



АВТОРЕФЕРАТ на ДИСЕРТАЦИОНЕН ТРУД

*„Антисеизмично осигуряване на
специални стоманобетонни
конструкции“*

*(Сеизмични анализи на стоманобетонни наземни резервоари за
вода-
цилиндрични и призматични)*

за присъждане на ОНС „Доктор“
на

инж. Станислав П. Цветков

2018

А В Т О Р Е Ф Е Р А Т на Д И С Е Р Т А Ц И Я

тема:

„Антисеизмично осигуряване на специални стоманобетонни конструкции“
(„Сеизмични анализи на стоманобетонни наземни резервоари за вода“)

за присъждане на ОНС „Доктор“ на

инж. Станислав Петров Цветков

научен ръководител:

доц. д-р инж. мат. Георги Дянков Георгиев

София, 2018

Автореферат на дисертация
на тема:

„Антисеизмично осигуряване на специални стоманобетонни конструкции“
(„Сеизмични анализи на стоманобетонни наземни резервоари за вода“)

за присъждане на образователна и научна степен „Доктор“ на

инж. Станислав Петров Цветков

редовен докторант към катедра „Строителни конструкции“, Строителен факултет,
Висше строително училище „Любен Каравелов“-София
по професионално направление 5.7. Архитектура, строителство и геодезия,
(научна специалност 02.15.04. Строителни конструкции /Стоманобетонни конструкции/)

с научен ръководител:

доц. д-р инж. мат. Георги Дянков Георгиев

Дисертацията е разгледана на разширен катедрен съвет на катедра „Строителни конструкции“ на 06.12.2017г. и е насочена към процедура за защита на 18.05.2018г. пред Научно жури в състав:

Вътрешни членове:

1. **доц. д-р инж. Анита Хандрулева**
2. **доц. д-р инж. мат. Георги Георгиев**

Външни членове:

3. **проф. д-р инж. Светлана Лилкова-Маркова**
4. **проф. д-р инж. Николай Жечев**
5. **доц. д-р инж. Антоанета Канева**

Публичната защита ще се проведе на 18.05.2018г. от 10:00ч. в Заседателната зала на ВСУ „Л. Каравелов“-София, Ректорат (бл.1), ет.3.

СЪДЪРЖАНИЕ

Съдържание на главите от дисертацията.....	1 3
<u>Глава I. УВОД.</u>	
<u>ЛИТЕРАТУРЕН ОБЗОР- КРИТИЧЕН АНАЛИЗ НА ВЗАИМОДЕЙСТВИЕТО</u> <u>„ФЛУИД-КОНСТРУКЦИЯ“, НАМЕРИЛО ОТРАЖЕНИЕ В ДОКУМЕНТИТЕ ЗА</u> <u>ПРОЕКТИРАНЕ У НАС И В ЧУЖБИНА, ЗА СЕИЗМИЧЕН АНАЛИЗ НА</u> <u>РЕЗЕРВОАРИ ЗА ВОДА</u>	
Част 1. УВОД.....	6
Част 2. ИСТОРИЧЕСКИ ОБЗОР.....	6
Част 3. ИЗЧИСЛИТЕЛНИ МОДЕЛИ НА ХИДРОДИНАМИЧНИТЕ СЪСТАВЯЩИ КОМПОНЕНТИ НА ВОДАТА ПРИ СЕИЗМИЧНО ВЪЗДЕЙСТВИЕ.....	6
Част 4. ДОКУМЕНТИ ЗА ПРОЕКТИРАНЕ- КРИТИЧЕН АНАЛИЗ.....	7
<u>Глава II. ФОКУС НА АНАЛИЗИТЕ. АКТУАЛНОСТ НА РАЗРАБОТКАТА. ЦЕЛИ И</u> <u>ЗАДАЧИ НА ДИСЕРТАЦИОННОТО ИЗСЛЕДВАНЕ</u>	
Част 1. ФОКУС НА АНАЛИЗИТЕ.....	7
Част 2. АКТУАЛНОСТ НА РАЗРАБОТКАТА.....	7
Част 3. ЦЕЛИ И ЗАДАЧИ НА ДИСЕРТАЦИОННОТО ИЗСЛЕДВАНЕ.....	8
<u>Глава III. ОБЩИ ПОЛОЖЕНИЯ ПО ПРОБЛЕМИТЕ НА ДИСЕРТАЦИОННОТО</u> <u>ИЗСЛЕДВАНЕ</u>	
Част 1. СРЕЩИ С ПРОЕКТАНТИ ОТ ПРАКТИКАТА.....	9
Част 2. ПОСЕЩЕНИЯ НА СЪЩЕСТВУВАЩИ ОБЕКТИ.....	9
Част 3. ИЗБОР НА ХАРАКТЕРИСТИКИ НА СЪОРЪЖЕНИЯТА ЗА АНАЛИЗИТЕ.....	9
<u>Глава IV. РЕШЕНИЯ НА РЕЗЕРВОАРИ, ПОДЛОЖЕНИ НА ХИДРОСТАТИЧНО И</u> <u>СЕИЗМИЧНО (ХИДРОДИНАМИЧНИ) ВЪЗДЕЙСТВИЯ</u>	
Част 1. ХИДРОСТАТИЧЕН НАТИСК И СТАТИЧЕН АНАЛИЗ НА СЪОРЪЖЕНИЯТА..	11
Част 2. – Част 8. СЕИЗМИЧНИ АНАЛИЗИ НА ЦИЛИНДРИЧНИ И ПРИЗМАТИЧНИ РЕЗЕРВОАРИ	
▪ ЦИЛИНДРИЧЕН РЕЗЕРВОАР.....	12
▪ ПРИЗМАТИЧЕН РЕЗЕРВОАР.....	20
Част 9. ВИСОЧИНИ НА ВЪЛНИТЕ.....	30
<u>Глава V. АНАЛИЗИ НА МОДЕЛИ, РАЗЛИЧНИ ОТ „БАЗОВИТЕ“</u>	
Част 1. Ефективност на формата на резервоарите	
- ЦИЛИНДРИЧЕН РЕЗЕРВОАР.....	31
- ПРИЗМАТИЧЕН РЕЗЕРВОАР.....	32
Част 2. Предложения (на автора) за сеизмичен анализ на резервоари по процедурите, свързани с прилагането на Еврокод 8-4	
- Спектрални криви.....	33
- Проверки на стабилитет (УСТОЙЧИВОСТ) на конструкцията- ПРОВЕРКА НА ПРЕОБРЪЩАНЕ И ХЛЪЗГАНЕ (ПЛИТКО)	
▪ ЦИЛИНДРИЧЕН РЕЗЕРВОАР.....	34
▪ ПРИЗМАТИЧЕН РЕЗЕРВОАР.....	36

Част 3. „Квази-сеизмична“ проверка и избор на изчислителна процедура при анализите..	37
Част 4. Проверка за „отваряне“ на черупката.....	38
Глава VI. ОБОБЩЕНИЕ НА ПРОВЕДЕНИТЕ АНАЛИЗИ, ИЗВОДИ И НОВИ РЕШЕНИЯ	
■ ЦИЛИНДРИЧЕН РЕЗЕРВОАР	
А. РАЗРЕЗНИ УСИЛИЯ- ПРЪСТЕННИ.....	39
Б. ВИСОЧИНИ НА ВЪЛНИТЕ.....	41
В. ПЕРИОДИ НА ТРЕПТЕНЕ НА КОНВЕКТИВНАТА ЧАСТ НА ВОДАТА.....	42
Г. ЕФЕКТИВНОСТ НА ФОРМАТА НА РЕЗЕРВОАРИТЕ.....	42
Д. ПРЕДЛОЖЕНИЯ НА АВТОРА	
- Спектрални криви.....	43
- Проверки на стабилитет (УСТОЙЧИВОСТ) на конструкцията.....	45
Е. „КВАЗИ-СЕИЗМИЧНА“ ПРОВЕРКА.....	47
Ж. ПРОВЕРКА НА „ОТВАРЯНЕ“ НА ЧЕРУПКАТА.....	48
■ ПРИЗМАТИЧЕН РЕЗЕРВОАР	
А. РАЗРЕЗНИ УСИЛИЯ.....	49
Б. ВИСОЧИНИ НА ВЪЛНИТЕ.....	52
В. ПЕРИОДИ НА ТРЕПТЕНЕ НА КОНВЕКТИВНАТА ЧАСТ НА ВОДАТА.....	52
Г. ЕФЕКТИВНОСТ НА ФОРМАТА НА РЕЗЕРВОАРИТЕ.....	52
Д. ПРЕДЛОЖЕНИЯ НА АВТОРА	
- Проверки на стабилитет (УСТОЙЧИВОСТ) на конструкцията.....	55
Е. „КВАЗИ-СЕИЗМИЧНА“ ПРОВЕРКА.....	56
Ж. ПРОВЕРКА НА „ОТВАРЯНЕ“ НА ЧЕРУПКАТА.....	57
Глава VII. АНАЛИЗ НА АРМИРОВКИТЕ ЗА ПОЕМАНЕ НА ОПЪННИТЕ РАЗРЕЗНИ УСИЛИЯ	
■ ЦИЛИНДРИЧЕН РЕЗЕРВОАР.....	58
■ ПРИЗМАТИЧЕН РЕЗЕРВОАР.....	60
ИЗВОДИ	
■ ЦИЛИНДРИЧЕН РЕЗЕРВОАР.....	63
■ ПРИЗМАТИЧЕН РЕЗЕРВОАР.....	68
Глава VIII. ЗАКЛЮЧЕНИЕ	72
Глава IX. НАУЧНИ И НАУЧНО-ПРИЛОЖНИ ПРИНОСИ	73
ЦЕЛИ И НАСОКИ ЗА БЪДЕЩА РАБОТА.....	73
ПУБЛИКАЦИИ ПО ТЕМАТА.....	74
ДЕКЛАРАЦИЯ ЗА ОРИГИНАЛНОСТ.....	74
БЛАГОДАРНОСТИ.....	74
<i>Авторефератът се състои от 74 страници теоретично-експериментална записка с:</i>	
✓ 19 формули;	
✓ 71 таблици;	
✓ 54 фигури.	

Съдържание на главите от дисертацията:

Глава I. УВОД. ЛИТЕРАТУРЕН ОБЗОР- КРИТИЧЕН АНАЛИЗ

НА ВЗАИМОДЕЙСТВИЕТО „ФЛУИД-КОНСТРУКЦИЯ“, НАМЕРИЛО ОТРАЖЕНИЕ В ДОКУМЕНТИТЕ ЗА ПРОЕКТИРАНЕ У НАС И В ЧУЖБИНА, ЗА СЕИЗМИЧЕН АНАЛИЗ НА РЕЗЕРВОАРИ ЗА ВОДА. Главата съдържа: УВОД, ИСТОРИЧЕСКИ ОБЗОР, ИЗЧИСЛИТЕЛНИ МОДЕЛИ НА ХИДРОДИНАМИЧНИТЕ СЪСТАВЯЩИ НА ВОДАТА ПРИ СЕИЗМИЧНО ВЪЗДЕЙСТВИЕ и ДОКУМЕНТИ ЗА ПРОЕКТИРАНЕ- КРИТИЧЕН АНАЛИЗ. Разгледани са теориите, описващи водата по време на сеизмично въздействие. Направен е обзор от класическите теории на Westergaard и Housner до Еврокод (наши дни). Дадени са основни понятия, като: импулсивна и конвективна хидродинамична маса, както и явлението Sloshing (разплискване). Разгледани са документи за проектиране: норми и стандарти, като са описани основните предимства и недостатъци за сеизмичен анализ на резервоари за вода.

Глава II. ФОКУС НА АНАЛИЗИТЕ. АКТУАЛНОСТ НА РАЗРАБОТКАТА. ЦЕЛИ И ЗАДАЧИ НА ДИСЕРТАЦИОННОТО ИЗСЛЕДВАНЕ. Главата съдържа: ФОКУС НА АНАЛИЗИТЕ И АКТУАЛНОСТ НА ДИСЕРТАЦИОННОТО ИЗСЛЕДВАНЕ и ЦЕЛИ И ЗАДАЧИ НА ДИСЕРТАЦИОННОТО ИЗСЛЕДВАНЕ. Разгледани са видовете резервоари за вода, като са дадени класификации, според различни показатели. Описани са проблеми при стоманобетонните резервоари. На база систематизирано проучване на проблемите като цяло и въвеждането на Еврокод 8-4, са формулирани целите и задачите на разработката.

Глава III. ОБЩИ ПОЛОЖЕНИЯ ПО ПРОБЛЕМИТЕ НА ДИСЕРТАЦИОННОТО ИЗСЛЕДВАНЕ. Главата съдържа: СРЕЩИ С ПРОЕКТАНТИ ОТ ПРАКТИКАТА, ПОСЕЩЕНИЕ НА СЪЩЕСТВУВАЩИ ОБЕКТИ и ИЗБОР НА ХАРАКТЕРИСТИКИ НА СЪОРЪЖЕНИЯТА ЗА АНАЛИЗИТЕ. От няколко срещи-разговори с проектанти на водни резервоари, са установени начините за проектиране на съоръженията, като са коментирани проблеми, свързани със самия конструкторски процес. Също така са посетени реални обекти (част от водоснабдителната система)- резервоари за вода, като са разгледани обстойно (прегледана е тяхната проектна документация и са направени снимки на място). След което от това, както и след проучване на специфични въпроси, касаещи конструктивния анализ и проектирането, са описани характеристиките на приетите за „базови“ модели, изследвани чрез числени експерименти.

