

МОДЕЛИРАНЕ И КОНСТРУИРАНЕ НА СТОМАНОБЕТОННА ВОДНА КУЛА

Станислав Цветков, Николай Неделчев
st.cvetkov@vsu.bg

**Висше строително училище „Любен Каравелов“
катедра „Строителни конструкции“
1373 София ул. „Суходолска“ № 175
БЪЛГАРИЯ**

Ключови думи: водна кула, цилиндричен резервоар за вода, опорна рамкова конструкция

Резюме: От архитектурна гледна точка, разгледаното съоръжение е с ажурна опорна носеща конструкция, показваща пейзажа зад нея.

От конструктивна гледна точка, издигането на маси във височина, създава големи инерционни сили по време на сеизмично въздействие.

От технологична гледна точка конструкцията е трудна за изпълнение, предвид различните като структура елементи, от които е съставена.

Върху кръгла фундаментна плоча стъпва пространствена система от външни колони- 8 броя по периферията (наклонени във височина и достигащи долен опорен пръстен на резервоара) и 4 броя вътрешни строго вертикални (преминаващи и през вътрешността на цилиндричния воден резервоар). Между четирите вертикални колони на всяко ниво са конструирани етажни площадки, към които се свързват ригели, съединяващи колоните на даденото ниво и ригелите, свързващи вътрешните колони (т.е. връзки между отделните колони). Самият резервоар за съхранение на водата, представлява кух цилиндър, в чиято вътрешност 4-те колони са с конструирани долни и горни кръгли капители.

Покривът на резервоара е кръгла плоча с опорен горен пръстен. На покривната плоча са реализирани отвори – отдушник и ревизионен. Комуникационното обслужване на водната кула е проектирано със стоманени стълби. На нивото под резервоара е изпълнено „Сухо помпено помещение“.

По отделно са разгледани видовете анализи в среда на специализиран софтуер Tower (базиран на работа по Метода на крайните елементи).

Важно е да се отбележи, че както получените армировки, така и проверките на напрежения и деформации, са удовлетворени.

Всичко това е предпоставка за заключението, че подобен тип конструкции не са за пренебрегване в строителството и в съвременен аспект могат реално да изпълняват функциите си, предвид кризисните режими на вода в населените места.

