



---

## **МОДЕЛИРАНЕ И КОНСТРУИРАНЕ НА СТОМАНОБЕТОННА ВОДОНАПОРНА КОЛОНА**

**Станислав Цветков, Мая Делчева**  
[st.cvetkov@vsu.bg](mailto:st.cvetkov@vsu.bg)

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

**Ключови думи:** водонапорна колона (изцяло пълен вертикален резервоар без опорна носеща конструкция), хидродинамични маси, Tower 7

**Резюме:** Водонапорната колона представлява вертикален цилиндричен резервоар за съхранение на вода. Разгледаното в статията съоръжение е от стоманобетон. Конструкцията е стенна.

Обемът в съоръжението се разделя на: регулиращ и аварияен запаси. При нормален режим на експлоатация се използва само горната част от обема (т.нар. „регулиращ“), който има височина, необходима за осъществяването на свободния напор във водопроводната мрежа. В долната част се съхранява т.нар. „аварияен запас“. При аварияен режим на работа на водопровода, се допуска значително понижаване на напора в инсталацията. В металургичните заводи, например, в аварияен режим е необходимо обезпечаване подаването на вода към най-отговорните охлаждащи съоръжения, като се допуска значително понижаване на напора, в сравнение с изискванията за нормална експлоатация.

Интерес при това съоръжение представляват допълнителните хидродинамични маси от сеизмичното действие на флуида. Освен импулсивната и конвективна маси, се начислява и т.нар. динамична или маса, отчитаща гъвкавостта на конструкцията. Работи се с „трансформирани“ (еквивалентни) въздействия от тези маси.

Представени са основни резултати за носещите армировки и проверки, чрез извършените компютърни анализи. Представена е предложена от автора проверка за определяне на т.нар. „фусови“ носещи пръти от армировъчния скелет на меридианната армировка, поемащи преобръщащия момент от хидродинамичното действие на водата. В крайна сметка, се оказва, че съоръжението се конструира икономично. Такъв тип съоръжения са подходящи не само за промишлени нужди.

### **СЪЩНОСТ**

За разлика от водните кули (които представляват съчетание от поддържаща конструкция: пространствена рамкова или стенна, с качен във височина резервоар), водонапорните колони представляват конструкция, при която се използва целият

затворен от ограждащата носеща конструкция обем. Това води до значителна икономия, именно от липсата на конструиране на опорна конструкция.

В рамките на настоящото изложение се разглеждат проблемите по проектиране на (високи) водонапорни колони, като съоръжения – част от системите за охлаждане на високотемпературните машини в промишлените предприятия. Съоръженията от типа “Standpipe” (в превод: „изправена тръба“ или „хидрант“) са актуални в световен мащаб, същите са с височини приблизително до 60 m над терена (за масово строителство), изградени за водорегулиращи и противопожарни нужди [6].

## ТЕМА НА ИЗСЛЕДВАНЕТО

В настоящата статия е разгледана стоманобетонна водонапорна колона (нар. по долу „кула“), осигуряваща аварийен запас при аварийен режим на производствено предприятие (фиг. 1). Такъв вид съоръжения са особено подходящи за приложение в технологичното водоснабдяване на металургичните заводи. При настъпване на аварийен режим, е необходимо да се обезпечи подаването на вода към най-отговорните охлаждащи съоръжения и системи, при което се допуска значително понижаване на напора, в сравнение с изискванията на условията при нормална експлоатация [3].