Глава IV. РЕШЕНИЯ НА РЕЗЕРВОАРИ, ПОДЛОЖЕНИ НА ХИДРОСТАТИЧНО И СЕИЗМИЧНО (ХИДРОДИНАМИЧНО) ВЪЗДЕЙСТВИЕ. Главата съдържа: Хидростатичен натиск и СТАТИЧЕН АНАЛИЗ НА СЪОРЪЖЕНИЯТА; АНАЛИЗИ, СЪГЛАСНО НПСЗР-2012; АНАЛИЗИ, СЪГЛАСНО WESTERGAARD; АНАЛИЗИ С ОТЧИТАНЕ ВИЗКОЗИТЕТА НА ФЛУИДА, при определена температура; АНАЛИЗИ, СЪГЛАСНО СНИП; АНАЛИЗИ, СЪГЛАСНО ТЕОРИЯТА НА HOUSNER; АНАЛИЗИ, СЪГЛАСНО ЕВРОКОД 8-4; АНАЛИЗИ С КРАЙНИ ЕЛЕМЕНТИ FLUID; ОПРЕДЕЛЯНЕ ВИСОЧИНТЕ НА ХИДРОДИНАМИЧНИТЕ ВЪЛНИ; ОПРЕДЕЛЯНЕ ПЕРИОДИТЕ НА ТРЕПТЕНЕ НА КОНВЕКТИВНАТА ЧАСТ НА ВОДАТА. ДАДЕНИ СА ТЕОРЕТИЧНИ СВЕДЕНИЯ ЗА ОТДЕЛНИТЕ ИЗЧИСЛИТЕЛНИ ПРОЦЕДУРИ. АНАЛИЗИРАНИ СА „БАЗОВИТЕ“ МОДЕЛИ, СЪГЛАСНО РАЗГЛЕДАНИТЕ МЕТОДИКИ (ТЕОРИИ И ДОКУМЕНТИ ЗА ПРОЕКТИРАНЕ). ИЗВЪРШЕНИ СА КАКТО ПАРАМЕТРИЧНИ РЕШЕНИЯ НА РЪКА (С ПОМОЩТА НА MS EXCEL), ТАКА И РЕШЕНИЯ СЪС

СПЕЦИАЛИЗИРАН СОФТУЕР, БАЗИРАН НА РАБОТА ПО МЕТОДА НА КРАЙНИТЕ ЕЛЕМЕНТИ (TOWER 7, SAP2000 и ANSYS). ПОКАЗАНИ СА СТОЙНОСТИТЕ НА: НАЛЯГАНИЯТА, ХИДРОДИНАМИЧНИТЕ СЪСТАВЯЩИ НА ВОДАТА (ИМПУЛСИВНА И КОНВЕКТИВНА МАСИ) И ВИСОЧИНА НА ТЯХНОТО ПРИЛАГАНЕ, КОРАВИНИ НА „КОНВЕКТИВНИТЕ“ (СВЪРЗВАЩИ КОНВЕКТИВНИТЕ МАСИ КЪМ СТЕНИТЕ НА РЕЗЕРВОАРА) ПРУЖИНИ. ОПИСАНИ СА ТЕОРЕТИЧНИТЕ ПОСТАНОВКИ И СА ДАДЕНИ ФОРМУЛИТЕ ЗА ОПРЕДЕЛЯНЕ НА ПЕРИОДИ НА ТРЕПТЕНЕ И ВИСОЧИНИ НА ВЪЛНИ ПО СЪОТВЕТНИТЕ ЛИТЕРАТУРНИ ИЗТОЧНИЦИ. Направен е опит да се намерят „пресечниците“ на спектралните криви при еластично и при еласто-пластично поведение на черупката (при вариране на ускоренията) за стената на резервоарите, при използването на двата документа за проектиране. Дадени са таблици, графики и изводи.

ГЛАВА V. АНАЛИЗИ НА МОДЕЛИ, С ГЕОМЕТРИИ, РАЗЛИЧНИ ОТ „БАЗОВИТЕ“.

Главата съдържа: ЕФЕКТИВНОСТ НА ФОРМАТА НА РЕЗЕРВОАРИТЕ; ПРЕДЛОЖЕНИЯ ЗА СЕИЗМИЧЕН АНАЛИЗ НА РЕЗЕРВОАРИ ПО ПРОЦЕДУРИТЕ, СВЪРЗАНИ С ПРИЛАГАНЕТО НА ЕВРОКОД 8-4; ИЗБОР НА ИЗЧИСЛИТЕЛНА ПРОЦЕДУРА ПРИ АНАЛИЗИТЕ. Направен е опит да бъдат обхванати възможно всички възможни решения на съоръжения, от гледна точка на тяхната геометрия: „нисък“, „среден“/„нормален“ и „висок“ съдове, чрез използването на обема вода от „базовите“ модели (за цилиндрични и призматични резервоари). За цилиндричните резервоари допълнително са дадени предложения за промяна на формула в Еврокод 8-4 за конвективното налягане чрез използване на съответните спектри на реагиране. Също за цилиндричните решения са показани решения с отчитането на случайните ексцентricитети (с пр. пр. Tower 7). В решенията са отчетени както (основната) сеизмична изчислителна ситуация, така и две статични- с хидростатичен натиск (min и max). Дадени са изводи от решенията. Съставена е процедура за проверка на съоръженията на преобръщане и хлъзгане от сеизмични въздействия, при която се доказва коефициента на устойчивост срещу преобръщане, както и условието за плитко хлъзгане. Допълнително е направено сравнение между обемите за цилиндричен и призматичен резервоари, с оглед икономическа изгодност. Направена е и проверка на показаните в Еврокод 8-4 стойности за височините на импулсивната и конвективна маси, относно проверката на преобръщане за ниво- под фундаментна плоча. От това е дадено предложение за корекция, тъй като сравненията са разнопосочни (по смисъл). Допълнително е съставена процедура чрез хидростатичния натиск, при която се сравняват получените усилия. За целта, веднъж самите резултати се завишават с определен процент. А втори път- самите въздействия биват завишени. От така извършените решения, могат да се направят съответните изводи. На база т.нар. „проверка за отваряне“ на черупката е предложена опростена процедура за сравняване на действителното преместване във върха на резервоара (при сеизмично въздействие) с максималното допустимо чрез въздействието и коравината- проверка имаща смисъл за предотвратяване на разрушаване в горния край на съоръжението.

Глава VI. ОБОБЩЕНИЕ НА ПРОВЕДЕНИТЕ АНАЛИЗИ- РЕЗУЛТАТИ И ИЗВОДИ.

Главата съдържа: ЦИЛИНДРИЧЕН РЕЗЕРВОАР (РАЗРЕЗНИ УСИЛИЯ- ПРЪСТЕННИ, СРАВНИТЕЛНИ АНАЛИЗИ НА РЕЗЕРВОАРИ С РАЗМЕРИ НА „БАЗОВИЯ МОДЕЛ“, ВИСОЧИНИ НА ВЪЛНИТЕ и ПЕРИОДИ НА ТРЕПТЕНЕ НА КОНВЕКТИВНАТА ЧАСТ НА ВОДАТА); ПРИЗМАТИЧЕН РЕЗЕРВОАР (РАЗРЕЗНИ УСИЛИЯ, СРАВНИТЕЛНИ АНАЛИЗИ НА РЕЗЕРВОАРИ С РАЗМЕРИ НА „БАЗОВИЯ МОДЕЛ“, ВИСОЧИНИ НА

ВЪЛНИТЕ и ПЕРИОДИ НА ТРЕПТЕНЕ НА КОНВЕКТИВНАТА ЧАСТ НА ВОДАТА); ФОРМООБРАЗУВАНЕ (ЦИЛИНДРИЧНИ И ПРИЗМАТИЧНИ РЕЗЕРВОАРИ). Показани са разрезните усилия за „базовите модели“, както и резултатите от предложеното Формообразуване, и допълнително решените „големи“ съдове. Дадени са стойностите на периодите на трептене на конвективната хидродинамична компонента и височините на вълните. Дадени са също разрезните усилия за „базовите модели“ и тези от формообразуването, включително и „големите“ съдове от статична комбинация (min и max), както и резултатите от „похватите“ чрез увеличаване на усилията (като резултат) и самите входни въздействия. Също така са показани коефициентите на устойчивост и предложението на автора, при изчисляване на преобръщане. При отделните резултати, освен изводи, са описани и някои допълнителни опции на решенията (промяна на посоки, знаци и т.н.), от които също са дадени резултати.

Глава VII. АНАЛИЗ НА АРМИРОВКИТЕ ЗА ПОЕМАНЕ НА ОПЪННИТЕ РАЗРЕЗНИ УСИЛИЯ. Главата съдържа: ЦИЛИНДРИЧЕН РЕЗЕРВОАР и ПРИЗМАТИЧЕН РЕЗЕРВОАР. За цилиндричния резервоар („базов“ модел), на база получени резултати, е изведена формула и графика за определянето на максимално пръстенно усилие, поето с армировка (диаметър и разстояние между прътите). Дадени са изводи. За призматичния резервоар („базов“ модел), на база получени резултати са съставени таблици за необходими площи армировки, при работа на стената като плоча (съгл. ЕС 2) и при минимален процент за армиране при резервоари. Също така, за призматичния резервоар са съставени таблици и графика за: носещата способност на армировките (хоризонтална армировка в стената); необходима площ (в зависимост от физико-механичния коефициент на армиране) и необходима площ на един прът (при дадена обща площ и разстояние между прътите), при работа на нецентричен опън; необходими и приети площи на един армировъчен прът при зададено разстояние между прътите, при минимален процент на армиране за конструктивни стени, поемащи сеизмични въздействия.

Глава VIII. ЗАКЛЮЧЕНИЕ. Изведени са обобщено извършените в дисертационния труд решения, чрез изводите от тях.

Глава IX. НАУЧНИ И НАУЧНО-ПРИЛОЖНИ ПРИНОСИ. В тази глава са формулирани претенциите на автора за научни и научно-приложни приноси.

Накрая, последователно са поместени:

ЦЕЛИ И НАСОКИ ЗА БЪДЕЩА РАБОТА, БЛАГОДАРНОСТИ, ПУБЛИКАЦИИ ПО ТЕМАТА, ИЗПОЛЗВАНА ЛИТЕРАТУРА, ДЕКЛАРАЦИЯ ЗА САМОСТОЯТЕЛНОСТ.

Глава I. УВОД. ЛИТЕРАТУРЕН ОБЗОР- КРИТИЧЕН АНАЛИЗ НА ВЗАИМОДЕЙСТВИЕТО „ФЛУИД-КОНСТРУКЦИЯ“, НАМЕРИЛО ОТРАЖЕНИЕ В ДОКУМЕНТИТЕ ЗА ПРОЕКТИРАНЕ У НАС И В ЧУЖБИНА, ЗА СЕИЗМИЧЕН АНАЛИЗ НА РЕЗЕРВОАРИ ЗА ВОДА

Част 1. УВОД

Според тълковния речник: Резервоарът е място (или съд) за съхранение на флуиди и/или газове. Ако съхраняваният флуид е **вода**, като „резервоари“ могат да се дефинират: съоръжения за съхранение на питейна вода, съдове за съхранение на дъждовни води, басейни (в т.ч. и плувни, и на охладителни кули), съоръжения за производствени нужди: напоителни, изолиращи (екрани) и утаителни съоръжения в пречиствателни и електрически станции и централи, аварийни резервоари в различни стопанства (в т.ч. и като водонапорни колонии), както и за противопожарни нужди, изравнителни (водонапорни) и регулиращи хранилища във водопроводната мрежа, които служат и за пречистване на канализационни (отпадни) води, и др. *Язовирите също са резервоари.*

Видове стоманобетонни резервоари за вода- По отношение на: начин (способ) за изграждане; надежност и дълговечност на стоманобетона; технико-икономическо сравнение между стоманени и стоманобетонни резервоари; класификация, съгласно: обеми, форми и положение (спрямо терена), се достига до извода, че разнообразието е голямо и не могат да се изследват всички възможни конструкции.

Затова дисертационното изследване ще бъде съсредоточено върху съоръжения от обикновен стоманобетон (цилиндрични и призматични резервоари за вода)- надземни, които са по-характерни за нашата практика и вероятността да има необходимост от анализ на съществуващи такива или нови, е по-голяма. Резервоарите са запънати в долната си част и открити (без покрив).

Анализите ще бъдат експериментални- числени.

Част 2. ИСТОРИЧЕСКИ ОБЗОР

Динамичните налягания от флуид по време на земетресение са важни за анализа (и конструирането) на хидротехническите съоръжения- язовирни стени и резервоари. Разгледани са трудовете на: Westergaard, Jacobsen, Werner и Sundquist, Graham и Rodriguez, Hoskins, Ayre, Zangar и „основопологащите“ на Housner. По-нататък са описани накратко работите на: Haroun, Veletsos, Yang и Malhotra. Според тях- водата по време на земетръс е описана като хидродинамично налягане или като система от импулсивна и конвективна компоненти.

Част 3. ИЗЧИСЛИТЕЛНИ МОДЕЛИ НА ХИДРОДИНАМИЧНИТЕ СЪСТАВЯЩИ КОМПОНЕНТИ НА ВОДАТА ПРИ СЕИЗМИЧНО ВЪЗДЕЙСТВИЕ

Сумата от импулсивната и конвективна маси, формира пълната маса на водата в резервоара.

Импулсивна маса (Impulsive mass) m_i - част от хидродинамичната маса, която е „кораво“ свързана със стените на резервоара и трепти заедно с тях при сеизмично въздействие. Честотата ѝ на трептене е $f_i \equiv A_i(T_i)$. Импулсивната маса е приложена на височина h_i от дъното на съоръжението.

Конвективна маса (Convective mass) m_c - част от хидродинамичната маса, която не е свързана със стените на резервоара, тя е „свободна“ и трепти самостоятелно от резервоара, като създава вълни на повърхността- **разплискване (sloshing)** при сеизмично въздействие.

Sloshing- явление (ефект), което най-общо представлява: пликването и въздействието на хидродинамичната, образувала се при сеизмично въздействие вълна. От динамичното ѝ влияние върху стените на съоръжението е възможно да се достигне до граничното им състояние.



Фиг. 1 - Вълна в цилиндричен резервоар

Честотата на трептене на конвективната маса е $f_c \equiv A_c(T_c)$. Конвективната маса е приложена на височина h_c от дъното на съоръжението. Конвективната маса е свързана с „пружини“ с определена коравина K_{cl}^* към стените на резервоара.