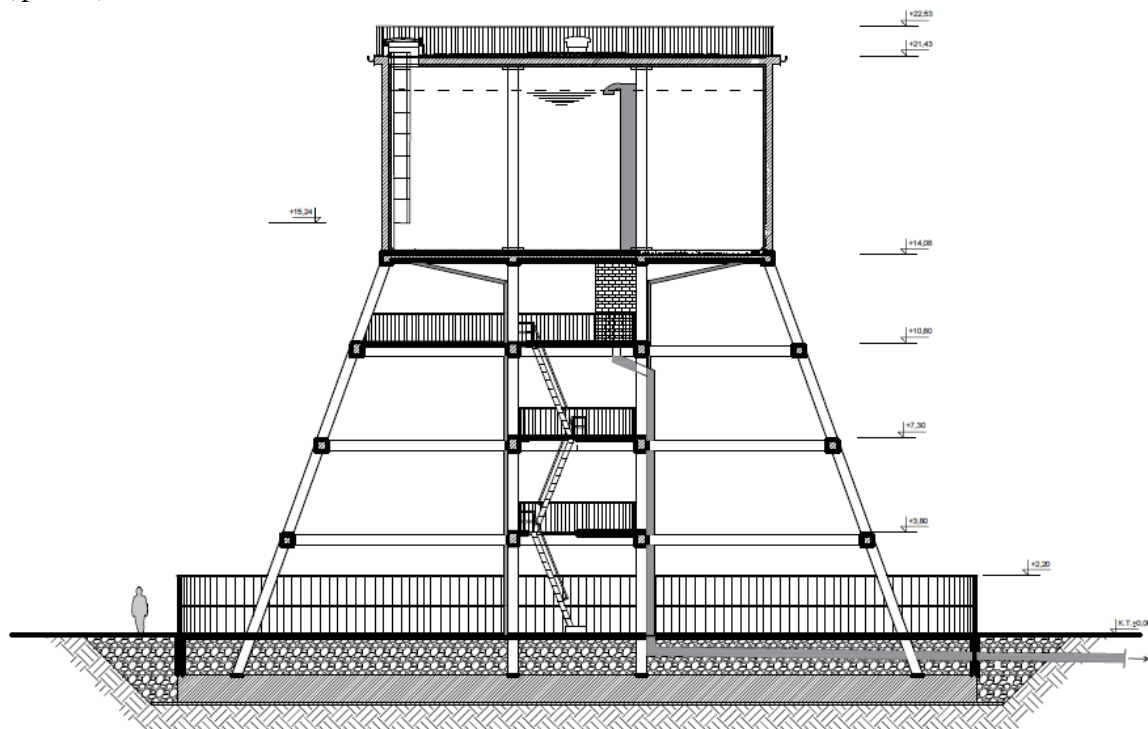
СЪЩНОСТ ПО ОТНОШЕНИЕ НА СЪОРЪЖЕНИЯТА

Водните кули или т.нар. „повдигнати резервоари“ (съгл. БДС EN 1998-4) за вода се изграждат в случаите, когато липсва достатъчна височина за постигане на необходимия свободен напор в най-неблагоприятната точка на нуждаещия се обект [1]. Съоръженията осъществяват регулиране на напора във водоснабдителните системи и захранват населени места и/или обекти (от промишлеността, транспорта и др.) с вода за питейни и/или промишлени нужди, именно чрез съхраняване и повишаване на напорите. Водните кули изпълняват същите функции като приземните (подземни или наземни) напорни резервоари: цилиндрични, призматични с правоъгълно или квадратно напречни сечения и компилации (съчетания) от тях в клетъчни структури.

АРХИТЕКТУРНО РЕШЕНИЕ

Обектът на изследването се намира в гр. Нова Загора (България). Полезният обем на резервоара до кота най-високо (максимално) стационарно водно ниво е 912 m^3 , предвиден за съхранение на питейна вода за нуждите на града.

Конструкцията се изпълнява с видим бетон. На к.+10,80 m е обособено т.нар. „Сухо помпено помещение“, в което са разположени системите за регулиране на водния обем на резервоара от: помпи, филтри, ел. табло и др. обслужващи инсталации. Съоръжението разполага с ревизионен отвор и отдушник. Комуникациите за: експлоатация, ревизия и поддръжка (и монтаж), се осъществяват със стоманени стълби. Предвидени са предпазни стоманени решетъчни парапети на: терена, нивата (по височина) и покрива на резервоара – с определени височини. Също така са предвидени и проектирани хидроизолации, със съответните им изравнителни и предпазни пластове. Водоотвеждането на покривната плоча над цилиндричния воден резервоар е външно (фиг. 1).



Фиг. 1. Частичен вертикален разрез през съоръжението

По време на строителството между вътрешните и външни страници на кофража се изпълняват противофилтрационни съединения. Ако е необходимо (по преценка на проектанта) се вграждат water-stop ленти при технологичните прекъсвания.

КОНСТРУКТИВНО РЕШЕНИЕ И АНАЛИЗИ

1. Конструктивни елементи

Конструктивната структура на стената на резервоара е черупкова (цилиндър с дънна и покривна плочи, подпрени на опорни пръстени), конструктивната система е скелетна (за опорната конструкция – пространствена рамка, поддържаща резервоара) - тип „обърнато махало“ (съгл. БДС EN 1998-1), а конструктивната схема на колоните (които в резервоара са с капители – долен и горен) е точкова.

Цялата конструкция (всички конструктивни елементи) е изпълнена от монолитен стоманобетон (при използвани: бетон с клас по якост на натиск С30/37 по БДС EN 206:2013+A1:2016/NA:2017 и армировъчна стомана с клас В500В по БДС 9252:2007, подложен бетон клас С12/15 – при фундаването). Задължителното при подобен тип хидротехнически съоръжения е използването на водопълтен бетон и осигуряване бетонните покрития на армировките, с цел: пукнатиноустойчивост и недопускане на корозия. Фундаментът представлява кръгла фундаментна плоча с дебелина 100 cm и диаметър 29,60 m. Опорната конструкция на съоръжението е рамкова, съставена от колони с кръгло напречно сечение (диаметър $D=40$ cm) и ригели с квадратно напречно сечение (размери – широчина/височина: 40/40 cm). Дъното на водния резервоар представлява кръгла плоча с дебелина 25 cm, подпряна върху опорната рамкова конструкция, а външната ограждаща (носеца) стена на самия резервоар е с дебелина също 25 cm (диаметър 14,25 m). Връзката „цилиндрична стена – покрив“ се осъществява чрез опорен пръстен със сложна геометрия на напречното сечение (габаритни размери: $b/h = 30/50$ cm. Плоският покрив на резервоара е кръгла плоча с дебелина 20 cm.