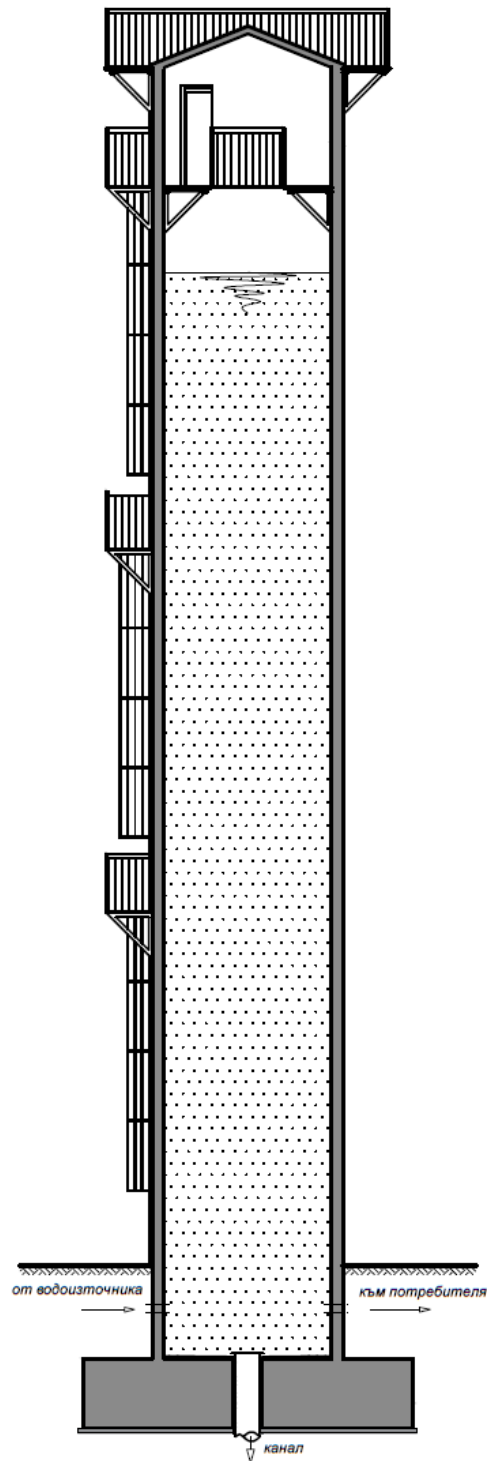


**Фиг. 1. Примерно ситуиране на водонапорна колона в рамките на предприятие**

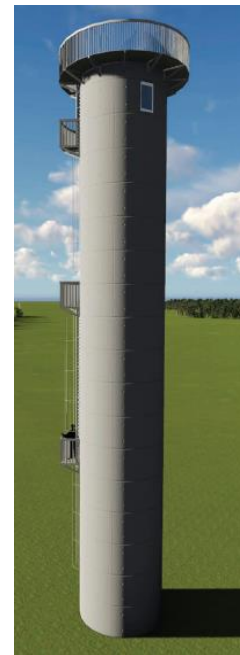
*Забележка:* Представената визуализация е монтажна скица, целяща изясняване експозицията и пропорциите на проектирания обект, в рамките на действителен. Изображението на завод „Стомана Индъстри“ АД гр. Перник е само фоново (без тенденциозни действия!). Предвид разработвана дипломна работа на подобна тематика при местоположение в същия град, е избран именно този реално действащ завод. Снимката е от адрес: <http://www.stomana.bg/online/home.aspx?langid=1&code=home>

## АРХИТЕКТУРНО-ТЕХНОЛОГИЧНА КОМПОЗИЦИЯ

Кулата се проектира в гр. Перник (България). Конструктивната структура на водонапорната колона е черупкова. Конструктивната система е безскелетна, тип „стенна“. Изпълнява се от монолитен стоманобетон. Височината на водния стълб при стационарно водно ниво е  $H_{\text{water}} = 23 \text{ m}$ . Цилиндричната стена (външна, ограждаща) е с външен диаметър 4,10 m и вътрешен – 3,60 m, при дебелина на стената - 25 cm. В стената е предвиден отвор за ВиК инсталации – 2 x 2 отвори  $\phi 200 \text{ mm}$  за водоприемник. Коничният покрив на резервоара е кръгъл с дебелина 15 cm и стрелка  $f=70 \text{ cm}$ . Връзката „пръстен – коничен покрив“ е усилена чрез скрит опорен пръстен с размери на напречното сечение –  $b/h=25/40 \text{ cm}$ . Фундаментът представлява кръгла фундаментна плоча с дебелина 150 cm и диаметър 7,10 m. През средата на фундамента е конструиран канализационен отвор  $\phi 600 \text{ mm}$ , оформящ плочата като „пръстеновиден фундамент“. При съоръжения за промишлени нужди не са необходими отдушници, страничните прозорци са достатъчни за аерация (фиг. 2). Обслужването на съоръжението за ревизия и ремонтни дейности се извършва със специално конструирана стоманена стълба, с предпазен кош и площадки. Предвидени са предпазни стоманени решетъчни парапети на: терена, нивата (по височина) и покрива на кулата – с определени височини (фиг. 3). Също така са предвидени и проектирани хидроизолации, със съответните им изравнителни и предпазни пластове. Водоотвеждането на покрива е външно.