Част 4. ДОКУМЕНТИ ЗА ПРОЕКТИРАНЕ- КРИТИЧЕН АНАЛИЗ

Показани са формулите на Housner и Epstein. Описани са основните постулати на: Indian Code; ACI 350.3; AWWA D-110, D-115; NZSEE Guidelines; AIJ; Еврокод 8-4 и е направен критичен анализ на изразите за хидродинамичните налягания и хидродинамичните маси (с техните основни характеристики). Основно може да се заключи, че главно направление в документите е теорията на Housner.

Глава II. ФОКУС НА АНАЛИЗИТЕ. АКТУАЛНОСТ НА РАЗРАБОТКАТА. ЦЕЛИ И ЗАДАЧИ НА ДИСЕРТАЦИОННОТО ИЗСЛЕДВАНЕ.

Част 1. ФОКУС НА АНАЛИЗИТЕ

На база конструктивни мероприятия за „поемане“ на разрезните усилия от съхранявания флуид, се уточнява изборът за дебелина на стените на съоръженията. Също така е пояснена височината на свободното пространство над стационарното ниво вода, което е необходимо за вълнообразуването при сеизмични въздействия (опасно явление, причиняващо динамичен удар и възможно откътрване на леки покривни конструкции). Опасните опънни пръстени усилия: N- за цилиндричните резервоари и двойката разрезни усилия N и M- за призматичните резервоари, създадени от водата като въздействие, могат да нарушат нормалната експлоатация на съоръжението като образуват пукнатини (които се получават от големите размери на резервоарите и големите стойности на опънните усилия).

Част 2. АКТУАЛНОСТ НА РАЗРАБОТКАТА

Отчетен е фактът, че у нас и в чужбина се работи непрекъснато по сеизмичните анализи на стоманобетонни резервоари за вода, както от научни работници и инженери от практиката, така и по подобряване на стандартите и нормативни документи за проектиране и разработване и развитие на софтуери. Не е случаен разделът в Еврокод 8, част 4- „Силози, резервоари и тръбопроводи“- „Сеизмичен анализ на резервоари“, тъй като съдържанието (съхраняван продукт) и поведението (на системата „резервоар-съхраняван продукт“) са различни от тези при сградите и останалите съоръжения. За първи път в стандарт за проектиране у нас, на резервоари за съхранение на флуиди (без язовирни стени), подложени на сеизмични въздействия, се отчита взаимодействието „флуид-конструкция“.

От това произтичат резултати, доближаващи се в максимална степен до действителността. Естествено- правилното проектиране, наред с конструирането, изпълнението, експлоатацията и поддръжката трябва да бъдат с необходимото качество и синхронизираност. За проектант-конструктор от значение са стойностите на разрезните усилия и тяхното местоположение.

В практиката сроковете за изпълнение са кратки, но грешките допуснати от това обстоятелство може да са фатални. Затова: използването на достатъчно точна, а в същото време и достъпна за работа (с широко използван специализиран софтуер) процедура е на етап конструктивен анализ от самото проектиране- завършен!

Защо сеизмични анализи?

Защото за първи път в документ за проектиране (Еврокод 8, част 4) се говори за отчитане взаимодействието: „флуид-конструкция“, т.е. това е нов етап в конструктивното проектиране.

Защо надземни съоръжения?

За да се наблюдават само усилията от водата, без влиянието на почвата (като натоварване). Разнообразието на видове съоръжения е голямо и не може да се обхванат всички конструкции.

Защо цилиндрични и призматични резервоари?

Защото това са най-типичните и характерни съоръжения в действителност, експлоатирани в България. Като се отчита и голямата вероятност да има необходимост от анализ на съществуващи такива съоръжения или нови.

Част 3. ЦЕЛИ И ЗАДАЧИ НА ДИСЕРТАЦИОННОТО ИЗСЛЕДВАНЕ

ЦЕЛ на дисертационния труд: подпомагане на проектантската практика, при сеизмичните анализи на надземни стоманобетонни резервоари за вода, за изясняване на динамичното (сеизмично) им реагиране, с оглед на новата база документи за проектиране.

ЗАДАЧИ на дисертационния труд:

Изясняване на:

- а). теоретичния метод с хидродинамичното уравнение;
- б). достигнатите „рационални“ методи за представяне моделирането взаимодействието „флуид-конструкция“;

Проверка на ефектите от различните модели в определянето на стойностите и местоположението на опънните усилия в стените на резервоарите, чрез сравнение на получените резултати с цел:

- а). детайлността на изчислителния модел, като се даде предложение (*чрез изводите и показаните резултати*) кой изчислителен модел да се използва като икономично решение;
- б). доказване на ефективността на съоръжения с различна форма и приложимостта на съответния начин на анализ (*който може да бъде прост или много сложен, с оглед развитието на софтуерните технологии*);

Да се оцени необходимостта от усилване на съществуващи съоръжения, като се провери дали са армирани недостатъчно или са преоразмерени (това е т.нар. „задача-експертиза“, при която съоръжения, които са проектирани по документи, валидни за отминало време, трябва да изпълняват същата функция в момента и за напред, съгласно действащите стандарти).

Глава III. ОБЩИ ПОЛОЖЕНИЯ ПО ПРОБЛЕМИТЕ НА ДИСЕРТАЦИОННОТО ИЗСЛЕДВАНЕ

Част 1. СРЕЩИ С ПРОЕКТАНТИ ОТ ПРАКТИКАТА

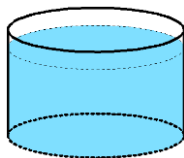
При срещи-разговори и консултации с проектанти от практиката е установено, че провежданите решения са чисто статически, а причините са: късите срокове за проектиране, липса и неясноти и/или непълноти в документи за проектиране, невъзможност за използване на софтуер и др. под. За да бъде отчетено сеизмичното въздействие, са били завишавани получените разрезни усилия от статическото решение- с 30%- за правоъгълни, подземни резервоари (на базата на чужд опит или сведения за това).

При анализ с отчитане на сеизмичното въздействие, е използвана най-вече руска литература.

Част 2. ПОСЕЩЕНИЕ НА СЪЩЕСТВУВАЩИ ОБЕКТИ

Посетени са резервоари за вода- правоъгълни и цилиндрични (подземни и надземни), в районите на градовете: София, Перник и Радомир. Проектите в по-голямата част са типови. Съоръженията са в добро състояние (в конструктивно отношение), но с петна и наслоявания- заради изпаренията. При земетръс и разпукване на водата, може водата да се замърси от тях при пряк контакт. Като цяло са разгледани проектните документации на резервоарите, новостроящи се, както новопостроени и построени (с известен период на експлоатация).

Част 3. ИЗБОР НА ХАРАКТЕРИСТИКИ НА СЪОРЪЖЕНИЯТА ЗА АНАЛИЗИТЕ („БАЗОВИ МОДЕЛИ“)



$$H/R=1$$

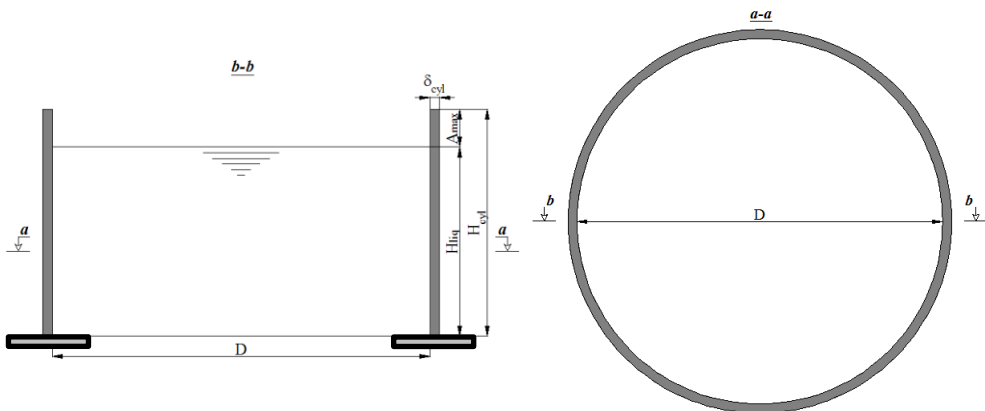
ЦИЛИНДРИЧЕН РЕЗЕРВОАР

Геометрия и материал на съоръжението:

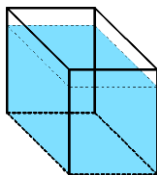
- височина на стената- 6m;
- дебелина на стената- $\delta_{\text{ци}} = 25\text{cm}$;
- височина на водата- $H=5\text{m}$;
- вътрешен диаметър (диаметър за водата)- $D=10\text{m}$;
- материал за съоръжението: бетон клас C25/30.

Почвени условия:

- почва- тип D;
- референтно ускорение- $a_{\text{gr}} = 0,23\text{g}$.
- клас на значимост на съоръжението- II,
- коефициент на значимост $\gamma_1 = 1$;
- коефициент на поведение за конструкцията на резервоара- $q=1$.



Фиг. 2 - Котражен план на цилиндричен резервоар



$$H/L = 2$$

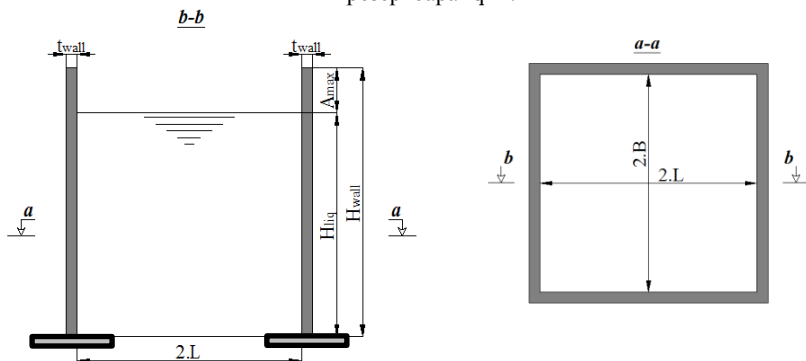
ПРИЗМАТИЧЕН РЕЗЕРВОАР

Геометрия и материал на съоръжението:

- височина на стените- 6m;
- дебелина на стените- $t_{wall} = 25\text{cm}$;
- височина на водата- $H=5\text{m}$;
- размери на основата (за водата)- $(2.L)/(2.B)=5/5\text{m}$;
- материал за съоръжението: бетон клас C25/30.

Почвени условия:

- почва- тип D;
- референтно ускорение- $a_{gR} = 0,23.g$.
- клас на значимост на съоръжението- II,
- коефициент на значимост $\gamma_I = 1$;
- коефициент на поведение за конструкцията на резервоара- $q=1$.



а)- осно сечение (вертикален разрез)

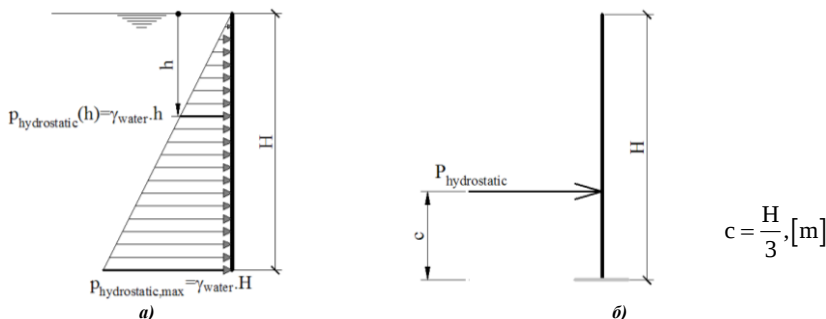
б)- план (хоризонтален разрез)

Фиг. 3 - Котражен план на призматичен резервоар

Глава IV. РЕШЕНИЯ НА РЕЗЕРВОАРИ, ПОДЛОЖЕНИ НА ХИДРОСТАТИЧНО И СЕИЗМИЧНО (ХИДРОДИНАМИЧНИ) ВЪЗДЕЙСТВИЯ

Част 1. ХИДРОСТАТИЧЕН НАТИСК И СТАТИЧЕН АНАЛИЗ НА СЪОРЪЖЕНИЯТА

Хидростатичният натиск $p_{\text{hydrostatic}}(h)$, който упражнява водата върху стената на резервоара (важи и за цилиндричните, и за призматичните резервоари) е постоянен по интензивност при една и съща дълбочина. Натискът се увеличава линейно в дълбочина.



Фиг. 4: а)- диаграма на хидростатичното въздействие върху стените на резервоар;
б)- равнодействащата, съгл. а)

$$(1) p_{\text{hydrostatic}}(h) = \gamma_{\text{water}} \cdot h, [\text{kN} / \text{m}^2]$$

$$(2) P_{\text{hydrostatic}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{\text{water}} \cdot H^2, [\text{kN} / \text{m}']$$

Съгласно: българските норми за проектиране, СНИП и Еврокод (защото това са документите, по които са се проектирали, проектират и ще се проектират хидротехническите съоръжения, т.е. „минало-настояще-бъдеще“ за стари и нови конструкции), базирани върху класическите теории на Westergaard и Housner (при решения по Спектралната теория) и с помощта на специализиран софтуер, работещ по МКЕ като: Tower (чрез трансформирани товари и налягания), SAP2000 (чрез динамични маси и пружини) и ANSYS (чрез FLUID крайни елементи), (т.е. представяне на хидродинамичното въздействие, съгласно възможностите на програмните продукти), са анализирани резервоари за вода, при строго класифициране на съоръженията (нисък, среден и висок типове съдове). Наблюдавани са стойностите и местоположението на максималните усилия в хоризонтална посока. Предложени са: „формообразуване“ при етап проектиране; спектри при анализите; проверки на стабилитет: проверки на устойчивост, „квази-сеизмични“ проверки, проверки за „отваряне“ на резервоарите“; носещи способности на армировките.

Части от 2. до Част 8.