Фундирането се извършва в пласт – глина с пясъчни лещи, с условно изчислително почвено съпротивление $q_{R0}=260$ kPa, съгласно инженерно-геоложко задание.

2. Компютърен анализ

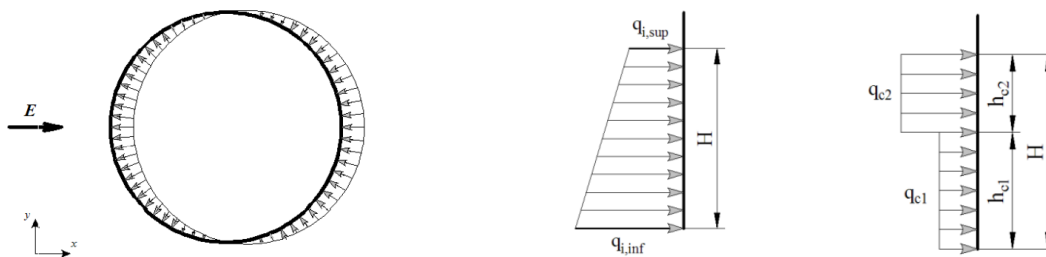
За проведеното статико-динамичното изследване на конструкцията е използван специализирания софтуер Tower 6 (базиран на работа по Метода на крайните елементи). Съставен е пространствен изчислителен модел (3D) с реални размери на елементите, съгласно кофражните планове и със съответните характеристики на материалите [1], [2].

2.1. Въздействия

Програмно се отчитат въздействията от собствено тегло на конструктивните елементи (на база геометрия и въведено обемно тегло на материала). Постоянните (от настилките и огражденията) и променливи въздействия (от обслужващи и ревизионно-ремонтни дейности), включително и сняг, се въвеждат като външни товари. Същото се отнася за хидростатичния натиск по стена и дъно.

По време на земетръс, водата няма поведение на твърдо тяло, а се разделя на две хидродинамични съставящи: импулсивна и конвективна части. Импулсивната (пасивна) компонента е част от течността, близо до дъното, която се движи заедно с деформируемата стена на резервоара и трепти със собствени честоти, съвпадащи с тези на конструкцията на резервоара. Конвективна (активна) компонента е част от течността близо до повърхността, която се движи свободно и предизвиква образуването на хидродинамични вълни с плискане – Sloshing-ефект. Собствените ѝ честоти на трептене са различни от тези на конструкцията на резервоара.

В анализа се работи с т.нар. „еквивалентни“ (импулсивни – \dot{u} и конвективни – \underline{c}) въздействия по височина на стената (фиг. 2).



Фиг. 2. Разпределение на наляганията (в разрез и по височина)

Тези въздействия, са въведени като „повърхнинни“ (табл. 1), предвид опциите на софтуера:

Табл. 1. Импулсивни и конвективни въздействия, съгласно [1]

$H \equiv H_w, [m]$	1	2	3	4	5	5,95
$q_{i,inf}, [kN/m^2]$	57,47	28,74	27,93	27,54	27,04	25,23
$q_{i,sup}, [kN/m^2]$	14,37	7,18	6,98	7,21	7,27	7,76
$q_{c1}, [kN/m^2]$	17,29	16,14	12,79	9,88	7,38	5,71
$q_{c2}, [kN/m^2]$	18,81	17,56	14,81	12,20	9,17	8,33

Височината на образувалата се хидродинамична вълна при първа конвективна форма на трептене на водата, е получена съгласно БДС EN 1998-4: $d_{max}^{H=5,95m} = f(T_{lc} = 4,08s) \approx 0,35m < 0,88m$. Стойността е по-малка от предвиденото разстояние между стационарното (максимално) водно ниво на напълване на съоръжението ($H=5,95m$) и покривната конструкция (с включена дебелина на изолационните слоеве). Това е предпоставка за свободно вълнообразуване и липса на съприкосновение на флуида с покрива при сеизмично въздействие [3].