Фиг. 2. Вертикален разрез



Фиг. 3. Пространствени изображения

Обемът вода в резервоара  $V = \pi \cdot R_w^2 \cdot H_w$ , е разделен на два обема:  $V_{\text{регулиращ}}$  и  $V_{\text{аварийн}}$ . Височините за тях са съответно:  $h_{\text{регулираща}} = \frac{1}{5} \cdot H_w$  и  $h_{\text{аварийна}} = \frac{4}{5} \cdot H_w$  [3]

Табл. 1. Обеми и височини

|   |   |   |  |
|---|---|---|--|
| $V = V_{\text{регулиращ}} + V_{\text{аварийн}} = 234 \text{ m}^3$ | $V_{\text{регулиращ}} = 47 \text{ m}^3$ | $h_{\text{регулираща}} = 4,6 \text{ m}$ | $H_w = h_{\text{регулираща}} + h_{\text{аварийна}} = 23 \text{ m}$ |
|   | $V_{\text{аварийн}} = 187 \text{ m}^3$  | $h_{\text{аварийна}} = 18,4 \text{ m}$  |  |

## КОНСТРУКТИВНО РЕШЕНИЕ (МОДЕЛИРАНЕ И АНАЛИЗИ)

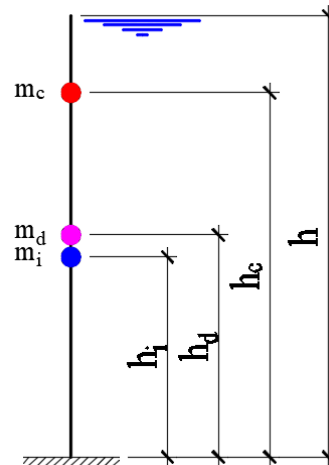
Цялата конструкция (всички конструктивни елементи) се изпълнява от монолитен стоманобетон (при използвани материали: бетон с клас по якост на натиск С25/30 по БДС EN 206:2013+A1:2016/NA:2017 и армировъчна стомана с клас В500В по БДС 9252:2007, подложен бетон при фундирането - клас С12/15). Задължителното при подобен тип хидротехнически съоръжения е използването на водопълтен бетон и осигуряване бетонните покрития на армировките, с цел: пукнатиноустойчивост и недопускане на корозия.

За статико-динамичното изследване на конструкцията е използван специализиран софтуер Tower 7 (работа по МКЕ). Съставен е пространствен изчислителен модел (3D) с реални размери на елементите, съгласно кофражните планове и със съответните характеристики на материалите [1], [2].

Програмно се отчитат въздействията от собствено тегло на конструктивните елементи (на база геометрия и въведено обемно тегло на материала). Постоянните (от настилките и площадки) и променливи (от обслужващи и ревизионно-ремонтни дейности, и сняг) въздействия, се въвеждат като външни товари. Същото се отнася за хидростатичния натиск по стената и дъното. Хидродинамичните въздействия се определят съгласно показаната по-надолу процедура, съгласно: [4]; табл. 2 и табл. 3; фиг. 4 и фиг. 5; ф-ла 1 и ф-ла 2:

Табл. 2. Стойности на величините за пълен резервоар

|                          |                         |
|--------------------------|-------------------------|
| $m_c = 36,97 \text{ t}$  | $h_c = 18,98 \text{ m}$ |
| $m_d = 98,05 \text{ t}$  | $h_d = 11,50 \text{ m}$ |
| $m_i = 197,03 \text{ t}$ | $h_i = 10,42 \text{ m}$ |