ЦИЛИНДРИЧЕН РЕЗЕРВОАР

1. Анализи, съгласно НПССЗР-2012

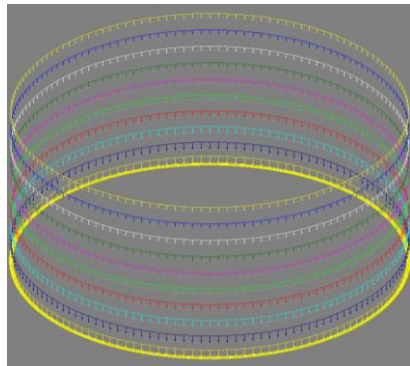
1.1. Присъединени водни маси

Като въздействие, създаващо маси за модален анализ е преобразувана присъединената водна маса. Това натоварване е приложено по периметъра (равномерно разпределено, линейно натоварване, гравитационно) на резервоара (по пръстени) и чрез него се имитира „присъединяването“ на водата по време на земетръс.

$$m_w = \frac{\rho_w}{g} \cdot d_1^2 \cdot \mu \rightarrow q = \frac{g \cdot m_w}{\pi \cdot d_1}$$

Табл. 1. - Въздействия от присъединена водна маса

z, [m]	q, [kN / m']
0	0
0,5	2,5
1	5
1,5	7,5
2	10
2,5	12,5
3	15
3,5	17,5
4	20
4,5	22,5
4,95	24,75



Фиг. 5 - Пространствена визуализация на товарите

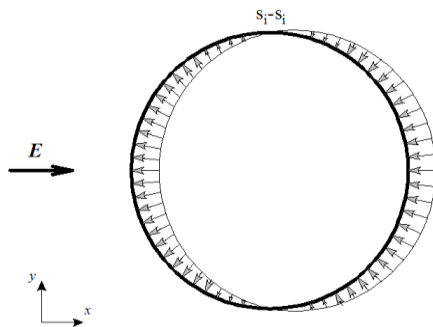
1.2. Хидродинамично налягане

Налягането е преобразувано в неравномерно разпределен във височина товар.

$$p_1 = C.R.K_c \cdot \rho_w \cdot g \cdot d_1^2 \cdot D$$

Табл. 2. - Хидродинамични налягания

z, [m]	$p^* = \frac{p_1}{\pi \cdot d_1}, [kN / m']$
0	0
0,5	5,64
1	11,28
1,5	16,92
2	22,56
2,5	28,20
3	33,84
3,5	39,49
4	45,13
4,5	50,77
4,95	55,85



Фиг. 6 - Хидродинамични налягания p^* в сечение $s_i - s_i$ през цилиндъра

2. Анализ, съгласно Westergaard

Използва се „корекция“ на обемните тегла (по пръстени, за дадена височина) за материала на стената. По този начин се имитира добавената маса и от водата по време на земетръс.

$$p_{wd} = \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot H \cdot \sqrt{\frac{x}{H}} \rightarrow$$

$$\rightarrow m_{add} = \frac{p_{wd} \cdot (\pi \cdot D) \cdot h}{k_h \cdot g} \rightarrow$$

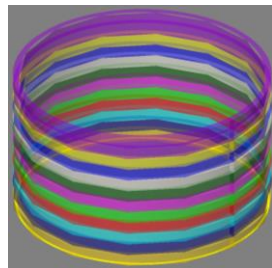
$$\rightarrow m_{1FE} = \frac{m_{add}}{N_{FE}} \rightarrow$$

$$\rightarrow \rho_{1FE} = \frac{m_{1FE}}{a_{FE} \cdot b_{FE} \cdot t_{FE}} \rightarrow$$

$$\rightarrow \rho_{wall}^* = \rho_{1FE} + \rho_{wall}$$

Табл. 3. - Коригирани обемни тегла по пръстени

x, [m]	ρ_{wall}^* , [kN / m ³]
0	25
0,25	28,91
0,75	31,78
1,25	33,75
1,75	35,36
2,25	36,74
2,75	37,98
3,25	39,11
3,75	40,16
4,25	41,14
4,75	42,06
5	42,50



Фиг. 7 - Пространствена визуализация на „свкупностите“ на стените

3. Анализ с отчитане вискозитета на флуида, при определена температура

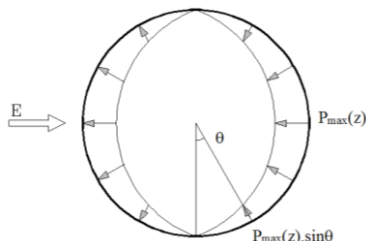
Отчита се „вътрешното триене“ на водата при различни температури. Във височина на стената, хидродинамичното налягане се увеличава значително от средата към горния край. Това е в резултат на Sloshing- ефекта.

$$P(z) = P_{max}(z) \cdot \sin \theta$$

$$P_{max}(z) = \rho \cdot R_{liq} \cdot C_r \cdot R \cdot K_C \cdot \xi_{sp} \cdot \sqrt{1 - e^{-2 \cdot \tilde{v}_1 \cdot t_1}}$$

Табл. 4. - Хидродинамични налягания

z, [m]	$P_{max}(z)$, [kN/m ²]	
0	8,28	8,11
2,3	8,94	8,62
4,6	15,94	15,45
	t = 10°C	t = 20°C



Фиг. 8 - Схема на налягането върху стената

4. Решения, съгласно СНиП

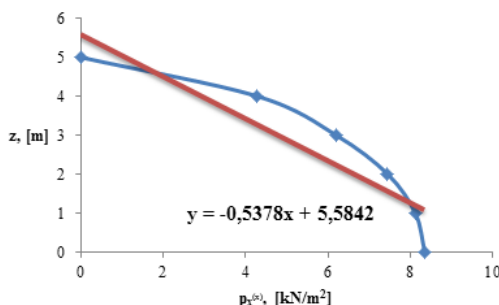
4.1. Първи начин- с графики

Решенията са извършени с помощта на графики. Хидродинамичното налягане не е линейно като функция във височина, затова се прави математическа апроксимация и се работи с новата функция. Натоварването е линейно, със стойност равна на големината на равнодействащата R и приложено на височина h_R .

$$p_x^{(x)}(z_0, h_0, \theta) = \rho_w \cdot g \cdot R \cdot \frac{a_{gR}}{g} \cdot k_4(z_0, h_0) \cdot \sin \theta$$

Табл. 5. - Интензивности на налягането

$z_0 = \frac{z}{H}$	$p_x^{(x)}, [kN/m^2]$
0	8,35
1/5=0,2	8,12
2/5=0,4	7,45
3/5=0,6	6,20
4/5=0,8	4,29
5/5=1	0



Фиг. 9 - Диаграма на действителното хидродинамично налягане (синьо) и линия на уравнение на правата (червено)

$$R = 21,2 \text{ kN/m} \rightarrow h_R = 2,24 \text{ m}$$

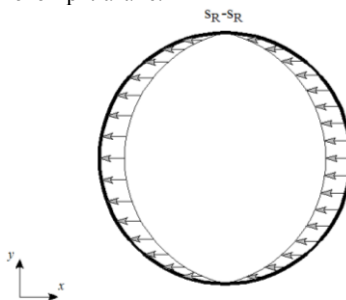
4.2. Втори начин- с графики

Решенията са извършени с помощта на графики. Намират се равнодействащата на хидродинамичното налягане и височината на нейното прилагане.

$$P_x = g \cdot m \cdot A_{\max}^{(x)} \cdot k_5$$

$$P_x^* = \frac{P_x}{\pi \cdot \frac{D}{2}} = 312,1 \text{ kN/m}$$

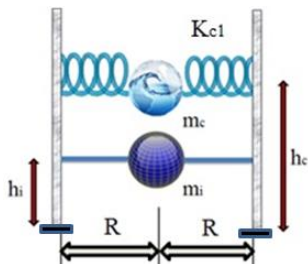
$$h_{0c} (\equiv h_R) = k_6 \cdot h = 2 \text{ m}$$



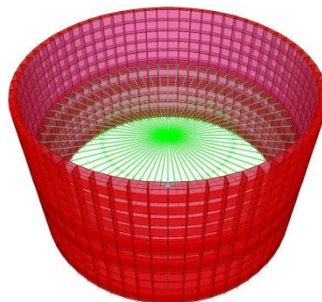
Фиг. 10 - Сечение s_R-s_R през цилиндъра-
Хидродинамично налягане
 P_x^* , приложено като резултантна на ниво h_R

5. Анализи, съгласно теорията на Housner

Чрез свойствата на елемента Link (в SAP2000), са въведени характеристиките: маса и коравина, в съответното изследвано направление, за хидродинамичните компоненти на водата. Импулсивната маса m_i е въведена по възли, като е „разбита“ по периметъра до височината h_i . Конвективната маса m_c е въведена като динамична маса в направление x , на височина h_c . Сумарната коравината на пружините, свързващи конвективната маса с възлите на стената на резервоара, е равна на коравината K_{cl} .



Фиг. 11 - Теоретичен модел



Фиг. 12 - Изчислителен модел в среда на специализиран софтуер

Табл. 6. - Сравнения между стойностите на величините

	Housner (1954)	Housner (1957)	Housner (1963)
$m_i, [kN]$	2128,54	2053,01	2159,69
$m_c, [kN]$	1713,47	1710,05	1238,74
$h_i, [m]$	1,88	1,86	1,88
$h_c, [m]$	1,25	2,95	1,12
$K_{cl}, [kN / m']$	5870,47	5847,08	4142,02
$H, [m]$	5	4,90	5

6. Анализи, съгласно Еврокод 8-4

6.1. Хидродинамични налягания

Импульсивното налягане (максимално в основата и с малка стойност във върха) има във височина линейна диаграма на натоварването, докато за конвективното налягане (малка стойност в основата и максимална във върха, заради Sloshing- ефекта), диаграмата не е линейна и се налага математическото ѝ апроксимиране с линейна.

$m_i, [kN]$	2119,50
$h_i, [m]$	2,00
$m_c, [kN]$	1696,99
$h_c, [m]$	3,03

$$p_i = C_i(\xi, \zeta) \cdot \rho_w \cdot H \cdot \cos\theta \cdot A_g(t)$$

Табл. 7. - Интензивности на налягането

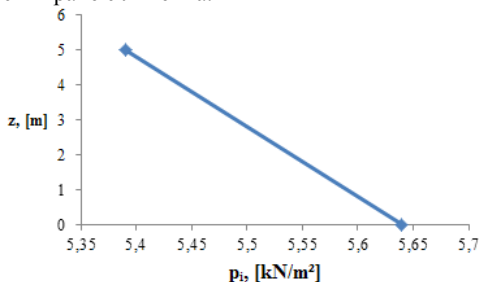
$z, [m]$	$p_i, [kN/m^2]$
5	5,39
0	5,64

$$p_c(\xi, \zeta, \theta, t) =$$

$$= \rho_w \cdot \sum_{n=0}^{\infty} \psi_n \cdot \cosh(\lambda_1 \cdot \gamma \cdot \zeta) \cdot J_1(\lambda_1 \cdot \xi) \cdot \cos\theta \cdot A_c(t)$$

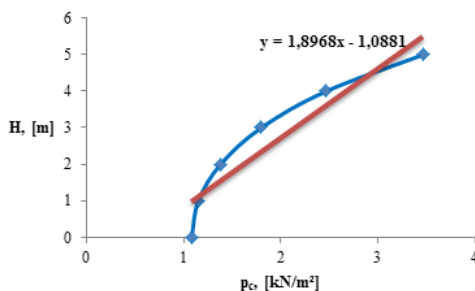
Табл. 8. - Интензивности на налягането

$z, [m]$	$p_c, [kN/m^2]$
5	3,47
4	2,47
3	1,80
2	1,38
1	1,15
0	1,08



Фиг. 13 - Диаграма на действителното импулсно налягане

$$R = 27,58 \text{ kN/m} \leftrightarrow h_R = 2,48 \text{ m}$$



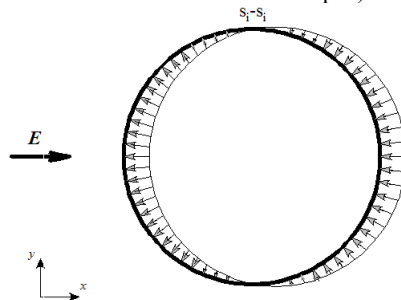
Фиг. 14 - Диаграма на действителното конвективно налягане (синьо) и линия на уравнение на правата (червено)

$$R = 16,13 \text{ kN/m} \leftrightarrow h_R = 3,09 \text{ m}$$

6.2. „Трансформирани товари“ (по Опростената процедура)

Въздействията са получени от масите (импулсивна и конвективна) и височините на тяхното прилагане, при отчитане на ускоренията. При удвоена височина на прилагане (*защото масата реално е по средата*) на масата се изчисляват стойностите на „трансформираните товари“, като се има предвид, че водата действа само в резервоара и характера на масите-импулсивна (трепти с резервоара и има максимална стойност при основата) и конвективна (трепти самостоятелно, като създава вълни и има максимална стойност във върха).

