)^2}, \tag{4}$$

где: EA – жесткость кабеля на растяжение-сжатие (табл.5);

EI – изгибная жесткость кабеля;

A – площадь поперечного сечения ВОК;

I – момент инерции поперечного сечения ВОК;

a – максимальное ускорение грунта при землетрясении;

α, β – коэффициенты, определяемые по табл. П.6.2 [3];

F – сила, передаваемая на конструкцию за счет трения о грунт;

F_t – несущая способность;

v_{\max} – максимальная скорость движения частиц грунта при землетрясении:

$$v_{\max} = \frac{a}{g} v_0. \tag{5}$$

Для грунтов II категории $v_0 = 1,2$ м/сек, $g = 9,8$ м/сек² – ускорение свободного падения.

Таблица 5. Геометрические характеристики ВОК.

Диаметр (мм) D	Толщина t шланга (мм)	Площадь сечения A (см ²)	Момент инерции сечения I (см ⁴)	EA (кН)	EI (Н) (Нсм ²)
10	2,0	2,0	0,0435	40,0	87,0
19	2,0	4,3	0,4	86,0	800

По таблице П.3.1 [3] для сейсмичности 7 $a = 1$ м/сек².

Коэффициенты α и β содержатся в приводимой ниже табл.6 [3].

Таблиця 6. Значення коефіцієнтів α і β .

Коефіцієнт	Тип волни		
	Продольная	Поперечная	Рэлея
α	1,0	2,0	1,0
β	1,6	1,0	1,0

$$F_t = f_t \frac{\lambda_W}{4}, \quad (6)$$

где f_t – максимальная сила трения между конструкцией и грунтом на единицу длины

$$f_t = k_f q, \quad (7)$$

где $k_f = 0,7$ – коэффициент трения кабеля по грунту;

q – вес 1 м кабеля, равный приблизительно 0,11÷0,35 кг/м.

$$\text{Тогда, } f_t = 0,7 \cdot 0,23 = 0,16 \text{ кг/м,}$$

где 0,23 – усредненное значение максимальной силы трения.

$$A = \pi D^2 (1 - c^2); \quad (8)$$

$$I = 0.05 D^4 (1 - c^4); \quad (9)$$

$$c = \frac{D - 2t}{D}; E = 200 \text{ МПа.}$$

$$\text{По (5) } v_{\max} = 1,2 \frac{1}{9,8} = 0,122 \text{ м/сек}$$

$$\text{Для } P\text{-волн } F = 40 \frac{0,122}{1 \cdot 1047} = 5 \text{ Н.}$$

$$\text{Для } S\text{-волн } F = 40 \frac{0,122}{2,0 \cdot 641} = 3,8 \text{ Н.}$$

$$\text{Для волн Рэлея } F = 40 \frac{0,122}{1,0 \cdot 641} = 7,6 \text{ Н.}$$

$$\text{Для } P\text{-волн } M = 87 \frac{1}{(1,6 \cdot 1047)^2} \approx 0,0.$$

$$\text{Для } S\text{-волн } M = 87 \frac{1}{(1 \cdot 641)^2} \approx 0,0.$$

$$\text{Для волн Рэлея } M = 87 \frac{1}{(1 \cdot 641)^2} \approx 0,0$$

$$\text{Для } P\text{-волн } F_t = \frac{523,5}{4} \cdot 1,6 = 209,4 \text{ Н.}$$

$$\text{Для } S\text{-волн и волн Рэлея } F_t = \frac{320,5}{4} \cdot 1,6 = 128,2$$

Н.

Таким образом, для всех случаев неравенство $F < F_t$ выполняется.

Учитывая незначительную величину мембранного усилия, считается, что ограничение

$$\varepsilon \leq \varepsilon_u, \quad (10)$$

где: ε – деформация удлинения; ε_u – предельная деформативность ВОК (защитного шланга) выполняется.

В связи с чем, может быть принят (в соответствии с действующим сортаментом) бронированный кабель типа ОКП 12А4(3×4)-7 или кабель типа ОКТБг.

Выводы:

- продольные усилия в кабеле, соответствующие волнам различного типа, не превышают предельную продольную силу, возникающую в кабеле в момент землетрясения за счет сил трения.

- вес грунта засыпки существенно меньше раздавливающего усилия, соответствующего кабелям типа ОКП 12А4(3×4)-7 или ОКТБг.

- как вариант (рекомендуемый) для полного исключения аномальных особенностей деформирования (просадка, температурные напряжения, неучтенные усилия и т.д.) считается целесообразной прокладка трассы ВОК в лотках.

Литература:

1. ДБН В.1.1-12:2014 «Строительство в сейсмических районах Украины».
2. ДБН В.1.2-14-2009 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ».
3. НП-031-01 Нормы проектирования сейсмостойких атомных станций. Федеральные нормы и правила в области использования атомной энергии. – Госатомнадзор России. – 2002 г.
4. Результаты инженерно-геологических изысканий института «КРЫМГИИНИТИЗ». – 2013 г.
5. Звіт про виконання робіт: «Виконання інженерно-геологічного обстеження території розміщення наземного комплексу управління національної супутникової системи зв'язку НЦУВКЗ». – Сімферополь, 2013 р.
6. Бирбраер А.Н. Расчет конструкций на сейсмостойкость. – Санкт-Петербург: Наука, 1998 – 255 с.
7. СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты/Госстрой СССР. – М.:ЦИТП Госстроя СССР, 1986.
8. Городецкий А.С., Шмуклер В.С., Бондарев А.В. Информационные технологии расчета и проектирования строительных конструкций. - Харьков: НТУ «ХПИ», 2003. - 889 с.

Автор: ШМУКЛЕР Валерий Самуилович

Харьковский национальный университет городского хозяйства им. А.Н. Бекетова, Харьков, доктор технических наук, профессор
E-mail - npsf.dedal@mail.ru

Автор: Псурцева Нина Алексеевна

Харьковский национальный университет городского хозяйства им. А.Н. Бекетова, Харьков, кандидат технических наук, доцент
E-mail - nina_psurtseva1@mail.ru

Автор: КУКУНАЕВ Владимир Сергеевич

Институт КрымНИИпроект, Симферополь, доктор технических наук, старший научный сотрудник
E-mail -research1970@yandex.ru

ОЦІНКА АДАПТАЦІЇ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ СПЕЦІАЛЬНОГО ПРИЗНАЧЕННЯ ДО НОВИХ НОРМАТИВНИХ ВИМОГ ЩОДО СЕЙСМІКИ

В.С. Шмуклер, В.С. Кукунаєв, Н.О. Псурцева

У зв'язку зі змінами нормативної бази з будівництва в сейсмічних районах України, виконано оцінку несучої здатності і надійності існуючої будівлі, яке сприймає великі навантаження від технологічного обладнання. Вивчено поведінку підвідних до цієї будівлі волоконно-оптичних кабелів з урахуванням умов сейсмічних впливів.

Ключові слова: кінцевоелементна модель, сейсмічні впливи, волоконно-оптичний кабель

EVALUATION OF ADAPTATION OF STRUCTURES SPECIAL PURPOSE BUILDINGS TO THE NEW NORMATIVE REQUIREMENTS FOR SEISMIC

V. S. Shmukler, V.S. Kukunaev, N.A. Psurtseva

Due to changes in the regulatory framework for the construction in seismic regions of Ukraine, the estimated carrying capacity and reliability of the existing building, which receives large load of technological equipment. The behavior of lead to this building fiber-optic cables with the conditions of seismic effects.

Keywords: finite element model, seismic effects, fiber optic cable