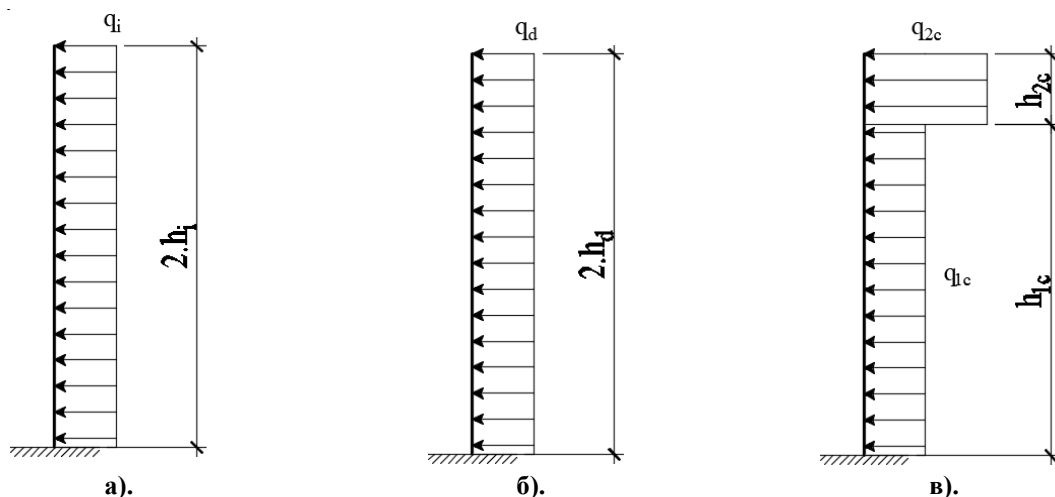
Фиг. 4. Изчислителен механо-математичен модел с динамични маси и височини на прилагане

Условия за получаване на еквивалентните въздействия, приложени по периметъра на стената:

$$(1) \text{ Ако: } 2 \cdot h_j \leq (h \equiv H_w) \Rightarrow q_j = \frac{m_j \cdot g}{2 \cdot h_j \cdot \pi \cdot D_w}, [\text{kN} / \text{m}^2]$$

$$(2) \text{ Ако: } 2 \cdot h_j > (h \equiv H_w) \Rightarrow \begin{cases} q_{j,1} = \frac{\frac{m_j}{2} \cdot g}{(h_{j,1} \equiv h_j) \cdot \pi \cdot D_w}, [\text{kN} / \text{m}^2] \\ q_{j,2} = \frac{\frac{m_j}{2} \cdot g}{[h_{j,2} = (h - h_{j,1})] \cdot \pi \cdot D_w}, [\text{kN} / \text{m}^2] \end{cases}$$

където  $h_j$  и  $m_j$  са съответно: височината на прилагане и масата, за която се изчислява.



Фиг. 5. Хидродинамични еквивалентни въздействия от водата (приложени по периметъра) от: а). импулсивна маса; б). динамична (flexible) маса; в). конвективна маса

Табл. 3. Стойности на хидродинамичните въздействия за пълен резервоар

|                                |                                    |
|--------------------------------|------------------------------------|
| $q_{c2} = 3,99 \text{ kN/m}^2$ | $h_{c2} = 4,02 \text{ m}$          |
| $q_{c1} = 0,85 \text{ kN/m}^2$ | $h_{c1} = 18,98 \text{ m}$         |
| $q_d = 3,70 \text{ kN/m}^2$    | $2 \cdot h_d \approx 23 \text{ m}$ |
| $q_i = 8,21 \text{ kN/m}^2$    | $2 \cdot h_i = 20,84 \text{ m}$    |

Въздействията от хидродинамичен натиск се комбинират с тези от хидростатичен. За конструкцията се разглеждат следните състояния:

| <i>празен резервоар</i>   | <i>1/2 пълен (наполовина) пълен резервоар</i>  | <i>пълен резервоар</i>   |
|---|--|--|
| Състоянието е строително, нетипично за експлоатационната дейност на съоръжението. При 72-часови водни проби се проверява пукнатиноустойчивостта на стената. Допуска се опън във фундамента при основна комбинация на въздействията. | Състоянието е аварийно! Целта му е проверка на определени сечения по височина на стената, за необходимост от усилен области в пръстеновидно направление. | При изправност на нивомерната и водопроводна системи, съоръжението трябва да работи в това състояние! Не се допускат опънни напрежения под основната плоскост на фундамента (за всички комбинации на въздействията)! |