$m_i, [kN]$	2150,90
$h_i, [m]$	2,10
$m_c, [kN]$	1774,10
$h_c, [m]$	3,08



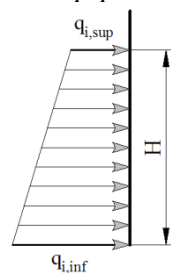
Фиг. 15 - Разпределение на наляганията в разрез

$$2.h_i < H \rightarrow$$

$$\rightarrow \begin{cases} q_{i,inf} = \frac{q_i}{H^2} \cdot (4.H - 6.h_i), [kN / m^2] \\ q_{i,sup} = \frac{q_i}{H^2} \cdot (6.h_i - 2.H), [kN / m^2] \end{cases}$$

$$\leftarrow q_i = \frac{\frac{A_i}{2} \cdot \frac{m_i}{\pi} \cdot g}{\frac{D}{2}}, [kN / m^2]$$

$q_i, [kN / m^2]$	10,28
$q_{i,sup}, [kN / m^2]$	1,07
$q_{i,inf}, [kN / m^2]$	3,04

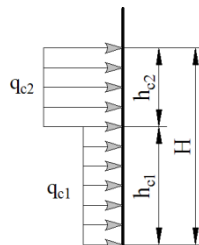


Фиг. 16 - Еквивалентно импулсивно натоварване във височина

$$2.h_c > H \Rightarrow \begin{cases} h_{c1} = h_c \\ h_{c2} = h - h_c \end{cases} \rightarrow$$

$$\rightarrow \begin{cases} q_{c1} = \frac{\frac{A_c}{2} \cdot \left(\frac{m_c}{2}\right) \cdot g}{h_{c1} \cdot \pi \cdot \frac{D}{2}}, [kN / m^2] \\ q_{c2} = \frac{\frac{A_c}{2} \cdot \left(\frac{m_c}{2}\right) \cdot g}{h_{c2} \cdot \pi \cdot \frac{D}{2}}, [kN / m^2] \end{cases}$$

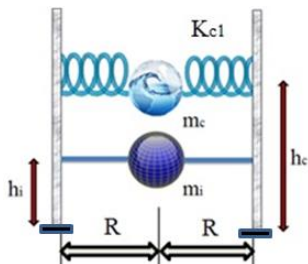
$q_{c2}, [kN / m^2]$	1,22
$q_{c1}, [kN / m^2]$	0,76



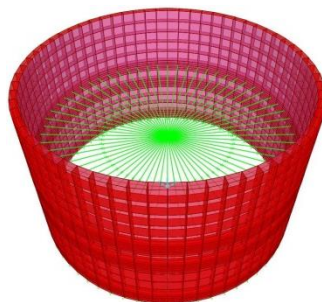
Фиг. 17 - Еквивалентно конвективно натоварване във височина

6.3. Анализи с динамични маси и пружини

Чрез свойствата на елемента Link (в SAP2000), са въведени характеристиките: маса и коравина, в съответното изследвано направление, за хидродинамичните компоненти на водата. Импулсивната маса m_i е въведена по възли, като е „разбита“ по периметъра до височината h_i . Конвективната маса m_c е въведена като динамична маса в направление x , на височина h_c . Сумарната коравината на пружините, свързващи конвективната маса с възлите на стената на резервоара, е равна на коравината K_{c1} .



Фиг. 18 - Теоретичен модел



Фиг. 19 - Изчислителен модел в среда на специализиран софтуер

$m_i, [kN]$	2150,90
$h_i, [m]$	2,10
$m_c, [kN]$	1774,10
$h_c, [m]$	3,08
$K_{c1}, [kN / m']$	6071,86

$$m_{i, \text{node } N_{ij}} = \frac{m_i}{N_{\text{nodes in perimeter in section}} \cdot N_{\text{nodes in height to } h_i}}$$

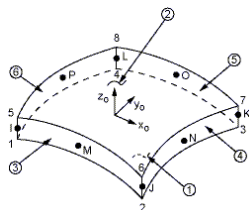
$$K_{c, \text{node } N_{ij}} = \frac{K_{c1}}{N_{\text{nodes in perimeter}}}$$

7. Анализи с крайни елементи FLUID

Проведени са решения: Impulsive и Convective, за модален и спектрален анализи.

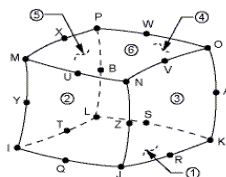
Решението Impulsive (Without Sloshing) се базира на „прилепване на водата“, докато решението Convective (With Sloshing) се базира на ефекта на разплискване (Sloshing) на водата (като цяло). При анализите са отчитани и следени: ефективна маса (effective mass), коефициент на участие (participation factor) и праг на значимост (treshould of significance).

Изчислени са периодите на трептене при различни нива на запълване на резервоара.



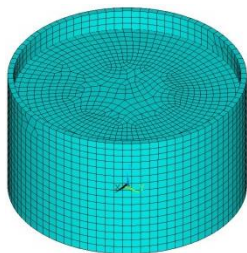
Фиг. 20 - Геометрия на краен елемент SHELL 281

(за конструкция- стена),
степените на свобода: UX, UY, UZ, ROT: X, Y, Z

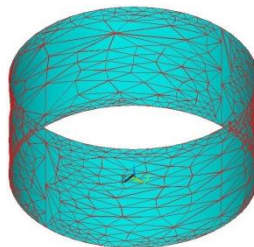


Фиг. 21 - Геометрия на краен елемент FLUID 220 (флуид- вода),

степените на свобода: UX, UY, UZ, PRESSURE



Фиг. 22 - Изчислителен модел
3D- визуализация



Фиг. 23 - Изчислителен модел
FSI- условие за съвместна работа между конструкцията
и флуида (чрез степените на свобода)

Impulsive	Convective
Естествени гранични условия	Свободна водна повърхност
На повърхността на водата PRESSURE = 0	SLOSHING $\uparrow (+z)$ $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

ПРИЗМАТИЧЕН РЕЗЕРВОАР

1. Анализи, съгласно НПССЗР-2012

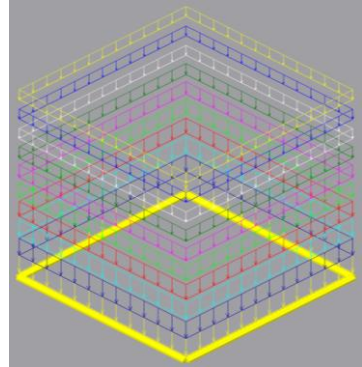
1.1. Присъединени водни маси

Като въздействие, създаващо маси за модален анализ е преобразувана присъединената водна маса. Това натоварване е приложено по периметъра (равномерно разпределено, линейно натоварване, гравитационно) на резервоара (по пръстени) и чрез него се имитира „присъединяването“ на водата по време на земетръс.

$$m_w = \frac{\rho_w}{g} \cdot d_2^2 \cdot \mu \rightarrow q = \frac{g \cdot m_w}{4 \cdot d_2}$$

Табл. 9. - Въздействия от присъединена водна маса

z, [m]	q, [kN / m']
0	0
0,5	3,95
1	5,59
1,5	6,85
2	7,91
2,5	8,84
3	9,68
3,5	10,46
4	11,18
4,5	11,86
4,95	12,44



Фиг. 24 - Пространствена визуализация на товарите

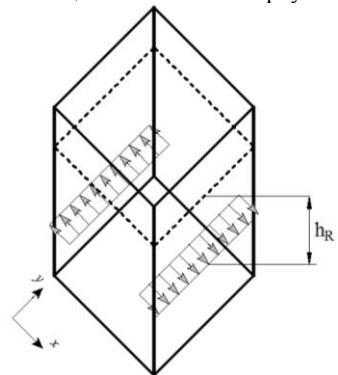
1.2. Хидродинамично налягане

Налягането е трансформирано в линейен товар- равнодействаща на налягането върху стените.

$$p_1 = C_R \cdot K_c \cdot \rho_w \cdot g \cdot d_2^2 \cdot D$$

Табл. 10. - Хидродинамични налягания

z, [m]	$p^* = \frac{p_1}{2 \cdot d_2}, [\text{kN} / \text{m}']$
0	0
0,5	17,84
1	25,23
1,5	30,90
2	35,68
2,5	39,89
3	43,69
3,5	47,20
4	50,45
4,5	53,51
4,95	56,13



Фиг. 25 - Резултантната на хидродинамичното налягане R , приложена на височина h_R

$$R = \frac{p_{1,(z=4,95 \text{ m})} \cdot (z = 4,95)}{2} \cdot \left(k = \frac{A}{A_1} \right) = 183,37 \text{ kN/m}' \rightarrow h_R = h \cdot x \rightarrow x = \frac{2 \cdot h + d_2}{4 \cdot h + d_2} = 0,6 \Rightarrow h_R = 3 \text{ m}$$

2. Анализ, съгласно Westergaard

Използва се „корекция“ на обемните тегла (по пръстени, за дадена височина) за материала на стената. По този начин се *имитира* добавената маса и от водата по време на земетръс.

Табл. 11. - Коригирани обемни тегла

x, [m]	ρ_{wall}^* , [kN / m ³]
0	25
0,25	28,63
0,75	31,28
1,25	33,11
1,75	34,59
2,25	35,88
2,75	37,03
3,25	38,07
3,75	39,04
4,25	39,95
4,75	40,81
5	41,42

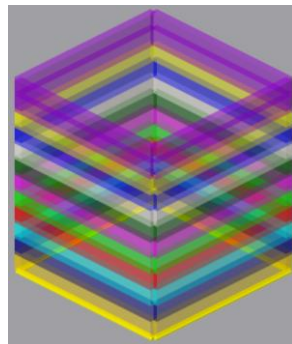
$$p_{wd} = \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot H \cdot \sqrt{\frac{x}{H}} \rightarrow$$

$$\rightarrow m_{add} = \frac{p_{wd} \cdot P \cdot h}{k_h \cdot g} \rightarrow$$

$$\rightarrow m_{IFE} = \frac{m_{add}}{N_{FE}} \rightarrow$$

$$\rightarrow \rho_{IFE} = \frac{m_{IFE}}{a_{FE} \cdot b_{FE} \cdot t_{FE}} \rightarrow$$

$$\rightarrow \rho_{wall}^* = \rho_{IFE} + \rho_{wall}$$



Фиг. 26 - Пространствена визуализация на „свкупностите“ на стените

3. Анализи, съгласно СНИП

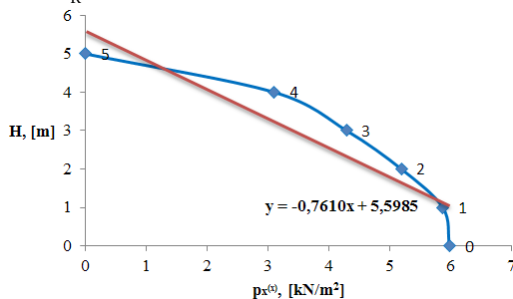
3.1. Първи начин- с графики

Решенията са извършени с помощта на графики. Хидродинамичното налягане не е линейно като функция във височина, затова се прави математическа апроксимация и се работи с новата функция. Натоварването е линейно, със стойност равна на големината на равнодействащата R и приложено на височина h_R .

$$p_x^{(x)} = \rho_w \cdot g \cdot (2L) \cdot \frac{a_{gR}}{g} \cdot k_1(z_0, h_0)$$

Табл. 12. - Интензивности на налягането по височина на стените

$z_0 = \frac{z}{H}$	$p_x^{(x)}$, [kN / m ²]
отно- 0	5,98
1/5=0,2	5,87
2/5=0,4	5,19
3/5=0,6	4,29
4/5=0,8	3,10
5/5=1	0



Фиг. 27 - Диаграма на действителното хидродинамично налягане (синьо) и линия на уравнение на правата (червено)

$$p_x^{(x)} = g \cdot m \cdot \frac{a_{gR}}{g} \cdot k_2 = 194,61 \text{ kN} \leftrightarrow z_{oc} = \frac{z_c}{H} = k_3 \Rightarrow k_3 \cdot H = z_{oc} \Leftrightarrow 0,44,5 = 2,20 \text{ m} = z_{oc}$$

H, [m]	$q = y = 0,7610 \cdot x + 5,5985$
5	5,60
0	10,15

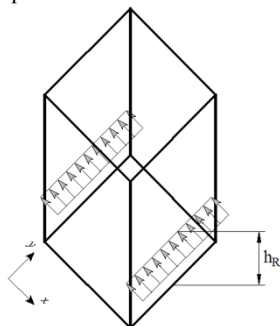
3.2. Втори начин- с графики

Решенията са извършени с помощта на графики. Намират се равнодействащата на хидродинамичното налягане и височината на нейното прилагане.

$$P_x = g \cdot m_w \cdot A_{\max}^{(x)} \cdot k_2$$

$$P_x^* = \frac{P_x}{\frac{2 \cdot (L + B)}{2}} = 200 \text{ kN / m'}$$

$$z_{0c} (\equiv h_R) = k_3 \cdot h = 2,25 \text{ m}$$

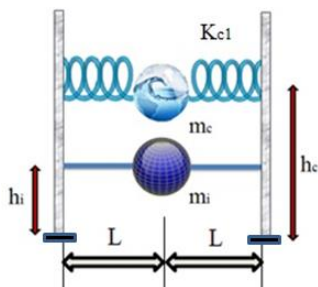


Фиг. 28 - Хидродинамично налягане P_x^* , приложено като резултант на височина h_R

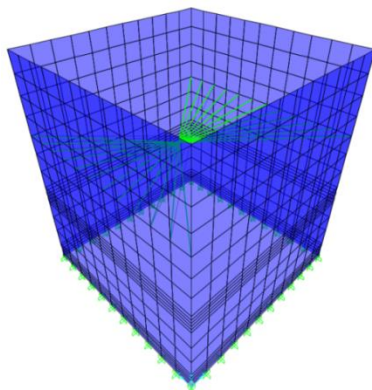
4. Анализи, съгласно теорията на Housner

4.1. Анализ „Impulsive+Convective“

Чрез свойствата на елемента Link (в SAP2000), са въведени характеристиките: маса и коравина, в съответното изследвано направление, за хидродинамичните компоненти на водата. Импулсивната маса m_i е въведена по възли, като е „разбита“ по периметъра до височината h_i . Конвективната маса m_c е въведена като динамична маса в направление x , на височина h_c . Сумарната коравина на пружините, свързващи конвективната маса с възлите на стената на резервоара, е равна на коравината K_{c1} .