Колоните в резервоара, са конструирани в схема, различна от концентричната окръжност. Радиусът на една колона $r = 0,40m$ е по-голям от $0,07.R_{min} = 0,17m$, което изисква прилагане на допълнително хидродинамично въздействие (в хоризонтална посока) от земетръс върху вътрешните колони в резервоара [4]. Стойността му е

приета: $p_w(h) \Big|_{h=H_w}^h = \gamma \cdot h \cdot \left(1 + \frac{a_g}{g}\right)$. Хидростатичният натиск е въведен отделно.

Въздействията от вятър пулсират с времето и действат непосредствено като налягания върху външните повърхности на кулата. Освен това, когато големи участъци от конструкцията се обтичат от вятъра, действащите тангенциално към повърхността сили на триене, е вероятно да станат значителни като големини и стойности. Ветровото въздействие се представя чрез опростена група налягания (или сили), чиито ефекти са еквивалентни на екстремните ефекти от турбулентен вятър. Това са променливи фиксирани въздействия, действащи като сили - перпендикулярни на повърхността на конструкцията или на отделни нейни елементи.

За изследвания обект, в даденото населено място, базовата стойност на ветровото налягане и базовата скорост на вятъра са: $q_{b,0} = 0,8kN/m^2$, $v_{b,0} = 35,8m/s$. В табл. 2 са показани систематизираните стойности на въздействието, за определени коти от конструкцията, при определен градус. Въздействията са въведени с помощта на опцията „Вълшебник“ на програма Tower 6, при извършени допълнителни изчисления и настройки за оптимизиране [5].

Табл. 2. Разпределение на ветровото въздействие по височина и в план, съгласно [1]

z, [m]	$w_e, [kN/m^2]$						
	0°	45°	75°	90°	105°	135°	180°
2	0,543	-0,329	-0,988	-1,147	-0,407	-0,407	-0,407
3,5	1,379	-0,842	-2,511	-2,911	-1,035	-1,035	-1,035
7	1,705	-1,040	-3,104	-3,598	-1,279	-1,279	-1,279
10,5	1,909	-1,164	-3,474	-4,028	-1,432	-1,432	-1,432
14	2,063	-1,259	-3,755	-4,354	-1,548	-1,548	-1,548
19	2,222	-1,355	-4,044	-4,688	-1,666	-1,666	-1,666
21,43	2,274	-1,387	-4,139	-4,789	-1,706	-1,706	-1,706

2.2. Модален анализ

За да бъде отчетена гъвкавостта на конструкцията, предвид това, че съоръжението е конструирано от сложно съчетани различни форми – черупкова за цилиндъра (кух) за резервоара и опорната конструкция е пространствена рамка върху обща фундаментна плоча, следва включването само на собственото тегло (и постоянните въздействия) – със 100 %-но участие на конструктивните елементи и въздействията за формиране на модални маси. Съхраняваният флуид (в случая - вода) е продукт с изразен променлив характер (има текучество в обемите, заради режимите на използване), затова не е отчитано допълнително влияние от него в този анализ. Полученият период на трептене за първа форма на конструкцията е $T_1=1,3903s$. Включени в анализа са 68 броя изследвани форми.

2.3. Сеизмичен спектрален анализ (линеен)

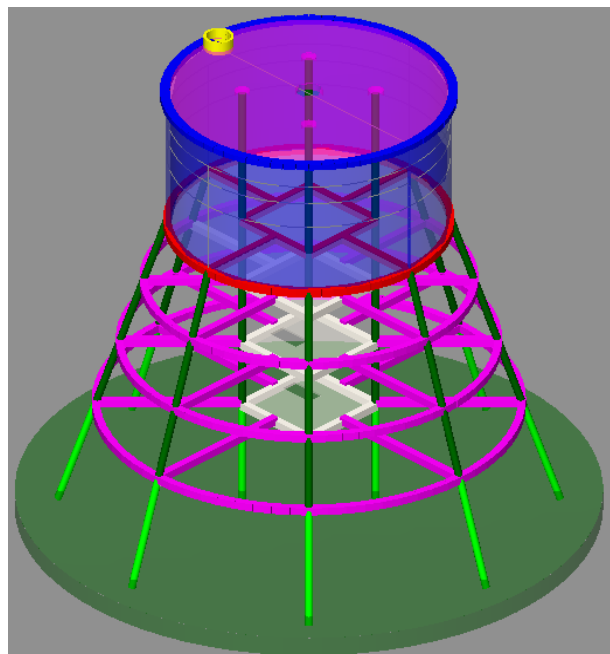
Районът, в който се проектира съоръжението, е с референтно ускорение $a_{gR}=0,15.g$. Изследваният обект е в област, извън Североизточна България, затова влиянието на Вранча (респективно Спектър Вид 3) не се отчита. Работи се само със Спектър Вид 1 (характерен за цялата територия на страната).