Установено е, че въздействията от вятър пулсират с времето (те са променливи като характер) и действат непосредствено като налягания върху външните повърхности на кулата. Освен това, когато големи участъци от конструкцията се обтичат от вятъра (особено в случая за изследвания обект е налице циркулация на потоците, заради формата на конструкцията), 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:  $q_{b,0} = 0,38 \text{ kN/m}^2$  и  $v_{b,0} = 24,7 \text{ m/s}$  [2]. Въздействията са въведени с помощта на опцията „Вълшебник“ на програма Tower, чрез табл. 4:

Табл. 4. Апроксимация за въвеждане на ветровото въздействие – в програмен продукт

| $\Delta h_i, [m]$ | $\Delta q_w = C_e \cdot q_b, [kN/m^2]$ | $K^*$ | $\Delta k^*$ |
|-------------------|--|-------|--------------|
| 2                 | 0,57                                   |       |              |
| 5                 | 0,608                                  | 0,038 |              |
| 10                | 0,874                                  | 0,304 | 0,266        |
| 15                | 0,988                                  | 0,418 | 0,114        |
| 20                | 1,064                                  | 0,494 | 0,076        |
| 25                | 1,140                                  | 0,570 | 0,076        |
| 25,82             | 1,178                                  | 0,608 | 0,038        |
| 26,62             | 1,216                                  | 0,646 | 0,038        |

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). Почвата, в която се фундамира, е пясъчлива глина – тип С (съгласно БДС EN 1998-1), с условно изчислително почвено съпротивление  $q_{R0}=260$  kPa и Винклерови константи (съгласно геоложкия

профил):  $k_w^{static\ loads} = 20000\text{ kPa/m'}$   
 $k_w^{seismic\ loads} = 60000\text{ kPa/m'}$

Приети са коефициенти на: значимост на съоръжението  $\gamma_I=1$  (макар, че може и по-висок, предвид функционалността му и ако се използва и за питейни нужди, например) и на поведение  $q=1,5$  (за ниво на дуктилност DCM). Не е приет коефициент на поведение равен на 1, тъй като конструкцията е надземна и с развита част във височина. За „критична зона“ (област за образуване на пластична става) се оказва, че диаметърът на стената не е меродавен като стойност, затова се избира:

$h^* = \left( \frac{1}{2,5} \div \frac{1}{3} \right) \cdot H_{wall} = 11,25\text{ m}$  - за специално детайлирана височина (чрез сгъстени

меридианна и пръстеновидна армировки), предвид определено нелинейно поведение и развитие на пластични деформации. Доказан е коефициентът на дуктилност по кривина  $\mu_\phi$  [2]. Изследвани са 30 бр. форми на собствени трептения. Стойността на периода на собствени трептения на конструкцията  $T_1 = 0,70\text{ s}$ . За решенията са взети предвид хоризонталната и вертикална компоненти на сеизмичното въздействие (чрез използване на съответните спектрални криви). 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.

## РЕЗУЛТАТИ И ПРОВЕРКИ

Напреженията (средни и максимални, от статични и сеизмични въздействия) под основната плоскост на фундамента са получени, както следва:

$\sigma_{m,static\ loads} = 193,74\text{ kN/m}^2 < q_{R0} = 260\text{ kN/m}^2$   
 $\sigma_{max,seismic\ loads} = 367,34\text{ kN/m}^2 < 4 \cdot q_{R0} = 1040\text{ kN/m}^2$ . Проверките са удовлетворени,

което гарантира недопускането на прекомерни слягания и разрушаване на земната основа под конструкцията. Слягането е получено като стойност  $s_{max} = 1,16\text{ cm} < s_{lim} = 10\text{ cm}$  (зависи от вида на съоръжението – в случая: кула върху фундаментна плоча и гарантира на конструкцията: нормалната ѝ експлоатация).