Фиг. 29 - Теоретичен модел



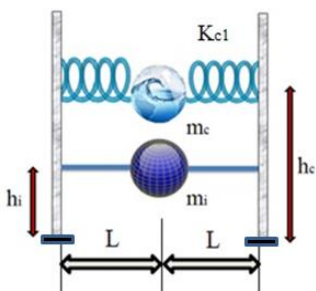
Фиг. 30 - Изчислителен модел в среда на специализиран софтуер

Табл. 13. - Сравнения между стойностите на величините

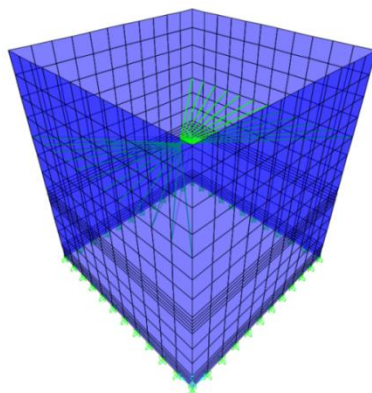
	Housner (1954)	Housner (1957)	Housner (1963)
$m_i, [\text{kN}]$	1009,42	665,19	836,79
$m_c, [\text{kN}]$	328,23	325,51	321,75
$h_i, [\text{m}]$	1,88	1,43	1,63
$h_c, [\text{m}]$	3,28	2,44	2,36
$K_{cl}, [\text{kN} / \text{m}']$	2029,15	1983,17	1949,91

4.2. Анализ за „дълбок“ съд

Чрез свойствата на елемента Link (в SAP2000), са въведени характеристиките: маса и коравина, в съответното изследвано направление, за хидродинамичните компоненти на водата. Импулсивната маса m_i е въведена по възли, като е „разбита“ по периметъра до височината h_i . Конвективната маса m_c е въведена като динамична маса в направление x , на височина h_c . Сумарната коравината на пружините, свързващи конвективната маса с възлите на стената на резервоара, е равна на коравината K_{cl} .



Фиг. 31 - Теоретичен модел



Фиг. 32 - Изчислителен модел в среда на специализиран софтуер

$m_i, [\text{kN}]$	962,5
$h_i, [\text{m}]$	2,05
$m_c, [\text{kN}]$	287,5
$h_c, [\text{m}]$	3,55
$K_{cl}, [\text{kN} / \text{m}']$	2028,3

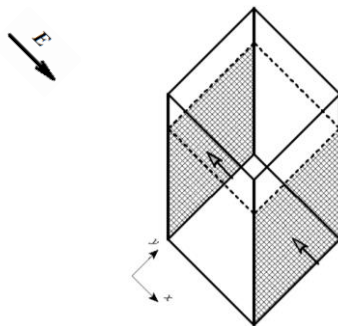
$$m_{i, \text{node } \# j} = \frac{\frac{m_i}{2}}{N_{\text{nodes for side in section}} \cdot N_{\text{nodes in height to } h_i}}$$

$$K_{c, \text{node } \# j} = \frac{K_{cl}}{(N_{\text{sides}} = 2) \cdot N_{\text{nodes in sides in section}}}$$

4.3. Анализ „Трансформирани товари“- решение „Impulsive + Convective + Added (Residual)“

Въздействията са получени от масите (импулсивна, конвективна и добавена) и височините на тяхното прилагане, при отчитане на ускоренията. При удвоена височина на прилагане (защото масата реално е по средата) на масата се изчисляват стойностите на „трансформираните товари“, като се има предвид, че водата действа само в резервоара и характера на масите.

$m_i, [kN]$	662,5
$h_i, [m]$	2,66
$m_c, [kN]$	325
$h_c, [m]$	3,69
$m_a, [kN]$	262,5
$h_a, [m]$	0,125



Фиг. 33 - Прилагане на натоварването в изследваната посока

$$\begin{cases} h_{i1} = 2,66m \\ h_{i2} = 2,34m \end{cases}$$

$$\begin{cases} h_{c1} = 3,69m \\ h_{c2} = 1,31m \end{cases}$$

$$2.h_a = 0,25m$$

$$\begin{cases} q_{i1} = \frac{m_i \cdot 0,5g}{h_{i1} \cdot (2.B)} = 24,43kN / m^2 \\ q_{i2} = \frac{m_i \cdot 0,5g}{h_{i2} \cdot (2.B)} = 27,77kN / m^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_{c1} = \frac{m_c \cdot 0,5g}{h_{c1} \cdot (2.B)} = 8,64kN / m^2 \\ q_{c2} = \frac{m_c \cdot 0,5g}{h_{c2} \cdot (2.B)} = 24,34kN / m^2 \end{cases}$$

$$q_a = \frac{m_a \cdot 0,5g}{2.h_a \cdot (2.B)} = 103,01kN / m^2$$

5. Анализи, съгласно Еврокод 8-4

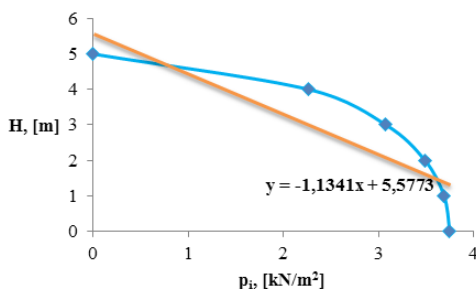
5.1. Хидродинамични налягания

Импульсивното налягане (максимално в основата и с малка стойност във върха) има във височина линейна диаграма на натоварването, докато за конвективното налягане (малка стойност в основата и максимална във върха, заради Sloshing- ефекта), диаграмата не е линейна и се налага математическото ѝ апроксимиране с линейна.

$$p_i(z, t) = q_0(z) \cdot \rho_w \cdot L \cdot A_g(t)$$

Табл. 14. - Стойности на импульсивното налягане по височина на стените

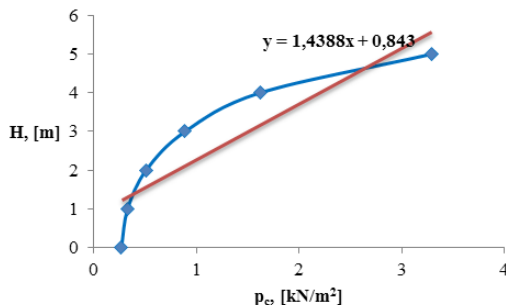
z / H	$p_i(z, t), [kN / m^2]$
0	3,75
1/5=0,2	3,69
2/5=0,4	3,49
3/5=0,6	3,08
4/5=0,8	2,27
5/5=1	0



$$p_c(z, t) = [q_{c1}(z) + q_{c2}(z)] \cdot \rho_w \cdot L \cdot A_c(t)$$

Табл. 15. - Стойности на конвективното налягане по височина на стените

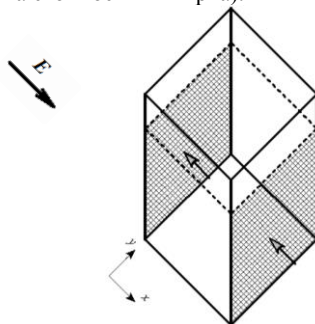
z / H	$p_c(z, t), [kN / m^2]$
0	0,27
1/5=0,2	0,33
2/5=0,4	0,51
3/5=0,6	0,89
4/5=0,8	1,62
5/5=1	3,29



5.2. „Трансформирани товари“ (по Опростената процедура)

Въздействията са получени от масите (импулсивна и конвективна) и височините на тяхното прилагане, при отчитане на ускоренията. При удвоена височина на прилагане (*защото масата реално е по средата*) на масата се изчисляват стойностите на „трансформираните товари“, като се има предвид, че водата действа само в резервоара и характера на масите-импулсивна (трепти с резервоара и има максимална стойност при основата) и конвективна (трепти самостоятелно, като създава вълни и има максимална стойност във върха).

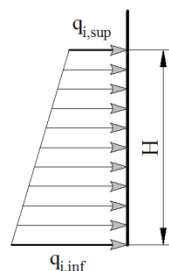
$m_i, [kN]$	953,75
$h_i, [m]$	2,24
$m_c, [kN]$	296,25
$h_c, [m]$	3,78



Фиг. 36 - Прилагане на натоварването в изследваната посока

$$2.h_i < H \rightarrow \begin{cases} q_{i,inf} = \frac{q_i}{H^2} \cdot (4.H - 6.h_i) \\ q_{i,sup} = \frac{q_i}{H^2} \cdot (6.h_i - 2.H) \end{cases} \leftarrow q_i = \frac{\frac{A_i}{g} \cdot m_i \cdot g}{2.B}$$

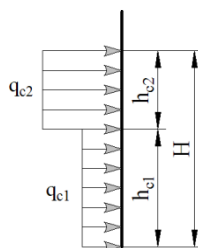
$q_i, [kN / m']$	38,06
$q_{i,sup}, [kN / m^2]$	5,24
$q_{i,inf}, [kN / m^2]$	9,99



Фиг. 37 - Еквивалентно импулсно натоварване във височина

$$2.h_c > H = 5m \Rightarrow \begin{cases} h_{c1} = h_c \\ h_{c2} = H - h_c \end{cases} \rightarrow \begin{cases} q_{c1} = \frac{\frac{A_c}{g} \cdot \left(\frac{m_c}{2}\right) \cdot g}{h_{c1} \cdot 2.B} \\ q_{c2} = \frac{\frac{A_c}{g} \cdot \left(\frac{m_c}{2}\right) \cdot g}{h_{c2} \cdot 2.B} \end{cases}$$

$q_{c2}, [kN / m^2]$	1,77
$q_{c1}, [kN / m^2]$	0,57



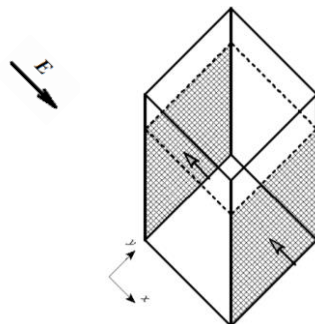
Фиг. 38 - Еквивалентно конвективно натоварване във височина

5.3. „Трансформирани товари“- решение Impulsive („Rigid“)

От формата (съвместимостта) на съоръжението, то се определя като „високо“. Изследва само за импулсивна хидродинамична маса, създаваща натоварването, заради строиността на съда, тъй като се отчита значително по-малката (или липса на такава) способност за разплискване на водата (No Sloshing). Товарът, с който се работи е равномерно разпределен по цялата височина на стените, до ниво Н.

$m_i, [kN]$	1250
$h_i, [m]$	2,50
$m_c, [kN]$	0
$h_c, [m]$	-

$$q_i = \frac{m_i \cdot 0,5g}{H \cdot (2.B)} = 24,53 kN / m^2$$



Фиг. 39 - Прилагане на натоварването в изследваната посока

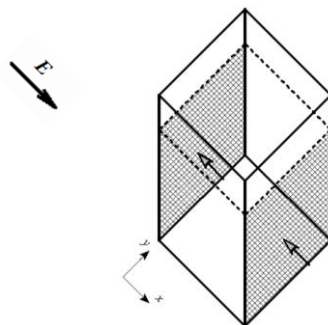
5.4. „Трансформирани товари“- решение „Impulsive + Convective + Flexible (Dynamic)“

Класифицирането на съоръжението като високо, налага отчитането на височината на конструкцията (отразяващо се в нейната гъвкавост), като се добавя и трети товар, именно изразяващ това състояние (Flexible/Dynamic). Товарът, с който се работи е равномерно разпределен по цялата височина до ниво Н. Импулсивият и конвективен товари са същите, както при анализа само с тях.

$$\begin{array}{|l} q_{i,inf} = 9,99 kN / m^2 \\ q_{i,sup} = 5,24 kN / m^2 \end{array} \quad \begin{array}{|l} q_{c1} = 0,57 kN / m^2 \\ q_{c2} = 1,77 kN / m^2 \end{array}$$

$m_d, [kN]$	552,50
$h_d, [m]$	2,50

$$q_d = \frac{m_d \cdot 0,5g}{2 \cdot h_d \cdot (2.B)} = 10,84 kN / m^2$$

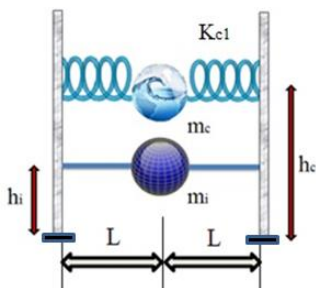


Фиг. 40 - Прилагане на натоварването в изследваната посока

6. Анализи с динамични маси и пружини

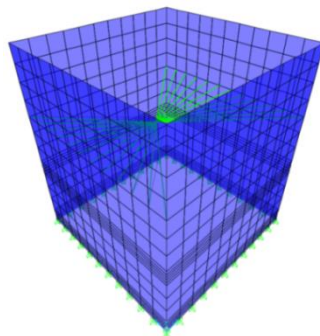
6.1. Импулсивна и конвективна маси (“Imp.+Conv.”)

Чрез свойствата на елемента Link (в SAP2000), са въведени характеристиките: маса и коравина, в съответното изследвано направление, за хидродинамичните компоненти на водата. Импулсивната маса m_i е въведена по възли, като е „разбита“ по периметъра до височината h_i . Конвективната маса m_c е въведена като динамична маса в направление x , на височина h_c . Сумарната коравината на пружините, свързващи конвективната маса с възлите на стената на резервоара, е равна на коравината K_{c1} .



Фиг. 41 - Теоретичен модел

$m_i, [kN]$	1012,5
$h_i, [m]$	2,26
$m_c, [kN]$	237,5
$h_c, [m]$	3,97
$K_{c1}, [kN / m']$	1496,27



Фиг. 42 - Изчислителен модел в среда на специализиран софтуер

$$m_{i,node \text{ № } j} = \frac{\frac{m_i}{2}}{N_{\text{nodes for side in section}} \cdot N_{\text{nodes in hight to } h_i}}$$

$$K_{c,node \text{ № } j} = \frac{K_{c1}}{(N_{\text{sides}} = 2) \cdot N_{\text{nodes in sides in section}}}$$

6.2. Само импулсивна маса (“Imp.”)

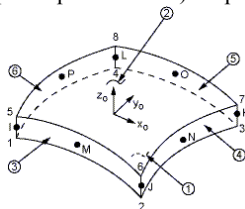
От формата (съвместимостта) на съоръжението, то се определя като „високо“. Изследва само за импулсивна хидродинамична маса, заради стройността на съда, тъй като се отчита значително по-малката (или липса на такава) способност за разпличване на водата (No Sloshing). Импулсивната маса m_i е въведена по възли, като е „разбита“ по периметъра до височината h_i .