На фиг. 3 е показана 3D-визуализация на модела на изследваното съоръжение. Ясно личат т.нар. „Съвкупности“ (програмата ги показва в различен цвят) за колоните на първото ниво, които са с намалени коравини (моделирани като „критична зона“, част от рамкова конструкция) [1].

Почвата е тип D (съгласно БДС EN 1998-1), с Винклерови константи за статични и сеизмични въздействия:

$$\begin{cases} k_w^{\text{static loads}} = 20000 \text{ kPa} / \text{m}^3 \\ k_w^{\text{seismic loads}} = 60000 \text{ kPa} / \text{m}^3 \end{cases}$$

Приети са коефициенти на: значимост на съоръжението $\gamma_I=1$ (макар, че може и по-висок, предвид функционалността му) и на поведение $q=1,5$ („обърнато махало“, ниво на дуктилност DCM).



Фиг. 3. Пространствен изчислителен модел в среда на програмния продукт Tower

За решенията са взети предвид хоризонталните и вертикална компоненти на сеизмичното въздействие, защото е налице товар, концентриран във височина [6]. Това е отчетено чрез използване на различни спектрални криви.

Проведеният сеизмичен анализ е линеен, с използване на спектрална крива в зависимост от типа почва и референтното ускорение. Чрез коефициента на поведение еластичният спектър се преобразува в изчислителен (за конструкцията), при затихване $\xi = 5\%$ от критичното: $S_d(T) = \frac{S_e(T)}{q}$ (при приемане на повреди).

В изчислителните (както и квази-статични) и сеизмични комбинации, въздействието от вода се комбинира като компонент с останалите въздействия, чрез коефициентите за въздействие и съчетание.

2.4. Резултати и приети армировки [2]

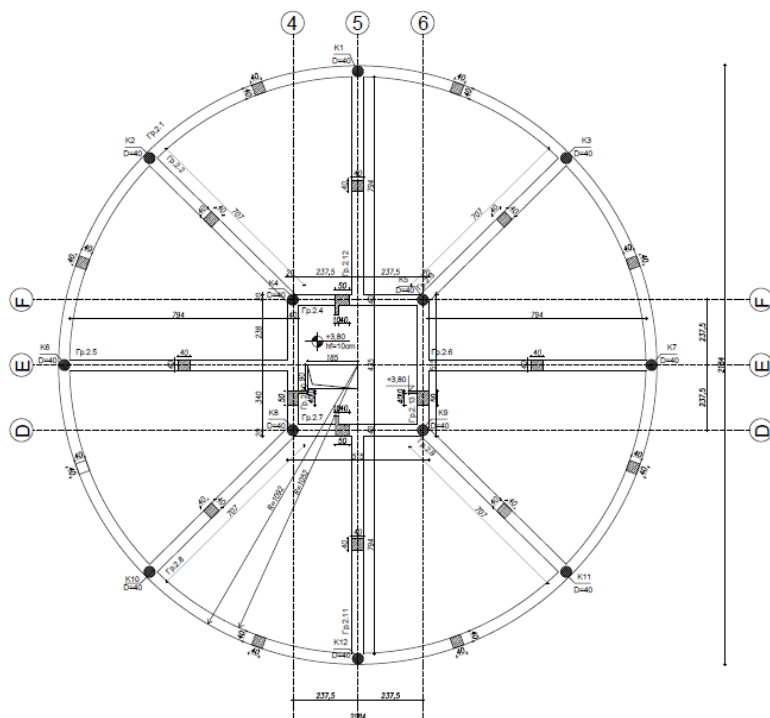
Максимална нормална сила $N=1770 \text{ kN}$ е получена за колона K7 (крайна – съгласно фиг. 4), с огъващи моменти в двете посоки $M_x=132,04 \text{ kN.m}$ и $M_y=261,93 \text{ kN.m}$. При изследване на нецентричен натиск е получена армировка 8N14 и стремена N10/20 (10) cm.