Усилията, получени на база комбинации от статичен и сеизмичен анализи са сравнително малки, но напълно адекватни и приемливи като стойности за разглежданото съоръжение, като вид строителна конструкция.

Анализираните армировки са приети съгласно конструктивни изисквания и изчислителни процедури, предвид напрегнатото състояние на отделните елементи, съставляващи носещата конструкция. В табл. 5 са представени приетите носещи армировки, систематизирани по решения - от фундамент до покрив.

Табл. 5. Обобщени резултати

| конструктивен елемент             | носеца армировка   |
|-----------------------------------|--|
| коничен купол (покрив)            | N10/20 cm – меридианна и пръстеновидна   |
| опорен пръстен (скрит) за покрива | 2N12 – долна, средна и горна + N8/20 cm - стремена   |
| цилиндрична стена                 | N14/10 cm – меридианна и пръстеновидна – в критична зона<br>N12/20 cm – меридианна и пръстеновидна – за извън критична зона  |
| фундамент                         | N12/20 cm – горна и средна (в двете посоки)<br>N14/20 cm – долна (в двете посоки)<br>+ огънати пръти N12/20 в областта на стената<br>+ 4N10/m <sup>2</sup> – монтажни столчета (и осигуряващи за усукване) |

Проверка на преобръщане: по своята същност това е проверка на обща устойчивост за съоръжението, при която се проверява съотношението между задържащия  $M_{retentive}$  и обръщачия  $M_{overturning}$  - моменти, определени за най-отдалечена точка (на долен ръб фундамент):

$$(3) \quad k = \frac{M_{retentive}}{M_{overturning}} \geq (_{min} k_{ov.t.} = 1,5)$$

Тези огъващи моменти се отчитат директно в точките от фундамента, чрез диаграмите на изолините, от съответната комбинация (товарно състояние):

а). празен резервоар - задържащите сили са гравитационните (собствено тегло и постоянни въздействия, вкл. земния натиск), а преобръщащите сили са ветровите въздействия (като при дълъг срок на комбинацията – се проверява със сеизмични сили, с участие на 30%-характеристична стойност на въздействието от вятъра).

За това състояние допълнително се проверява дали водният подем от почвата (въздействие с обратен знак на гравитационните сили) при високи подпочвени води, може да изтласка и преобръне съоръжението;

б). 1/2 пълен резервоар - задържащите сили са гравитационните (собствено тегло, постоянни въздействия и хидростатичен натиск по дъното), а преобръщащите сили са сеизмичните въздействия (хидродинамичен натиск и земетръс) + хидростатичен натиск по стените и 30% вятър (характеристична стойност);

в). пълен (изцяло) резервоар - задържащите сили са гравитационните (собствено тегло, постоянни въздействия и хидростатичен натиск по дъното), а преобръщащите сили са сеизмичните въздействия (хидродинамичен натиск и земетръс) + хидростатичен натиск по стените и 30% вятър (характеристична стойност).

По-надолу е представено *предложение* на автора (Ст. Цветков) за проверка/анализ „на ръка“ на фусовите армировъчни пръти (конструирани меридианно и двустранно в концентрични окръжности) за цилиндричната стена, чрез които се осъществява връзката „фундамент-връхна конструкция“. Целта на проверката е да се

докажат площите (от там и диаметрите) на носещите пръти, чрез опростената формула за огъване на сечение с единична армировка. Идеята е фусовите („чакащи“ армировки при монолитното изпълнение) да противодействат на общия преобръщащ момент  $M_{ov.t.}$  и в същото време да са конструирани съгласно изискванията на Стандартите за проектиране. Процедурата е развитие и допълнение на изразите, показани в [5]. За конструкции, по-високи от 50 m, следва и отчитането на вятъра като допълнително въздействие, но е възможно в някои сечения той да разтоварва (т.е. силите да бъдат с противоположни знаци). Така процедурата се усложнява значително и тогава е необходимо задължителното използване на софтуер. Проверката се състои в следните стъпки (ф-ли: 4 – 12):