$m_i, [kN]$	1250
$h_i, [m]$	2,50
$m_c, [kN]$	0
$h_c, [m]$	-

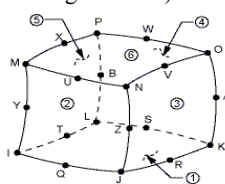
$$m_{i,node \text{ № } j} = \frac{\frac{m_i}{2}}{N_{\text{nodes for side in section}} \cdot N_{\text{nodes in hight to } h_i}}$$

7. Анализи с крайни елементи FLUID

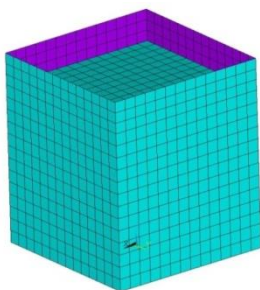
Проведени са решения: Impulsive и Convective, за модален и спектрал анализ. Решението Impulsive (Without Sloshing) се базира на „прилепване на водата“, докато решението Convective (With Sloshing) се базира на ефекта на разплескване (Sloshing) на водата (като цяло). При анализите са отчитани и следени: ефективна маса (effective mass), коефициент на участие (participation factor) и праг на значимост (threshold of significance).



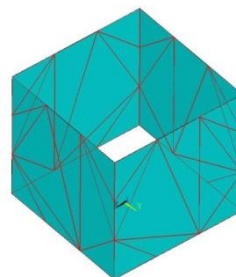
Фиг. 43 - Геометрия на краен елемент SHELL 281 (за конструкция- стена), степени на свобода: UX, UY, UZ, ROT: X, Y, Z



Фиг. 44 - Геометрия на краен елемент FLUID 220 (флуид- вода), степени на свобода: UX, UY, UZ, PRESSURE



Фиг. 45 - Изчислителен модел 3D- визуализация



Фиг. 46 - Изчислителен модел FSI- условие за съвместна работа между конструкцията и флуида (чрез степените на свобода)

Impulsive	Convective
Естествени гранични условия	Свободна водна повърхност
На повърхността на водата PRESSURE = 0	SLOSHING $\uparrow (+z)$ $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

Част 9. ВИСОЧИНИ НА ВЪЛНИТЕ

Височината на образувалата се хидродинамична вълна $d_{\max}$ е основен показател при сеизмичните анализи на резервоари за вода. Стойността е фактор за определяне височината на свободното пространство над максималното стационарно водно ниво.

Табл. 16. - Формули за определяне височината на вълните

№	ЦИЛИНДРИЧЕН РЕЗЕРВОАР	ПРИЗМАТИЧЕН РЕЗЕРВОАР
1.	$z(x) = \frac{a_{gR}}{g} \cdot \left(\frac{D}{2} - x \right) + H \Rightarrow$ $\Rightarrow d_{\max}, [m] = z(x=0) - z\left(x = \frac{D}{2}\right)$	$z(x) = \frac{a_{gR}}{g} \cdot (L - x) + H \Rightarrow$ $\Rightarrow d_{\max}, [m] = z(x=0) - z(x=L)$
2.	$d_{\max} = \frac{a_{gR}}{g} \cdot R, [m]$	$d_{\max} = \frac{a_{gR}}{g} \cdot L, [m]$
3.	$d_{\max}, [m] = \frac{2.R}{g} \cdot \frac{a_{gR}}{g} \cdot \sqrt{\sum_{n=1}^{\infty} \frac{[S_e(\omega_n)]^2}{(\lambda_n^2 - 1)^2}}$	$d_{\max}, [m] = \frac{4 \cdot (2.L)}{\pi^2} \cdot \frac{a_{gR}}{g} \cdot \sqrt{\sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \frac{1}{n^4} \cdot [S_e(\omega_n)]^2}$
4.1.	$d_{\max}, [m] = \max : \left\{ \begin{array}{l} R \cdot \theta_H \\ \frac{3}{4} \cdot R \cdot \theta_H \cdot \left[\frac{1}{1 - \frac{A_c}{R} \cdot \left(\frac{R \cdot \omega_{cl}^2}{g} \right)^2} \right] \right\}$	$d_{\max}, [m] \geq L \cdot \theta_H$
4.2.	$d_{\max}, [m] = \frac{0,408.R \cdot \cosh(\lambda_1 \cdot \gamma)}{\left(\frac{g}{\omega_{cl}^2 \cdot \theta_H \cdot R} - 1 \right)}$	$d_{\max}, [m] = \frac{0,527.L \cdot \cosh(1,58 \cdot \gamma)}{\left(\frac{g}{\omega_{cl}^2 \cdot \theta_H \cdot L} - 1 \right)}$
4.3.	$d_{\max}, [m] = \frac{0,63.A_c \cdot \left(\frac{K_{cl} \cdot R}{m_c \cdot g} \right)}{\left[1 - 0,85 \cdot \frac{A_c}{R} \cdot \left(\frac{K_{cl} \cdot R}{m_c \cdot g} \right)^2 \right]}$	$d_{\max}, [m] = \frac{0,84.A_c \cdot \left(\frac{K_{cl} \cdot g}{m_c \cdot g} \right)}{\left[1 - \frac{A_c}{L} \cdot \left(\frac{K_{cl} \cdot L}{m_c \cdot g} \right)^2 \right]}$
5.	$d_{\max}, [m] = \frac{0,84.R.S_e(T_{cl})}{g}$	$d_{\max}, [m] = \frac{1,15 \cdot 0,84.L.S_e(T_{cl})}{g}$

Легенда: Формулите са съгласно:

№1- Механика на флуидите;

№2- СНиП;

№3- Спектрална теория;

№4.1.-Теория на Housner (1954);

№4.2.-Теория на Housner (1957);

№4.3.-Теория на Housner (1963);

№5- Еврокод 8-4

Сеизмичните анализи са „калибрирани“, съгласно постулатите на Еврокод 8 и използваните в него спектрални криви!

Глава V. АНАЛИЗИ НА МОДЕЛИ, С ГЕОМЕТРИИ, РАЗЛИЧНИ ОТ „БАЗОВИТЕ“

Част 1. ЕФЕКТИВНОСТ НА ФОРМАТА НА РЕЗЕРВОАРИТЕ

Свойството „ефективност“ на формата на резервоарите се изразява във формообразуване на съдове, при зададен един и същ обем, който е „разлят“ в тях, с цел сравнение на обема бетон (само за стените), динамичните характеристики (период и честота на трептене) и големините на разрезните усилия (с местоположението им).

ЦИЛИНДРИЧЕН РЕЗЕРВОАР

Табл. 17. - Класификация на съдовете

H / R		
0,5	1	2
„ПЛИТЪК“ R=6,30 m H=3,15 m	„НОРМАЛЕН“ R=5 m H=5 m	„ДЪЛБОК“ R=4 m H=7,95 m

Табл. 18. - Маса и височини на прилагане

H / R	0,5	1	2
$m_i, [kN]$	1177,50	2150,90	3047,48
$h_i, [m]$	1,26	2,10	3,56
$m_c, [kN]$	2747,50	1774,10	946,60
$h_c, [m]$	1,71	3,08	5,97

Табл. 19. - Хидродинамични въздействия- импулсивни

H / R	0,5	1	2
$q_i, [kN / m^2]$	4,38	10,28	17,85
$q_{i, sup}, [kN / m^2]$	0,56	1,07	1,54
$q_{i, inf}, [kN / m^2]$	2,23	3,04	2,95

Табл. 20. - Хидродинамични въздействия- конвективни

H / R	0,5	1	2
$q_{c2}, [kN / m^2]$	1,18	1,22	10,27
$q_{cl}, [kN / m^2]$	1,00	0,76	3,41

Табл. 21. - Прилагане на хидродинамичните въздействия- конвективни

H / R	0,5	1	2
$h_{c2}, [m]$	1,44	1,92	1,98
$h_{cl}, [m]$	1,71	3,08	5,97

Проведено е допълнително решение на резервоар, съгласно методиката с „трансформирани товари“, (анализ с Tower 7), с геометрия на резервоар (който представлява 3 пъти увеличен „базовия модел“), размерите му са, както следва: височина на водното ниво (максимално) $H=15\text{ m}$ + височина над свободната повърхност $A_{max}=1\text{ m}$; височина на стените на резервоара $H_{cyl}=16\text{ m}$, при запазени данни от „базовия модел“: дебелина на стената $\delta_{cyl}=25\text{ cm}$, основа (за водата) с радиус: $R=15\text{ m}$; материал- клас бетон C25/30, коефициенти на: значимост $\gamma_1=1$ и поведение $q=1$, тип почва D, референтна ускорение $a_{gr}=0,23\text{ g}$. Според формата си, резервоарът се класифицира като „среден“ (нормален), тъй като $H/R=1$.

Стойности на масите (и височините им на прилагане) и товарите (импулсивен и конвективен)- в определената височина:

$m_i, [kN]$	58074,30
$h_i, [m]$	6,29
$m_c, [kN]$	47900,70
$h_c, [m]$	9,24

$q_{i,} [kN / m']$	92,48
$q_{i, sup,} [kN / m^2]$	3,18
$q_{i, inf,} [kN / m^2]$	9,15

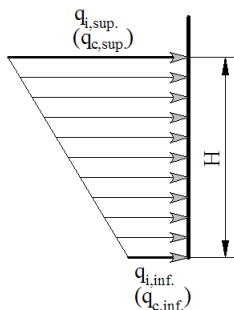
$q_{c2,} [kN / m^2] \updownarrow h_{c2,} [m]$	1,24 $\updownarrow$ 5,76
$q_{c1,} [kN / m^2] \updownarrow h_{c1,} [m]$	0,77 $\updownarrow$ 9,24

ПРИЗМАТИЧЕН РЕЗЕРВОАР

Табл. 22. - Класификация на съдовете

H / L	0,5	1	2
	„ПЛИТЪК“	„СРЕДЕН“	„ДЪЛБОК“
2.L, [m]	7,95	6,30	5
2.B, [m]	7,95	6,30	5
H, [m]	2	3,15	5

Извършените решения са съгласно Еурокод 8-4- налягания по стени на правоъгълни резервоари. Използвана е същата методология (апроксимиране на криволинейните диаграми на наляганията с праволинейни- трапецовидни), както при решението, дадено по-горе в раздела за наляганията за „базовия модел“.



Фиг. 47 - Налягания по височина на стена

Табл. 23. - Импулсивни налягания

	H / L		
	0,5	1	2
$q_{i, sup,} [kN / m^2]$	2,23	3,52	5,58
$q_{i, inf,} [kN / m^2]$	0,45	0,71	1,32

Табл. 24. - Конвективни налягания

	H / L		
	0,5	1	2
$q_{c, sup,} [kN / m^2]$	2,19	3,49	5,58
$q_{c, inf,} [kN / m^2]$	0,32	0,60	1,23

Проведено е допълнително решение на резервоар, съгласно методиката, описана по-горе (анализ с Tower 7), с геометрия на резервоар (който представлява 3 пъти увеличен „базовия модел“), размерите му са, както следва: височина на водното ниво (максимално) $H=15\text{ m} +$ височина над свободната повърхност $A_{\max}=1\text{ m}$; височина на стените на резервоара

$H_{\text{wall}} = 16\text{ m}$, при запазени данни от „базовия модел“: дебелина на стената $t_{\text{wall}} = 25\text{ cm}$, основа (за водата): $(2.L)/(2.B) = 15/15\text{ m}$; материал- клас бетон C25/30, коефициенти на: значимост $\gamma_I = 1$ и поведение $q=1$, тип почва D, референтна ускорение $a_{gR} = 0,23.g$. Според формата си, резервоарът се класифицира като „дълбок“, тъй като $H/L = 2$.

$$\text{Въздействия: } \begin{cases} q_{i,\text{sup.}} = 16,74 \text{ kN / m}^2 \\ q_{i,\text{inf.}} = 3,97 \text{ kN / m}^2 \end{cases} ; \begin{cases} q_{c,\text{sup.}} = 16,74 \text{ kN / m}^2 \\ q_{c,\text{inf.}} = 3,75 \text{ kN / m}^2 \end{cases} .$$

Част 2. ПРЕДЛОЖЕНИЯ ЗА СЕИЗМИЧНИ АНАЛИЗИ НА РЕЗЕРВОАРИТЕ ПО ПРОЦЕДУРИТЕ, СВЪРЗАНИ С ПРИЛАГАНЕТО НА ЕВРОКОД 8-4

Спектрални криви- предложения, отнасящи се до цилиндрични (и правоъгълни) резервоари

В долната и горна части на стената за импулсивна компонента на хидродинамичното въздействие, спектралното ускорение, с което ще се извършват анализите да бъде изчислително и във функция на импулсивния период на трептене (съвпадащ с този на конструкцията), т.е. $S_d(T_i)$. В долната част на стената- за конвективната компонента, спектралното ускорение, с което ще се извършват анализите също да бъде изчислителното и във функция на конвективния период на трептене $S_d(T_c)$, а в горната част на стената- ускорението да бъде от еластичния спектър на реагиране $S_e(T_c)$. Авторът предлага долна граница за спектралното ускорение, под която да не се пада, т.е. при:

$$(3) T_c > 4s \Rightarrow \min S(T_c) = q \cdot \beta \cdot a_g \leftarrow \begin{cases} q=1 \\ \beta=0,2 \end{cases} .$$

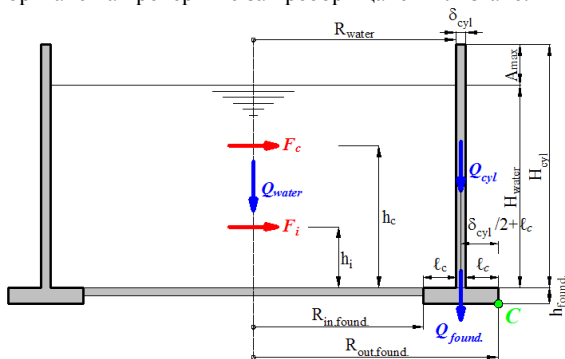
Също така, за да не се получи „обърната диаграма“ на конвективното налягане (голямата стойност да е отдолу, а малката- отгоре), авторът предлага за горната част на резервоара, конвективното въздействие при $T_c > 4s$, да се определя от спектрално ускорение за гранична стойност на периода, т.е. $S_e(T_c=4s)$, което да гарантира усилията от прекомерно намаляващото ускорение, а от там и въздействията.