Вътрешните колони в съда са „естествено“ продължение на тези от пространствената рамка. При проверка е установено, че потопените във вода колони не са „къси“ и напречната им армировка (стремена) може да има зони на разреждане в средите на конструктивните елементи.

За ригел 2.4. като за гредови елемент (фиг.4) са получени следните разрезни усилия (огъващи моменти в двете посоки и срязваща сила), като стойности от меродавната комбинация за изчисляване на носещите армировки:

$$\begin{cases} M_x^{(+)} = 15,21 \text{ kN.m} \\ M_y^{(+)} = 350,88 \text{ kN.m} \\ M_x^{(-)} = 6,17 \text{ kN.m} \\ M_y^{(-)} = 350,39 \text{ kN.m} \end{cases};$$

$V = 250,10 \text{ kN}$. От анализа на огъване и срязване, са получени: долна и горна армировки 6N22 и четири-срязни стремена N8/15 cm.



Фиг. 4. Котражен план на к. + 3,80 m (фрагмент)

Усилията в горния опорен пръстен са: $M=5,71 \text{ kN.m}$ и $N=72,17 \text{ kN}$. Получени са конструктивни армировки (изчислени за нецентричен опън с малък ексцентрицитет: долна и горна – 3N12) и стремена N8/15 cm.

За подобен тип конструкции се проверява т.нар. „строително-монтажно състояние“, при което се моделира конструкцията без покривна плоча и съответно без горен опорен пръстен. Целта на това товарно състояние е да се установят екстремните стойности на пръстенните усилия (по ULS), в процес на изграждане на кулата. Съдът е

празен, налице са: собственото тегло, вятърът и земетръсът. Също така се прави проверка на преобръщане, заради намалените задържащи сили. В случая – проверките не са меродавни.

Цилиндричната стена на резервоара, получава максимално пръстенно усилие между височини: $h=0\div 5\text{ m} \rightarrow N_x=468,70\text{ kN/m}$; при $h=5\div 6\text{ m} \rightarrow N_x=192,21\text{ kN/m}$; при $h=6\div 7\text{ m} \rightarrow N_x=142,45\text{ kN/m}$. От анализ на „чист“ опън (за съответната дължина), са получени съответно пръстеновидните армировки: N12/20 cm (за max N_x) и N10/20 cm – за останалите зони. При разрезни усилия: $M_y=237,95\text{ kN.m/m}$ и $N_y=115,82\text{ kN/m}$, меридианната армировка (от анализ за нецентричен натиск със симетрично армиране) е получена N28/10 cm.

За плочите по нивата е приета армировка 5N10/m, а за фундаментната плоча – 5N22/m (с монтажни столчета – 4N12/m², служещи и за поемане на усукващи моменти), както и огънати пръти по min 2N16 за двете посоки под формата на „кобилицы“-обърнати под колоните (заради дебелината на плочата), за осигуряване срещу продънване. Препоръчва се конструирането на дюбело-подобни армировъчни изделия, симетрично аранжирани в концентрични окръжности в областите на вертикалните елементи. За армиране на капителите (D=80 cm) и обрамчване на отворите е приета N12/20 cm, както и N8/15 cm за стремена и свързваща армировки.

При извършените проверки по SLS е установено, че колоните и ригелите получават по-малки от максимално допустимите еласто-пластични премествания – с отчитане на реологичните свойства на материалите ($\delta_{lim} \equiv d_{lim} = \ell / 250$) при квази-постоянна и сеизмична комбинации: $d_{max,column} = 1,2\text{ cm}$; $d_{max,beam} = 0,8\text{ cm}$. Напреженията под основната плоскост на фундамента и слягането, получени като стойности от „обвивни“ комбинации на въздействията, са удовлетворени като проверки: $\sigma_{mt} = 240,50\text{ kPa} < q_{R_0}$, $s_{max} = 2\text{ cm} < s_{lim} = 10\text{ cm}$.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Показаното съоръжение представлява интересен обект за изследване, предвид: сложността – като архитектурно-конструктивна идея, значимостта и функциите му.