1. Определят се теглата на флуида (водата)  $Q_w, [kN]$  и на конструкцията (с включени постоянни въздействия)  $Q_{\text{tank} (+\text{permanent loads})}, [kN]$ ;
2. Изчисляват се корекционните коефициенти, за определяне на напречните сили (чрез спектралните ускорения – от еластичен и изчислителен спектри на реагиране за хоризонтални компоненти на сеизмичното въздействие, за конвективна и импулсивна компоненти:

$$(4), (5) \quad C_w = \frac{S_e(T_{1,\text{convective}})}{g} \quad C_{\text{tank}} = \frac{S_d(T_{1,\text{tank}})}{g}$$

3. Определяне на напречните сили:

$$(6), (7) \quad \begin{cases} V_w = Q_w \cdot C_w, [kN] \\ V_{\text{tank}} = Q_{\text{tank}} \cdot C_{\text{tank}}, [kN] \end{cases}$$

4. Получаване поотделно на височините:  $h_w$  и  $h_{\text{tank}}$  за стойностите на конвективния период на трептене (за активната част от водата) и импулсивния (този на самата конструкция), като за стойности на периодите  $T$  извън табличните в табл. 6, се предлага да се приемат посочените за гранични:

**Табл. 6. Определяне на височините на прилагане на напречните сили, в зависимост от периодите на трептене (предвид диаграмата на налягането)**

|  |  |  |
|--|--|--|
| $k=1$<br>(триъгълникова диаграма)            | $1 < k < 2 \rightarrow k = 1 + \frac{(T-0,5)}{2}$    | $k=2$<br>(диаграма - парабола)               |
| $T = 0,5s$                                   | $0,5s < T < 2,5s$                                    | $T = 2,5s$                                   |
| $h = \frac{2}{3} \cdot H_{\text{tank}}, [m]$ | $h = \frac{(k+1)}{(k+2)} \cdot H_{\text{tank}}, [m]$ | $h = \frac{3}{4} \cdot H_{\text{tank}}, [m]$ |

5. Определят се огъващите моменти в основата (т.е. мястото на запъването на стената във фундамента), чрез напречните сили и получените височини на прилагане:

$$(8), (9) \quad \begin{cases} M_w = V_w \cdot h_w, [kN.m] \\ M_{\text{tank}} = V_{\text{tank}} \cdot h_{\text{tank}}, [kN.m] \end{cases}$$

6. Изчислителен огъващ момент в основата, получен на база SRSS-комбиниране:

$$(10) \quad M_{ov.t.}, [kN.m] = \sqrt{M_w^2 + M_{\text{tank}}^2}$$



7. Определяне на огъващия момент за един брой фус (общият огъващ момент се разделя на общия брой симетрично - двустранно конструирани вертикални пръти  $N_{ф. арм. пр.}$  за цялото пръстеновидно напречно сечение) :

$$(11) \quad M_{1 \text{ bar}} = \frac{M_{ov.t.}}{N_{ф. арм. пр.}}, [kN.m]$$

8. Проверка на огъване за един армировъчния прът (определяне на площта за един брой армировъчен прът – „фус“):

$$(12) \quad A_{s\ell}^{req.} = \frac{M_{1 \text{ bar}}}{f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d}, [cm^2]$$

Проверка на ветрови резонанс: за цилиндрични (ротационни) конструкции се отчита възможността за поява на ветрови резонанс, като опростено се проверява критичната стойност на скоростта на вятъра, която предизвиква резонансни трептения на конструкцията в направление, перпендикулярно на вятъра. Не е необходима проверка на ветрови резонанс, ако е изпълнено условието:

$$(13) \quad v_{cr.} = \frac{5 \cdot D_{cyl.}}{T_1}, [m/s] \geq 25 m/s$$

*Всички посочени проверки за разгледаното съоръжение са удовлетворени!*

## **ЗАКЛЮЧЕНИЕ**

От представената статия става ясно, че при водонапорните колони са с опростена конструкция, при която много по-рационално се използва затворения обем чрез максимално водонапълване (по височина). Не се изискват опорни конструкции от пространствени рамки (колонади и ригели) или стенни структури, както при водните кули, в които да се „имплантират“ допълнително обслужващи конструкции за стълбища и площадки към тях.