От представената статия, става ясно, че конструктивните елементи са с правилно приета геометрия, осигуряваща необходимата им дуктилност и коравина. Проверките по ULS и SLS са изпълнени.

Не трябва да се отхвърля приложението на стоманобетонните водни кули в съвременен план, предвид дълговечността на стоманобетона. Напоследък проблемите с режимите и недостига на вода в системите, могат да бъдат значително намалени с изграждането и включването в работа на подобен тип строителни съоръжения.

ЛИТЕРАТУРА:

- [1] Георгиев Г., Цветков Ст., Ръководство за проектиране на специални стоманобетонни конструкции, част Втора: Сеизмични анализи на съоръженията, ВСУ, С., 2016
- [2] Георгиев Г., Цветков Ст., Ръководство за проектиране на специални стоманобетонни конструкции, част Първа, глава Втора: Проектиране на резервоари (Подготовка на курсов проект), ВСУ, С., 2014
- [3] Цветков Ст., Антисеизмично осигуряване на специални стоманобетонни конструкции“, дисертационен труд за придобиване на ОНС „Доктор“, ВСУ „Л. Каравелов“-София, 2018

- [4] Русев Св., Ръководство за проектиране на стоманени вертикални цилиндрични резервоари, ИЦ „Строителство и архитектура“, София, 1988
- [5] Цветков Ст., Стефанов Д., Проектиране на стоманобетонни водни кули съгласно НПССЗР-2012 и Еврокодовете, VII Международна научна конференция “Архитектура, Строителство – Съвременност” 28 – 30 май 2015 г. Варна, България, стр. 314-322
- [6] Георгиев Г., Цветков Ст., Сравнителен анализ при изследване за хоризонтална и вертикална компоненти на сеизмичното въздействие при стоманобетонни водни кули, XV Международна научна конференция ВСУ’2015-4-5 юни, С., 2015, том II, стр. 233-238
- [7] Бранков Г., Масивни конструкции, изд. Техника, С., 1978
- [8] Jay J. Patel, Chirag N. Patel, H. S. Patel, Seismic Performance of RC Elevated Water Tank State of Art Literature Review, NCIET 2014 SRPEC
- [9] Prasaad Dhumal, S.R. Suryawanshi, A Study of Effect of Baffle Wall on Dynamic Response of Elevated Water Tank using Ansys 16 (<https://issuu.com/ijirst/docs/ijirstv3i1011>)

MODELING AND CONSTRUCTION OF R.C. WATER TOWER

Stanislav Tsvetkov, Nikolay Nedelchev
st.cvetkov@vsu.bg

*University of Structural Engineering and Architecture (VSU) “Lyuben Karavelov”
Department “Building Structures”
1373 Sofia 175 Suhodolska, str.
BULGARIA*

Key words: *water tower, cylindrical water storage tank, support frame construction*

Abstract: *From an architectural point of view, the structure in report has an openwork supporting structure, creating a view behind it. From a structural point of view, lifting masses in height creates great inertial forces during seismic impact. From a technological point of view, construction is difficult to perform, given the various structural elements of which it is composed.*

On circular foundation plate is a spatial system of external columns - 8 on the periphery (inclined in height and reaching the lower support ring of the tank) and 4 internal strictly vertical (passing through the interior of the cylindrical water tank). Between the four vertical columns at each level are constructed floor plates to which connect the columns at the given level and connecting with the internal columns (connections between the individual columns). The water storage tank itself is a hollow cylinder, inside which the 4 columns are constructed with lower and upper circular capitals.

The roof of the tank is a circular slab with a support upper ring. There are openings on the roof - vent and revision. The water tower communication relations is designed with steel ladders. At the level below the tank, a " section for the pumps" is designed.

The types of analyzes in a specialized software Tower (by FEM) environment are discussed separately.

It is important to note that both the obtained reinforcements bars and the stress and strain checks are satisfied. This is a prerequisite for the conclusion that such types of constructions do not neglected and in the modern aspect can actually perform their functions, given the crisis modes of water in the settlements.