Анализите с широко използвана в практиката програмна система, показва приемливи резултати, както за: разрезните усилия, напрежения и деформации, така и за носещите армировки. Това е индикатор за икономичност на вида конструкция, но и условие за нейната коравина и деформативност.

Резервоарът е висок и включването на масата на водата като „присъединена“ към самата конструкция на стената, отчитайки нейната „флексбилност“ (т.е. гъвкавост) от гледна точка: определяне на пространствените по характер трептения, които стената извършва при сеизмично въздействие, е фактор, който не трябва да се пренебрегва.

Предложеното решение „на ръка“ за изчисляване на фусовата армировка, която по принцип в конструктивни проекти не се изчислява (а се приема равен брой и диаметър на тези от стената), е *нововъведение* за стройни конструкции.

Макар и все още непопулярни за страната ни, тези съоръжения биха могли по подходящ начин да се интегрират в хидротехническото строителство, предвид относително бързия срок за строителството им и необходимостта от водни резервоари изобщо.

## ЛИТЕРАТУРА:

- [1] Георгиев Г., Ст. Цветков, Ръководство за проектиране на специални стоманобетонни конструкции по Еврокодове, част Първа, глава Втора: Проектиране на резервоари (Подготовка на курсов проект), ВСУ, С., 2014
- [2] Георгиев Г., Ст. Цветков, Ръководство за проектиране на специални стоманобетонни конструкции по Еврокодове, част Втора: Сеизмичен анализ на съоръженията, ВСУ, С., 2016
- [3] Цанков Ц., Р. Арсов, Основи на хидравликата, Водоснабдяване и канализация, Техника, С., 1991
- [4] Цветков Ст., Антисеизмично осигуряване на специални стоманобетонни конструкции, Дисертационен труд за получаване на ОНС „Доктор“, ВСУ, С., 2018
- [5] J. G. (Greg) Soules, P.E., S.E. Originally developed by Harold O. Sprague, Jr., P.E, Chapter 13: Nonbuilding Structure Design, FEMA P-751, NEHRP Recommended Provisions: Design Examples,  
([https://cdn.ymaws.com/www.nibs.org/resource/resmgr/BSSC/p751\\_ch13.pdf](https://cdn.ymaws.com/www.nibs.org/resource/resmgr/BSSC/p751_ch13.pdf))
- [6] [https://en.wikipedia.org/...](https://en.wikipedia.org/)

## MODELING AND CONSTRUCTION OF R.C. STANDPIPE WATER TOWER – COLUMN

Stanislav Tsvetkov, Maya Delcheva  
[st.cvetkov@vsu.bg](mailto: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 column (full vertical tank without supporting structure), hydrodynamic masses, Tower 7 (software)*

**Abstract:** *The water tower (column) is a vertical cylindrical tank for water storage. The column in the article is made of reinforced concrete with wall constructive system.*

*The volume of the facility is divided into: regulating and emergency stocks. In normal operation, only the upper part of the volume (the so-called "regulating") is used, which has the height necessary to achieve the free pressure in the water supply network. At the bottom is stored the so-called. "Emergency stock". In case of emergency operation of the water supply system, a significant reduction of the pressure in the installation is allowed.*

*In metallurgical plants, for example, in emergency mode, it is necessary to ensure the supply of water to the most responsible cooling facilities, allowing a considerable reduction of the pressure, compared to the requirements for normal operation.*

*Of interest in this facility are the additional hydrodynamic masses from the seismic action of the fluid. In addition to the impulsive and convective masses, are add and the so-called dynamic (for flexibility of the construction) masses, with using "transformed" (equivalent) impacts from these masses. The main results for reinforcement bars and checks are presented from the computer analyzes. Proposed are author's check to determine of the reinforcement bars in meridian direction from the skeleton in the connection "foundation-wall", which serve to counteract of overturning moment from the hydrodynamic action of the water. After all, it turns out that the facility is being constructed economically. These types of facilities are suitable not only for industrial purposes.*