Проверки на *стабилитет* на конструкцията (проверки на преобръщане и хлъзгане /плитко/ на резервоарите)

ЦИЛИНДРИЧЕН РЕЗЕРВОАР

Гарантиране устойчивостта на конструкцията, се основава на едновременното удовлетворяване на проверките за преобръщане и хлъзгане.



Фиг. 48 - Схема за проверка устойчивостта на резервоара

$$\begin{aligned} F_i &= m_i \cdot S_e(T_i) \\ F_c &= m_c \cdot S_e(T_c) \end{aligned}$$

а). Проверка на преобръщане:

$$(4) \quad k_{\text{resis tan ce}} = \frac{M_{\text{retentive}}}{M_{\text{overturning}}} > 1$$

Задържащ момент $M_{\text{retentive}}$, [kN.m] и преобръщащ момент $M_{\text{overturning}}$, [kN.m]:

$$(5), (6) \quad M_{\text{retentive}} = Q_{\text{water}} \cdot (R_{\text{water}} + \delta_{\text{cyl}} + \ell_c) + Q_{\text{cyl}} \cdot (R_{\text{water}} + \delta_{\text{cyl}} + \ell_c) + Q_{\text{found}} \cdot R_{\text{out, found.}}$$

$$M_{\text{overturning}} = \left[m_i \cdot (h_i + h_{\text{found.}}) + m_{\text{wall}} \cdot \left(\frac{H_{\text{cyl}}}{2} + h_{\text{found.}} \right) + m_{\text{found.}} \cdot \frac{h_{\text{found.}}}{2} \right] \cdot S_d(T_i) + m_c \cdot (h_c + h_{\text{found.}}) \cdot S_e(T_c)$$

б). Проверка на хлъзгане:

$$(7) \quad \sum H_{\text{static}} = (\sum V_{\text{static}} = Q_{\text{water}} + Q_{\text{cyl.}} + Q_{\text{found.}}), [\text{kN}], \mu_{\text{slip}} > \sum H_{\text{dynamic}}, [\text{kN}]$$

$$(8) \quad \sum H_{\text{dynamic}} = (m_i + m_{\text{cyl}} + m_{\text{found.}}) \cdot S_d(T_i) + m_c \cdot S_e(T_c), [\text{kN}]$$

Табл. 25. - Изходни данни. Решения, съгласно EC8-4- Опростена процедура

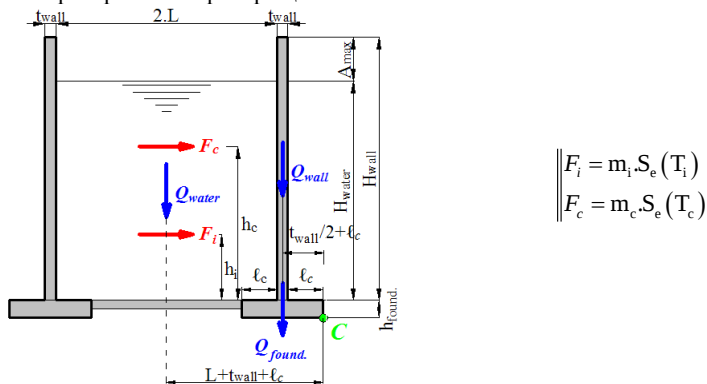
H / R	плитък	„базов модел“- среден	дълбок	голям- 3 пъти увеличен „базовия модел“- среден
	0,5	1	2	1
$m_i, [kN]$	1177,50	2150,90	3047,48	58074,30
$h_i, [m]$	1,26	2,10	3,56	6,29
$m_c, [kN]$	2747,50	1774,10	946,60	47900,70
$h_c, [m]$	1,71	3,08	5,97	9,24
$T_i, [s]$	0 0,03	0 0,04	0 0,05	0 0,17
$A_i, [m / s^2]$	1,50 2,75	1,50 3,16	1,50 3,57	1,50 5,64
$\omega_c, [rad]$	1,44	1,85	2,12	1,07
$T_c, [s]$	4,36 4	3,40	2,96	5,87 4
$A_c, [m / s^2]$	0,50 0,60	0,83	1,09	0,28 0,60

Забележка: В знаменател са дадени стойностите за: спектрални ускорения $S_e(T_c)$, при конвективен период $T_c > 4s$ и спектрални ускорения $S_d(T_i)$, получени във функция на действителния период на трептене T_i на конструкцията.

Наблюдава се увеличаване на стойностите на m_i и h_i при „превръщане“ на съда от „нисък“ в „среден“/„нормален“ и във „висок“. Стойностите, обаче на m_c намаляват, но тези на h_c също нарастват.

ПРИЗМАТИЧЕН РЕЗЕРВОАР

Гарантиране устойчивостта на конструкцията, се основава на едновременното удовлетворяване на проверките за преобръщане и хлъзгане.



Фиг. 49 - Схема за проверка устойчивостта на резервоар

Табл. 26. - Изходни данни. Решения, съгласно EC8-4- Опростена процедура

H / L	плитък 0,5	среден 1	„базов модел“- дълбок 2	голям- 3 пъти увеличен „базовия модел“- дълбок 2
$m_i, [kN]$	379,22	685,13	953,75	25751,25
$h_i, [m]$	0,80	1,32	2,24	6,72
$m_c, [kN]$	884,84	565,11	296,25	7998,75
$h_c, [m]$	1,09	1,94	3,76	11,27
$T_i, [s]$	0 0,05	0 0,06	0 0,06	0 0,45
$A_i, [m / s^2]$	1,50 3,57	1,50 3,99	1,50 3,99	1,50 5,64
$T_c, [s]$	3,93	2,97	2,53	4,39 4
$A_c, [m / s^2]$	0,62	1,09	1,49	0,50 0,60

Забележка: В знаменател са дадени стойностите за: спектрални ускорения $S_e(T_c)$, при конвективен период $T_c > 4s$ и спектрални ускорения $S_d(T_i)$, получени във функция на действителния период на трептене T_i на конструкцията.

Наблюдава се увеличаване на стойностите на m_i и h_i при „превръщане“ на съда от „нисък“ в „среден“/„нормален“ и във „висок“. Стойностите, обаче на m_c намаляват, но тези на h_c също нарастват.

а). Проверка на преобръщане:

$$(9) k_{\text{resistance}} = \frac{M_{\text{retentive}}}{M_{\text{overturning}}} > 1$$

Задържащ момент $M_{\text{retentive}}$, [kN.m] и преобръщащ момент $M_{\text{overturning}}$, [kN.m]:

$$(10), (11) M_{\text{retentive}} = Q_{\text{water}} \cdot \left(\frac{2L}{2} + t_{\text{wall}} + \ell_c \right) + Q_{\text{wall}} \cdot \left(\frac{2L}{2} + t_{\text{wall}} + \ell_c \right) + Q_{\text{found.}} \cdot \left(\frac{2L}{2} + \ell_c + t_{\text{wall}} + \ell_c \right)$$

$$M_{\text{overturning}} = \left[m_i \cdot (h_i + h_{\text{found.}}) + m_{\text{wall}} \cdot \left(\frac{H_{\text{wall}}}{2} + h_{\text{found.}} \right) + m_{\text{found.}} \cdot \frac{h_{\text{found.}}}{2} \right] \cdot S_d(T_i) + m_c \cdot (h_c + h_{\text{found.}}) \cdot S_e(T_c)$$

б). Проверка на хлъзгане:

$$(12) \sum H_{\text{static}} = \left(\sum V_{\text{static}} = Q_{\text{water}} + Q_{\text{wall}} + Q_{\text{found.}} \right), [\text{kN}] \cdot \mu_{\text{slip}} > \sum H_{\text{dynamic}}, [\text{kN}]$$

$$(13) \sum H_{\text{dynamic}} = (m_i + m_{\text{wall}} + m_{\text{found.}}) \cdot S_d(T_i) + m_c \cdot S_e(T_c), [\text{kN}]$$

Част 3. „КВАЗИ-СЕЙЗМИЧНА“ ПРОВЕРКА (за цилиндрични и призматични резервоари)

За да бъде изяснено каква част от завишените стойности („похват“, често използван в практиката от практиката) покриват резултатите, съгласно Еврокод са реализирани изчислителни модели с комбинации за ULS (крайно гранично състояние)- в процес на експлоатация на съоръжението и при различен размер на крайните елементи. Анализите са проведени с програмен продукт Tower 7. Решенията представляват прост алгоритъм, при който се работи с хидростатичен натиск (характеристичен)- два типа: триъгълников товар (въздействие по закон на триъгълника- Хидростатичен натиск): $w_k = \rho_w \cdot H$, [kN / m²] и

линеен, хоризонтален товар, представляващ равнодействаща на w_k : $R_{w,k} = \frac{w_k \cdot H}{2}$, [kN / m'].

Височината на прилагане на товара е $h_{R_{w,k}} = \frac{H}{3}$, [m]. При решенията, за „базовия“ модел:

$$H=5\text{m} \rightarrow w_k = 50 \text{ kN / m}^2 \rightarrow R_{w,k} = 125 \text{ kN / m}' \leftrightarrow h_{R_{w,k}} = 1,67 \text{ m}.$$

Част 4. ПРОВЕРКА ЗА „ОТВАРЯНЕ“ НА ЧЕРУПКАТА

(за цилиндрични и призматични резервоари)

Представената по-долу *блок-схема* има за цел да проследи стъпките, през които се минава за изчисляване по прост начин на преместването във върха на отворени (без покрив) резервоари. При неудовлетворяване на проверката, би могло да се получи „отваряне“, т.е. недопустимо преместване и създаване опасност от тези деформации да създадат механични повреди в стените.



Определяне на преместванията от отделните „разделени“ товари:	$w_{\lim., q_2} = \frac{q_2 \cdot H^4}{8.E. \left(I = \frac{\delta^3 \cdot 1}{12} \right)}, [m] \text{ (за въздействие по правоъгълников закон)}$ $w_{\lim., q_1 - q_2} = 0,5 \cdot \frac{(q_1 - q_2) \cdot H^4}{8.E. \left(I = \frac{\delta^3 \cdot 1}{12} \right)}, [m] \text{ (за въздействие по триъгълников закон)}$
---	---

Окончателно допустимо (гранично) преместване: $w_{\lim.} = w_{\lim., q_2} + w_{\lim., q_1 - q_2}$

Сравняване на полученото преместване във върха на резервоара (от сеизмичен анализ с програмен продукт) с окончателното допустимо преместване: $w_{\max} \leq w_{\lim.}$

Означения:

δ - дебелина на черупката: при цилиндрични резервоари $\delta \equiv \delta_{\text{cyl.}}$, а при правоъгълни (призматични)- $\delta \equiv t_{\text{wall}}, [m]$;

E - еластичен модул на бетона (като материал, изграждащ стената), $E \equiv E_{\text{cm}}, [kN / m^2]$;

I - инерционен момент на „изрязаната“ еднометрова ламела, $[m^4]$.

Забележки:

1. Програмните продукти (базирани по МКЕ), извеждат резултатите в еластичен стадий, без отчитане реологични явления (съсхване, пълзене). За изясняване на това явление може да се ползва коефициента на поведение q , но в анализите $q=1$. Широко използваният „коефициент“ от практиката, вариращ от 2-2,5(3) до 5, отчитащ пукнатини в стоманобетонните елементи и умножаващ еластичното преместване, може да се използва, като той ще има само положително (в полза на сигурността) влияние;
2. Обаче, от друга страна „изрязаната лента“ с широчина един линеен метър („заместваща конзола“) в действителност е част от непрекъсната конструкция, което е обстоятелство за намаляване на преместването, тъй като е налице еластично подпирание в посока- перпендикулярна на прилагания товар;
3. При неудовлетворяване на проверката, би следвало да се приеме закоравяване на черупката (увеличаване на дебелината на стената, промяна класа бетон, конструиране на скрити пръстени- греди и др.). Анализът с FLUID крайни елементи, в съчетание с Transient Analysis (Time History) с физическа („материална“) и/или геометрическа нелинейности (с използването на акселерограми); моделирането на армировката (с т.нар. Fiber- модели) и др. под., биха били решения, водещи резултатите към по-голяма достоверност (действителност). В същото време това са решения, изискващи голям компютърен ресурс (станции) и научен капацитет от страна на потребителя.

Глава VI. ОБОБЩЕНИЕ НА ПРОВЕДЕНИТЕ АНАЛИЗИ-РЕЗУЛТАТИ, ИЗВОДИ И НОВИ РЕШЕНИЯ

ЦИЛИНДРИЧЕН РЕЗЕРВОАР

А. РАЗРЕЗНИ УСИЛИЯ- ПРЪСТЕННИ

Табл. 27. - Стойност и местоположение на максималните усилия за „базовия модел“

Изчислителна процедура	$\max N_x$, [kN/m']	h, [m]
„на ръка“- Силов метод и Westergaard	113,88	1,75
Присъединени водни маси- НПСЦЗР-2012	208,09	2
Коригирани обемни тегла- Westergaard	162,87	2
Налягания- Визкозитет	188,78	2
Налягания- ЕС 8-4- запъване	202,13	2
Налягания- ЕС 8-4- еластична основа	232,42	1,5
Налягане (руско)	206,80	2
Товари- НПСЦЗР-2012	337,28	2
Товари- СНиП	1012,91	2
Товари- ЕС 8-4	174,53	2
Маси и пружини- Housner (1954)	453,98	1,7
Маси и пружини- Housner (1963)	206,58	1,65
Маси и пружини- ЕС 8-4	379,80	2
ANSYS	163,36	2

Забележка: Работата с разпределен товар или равнодействащата му, показват различни резултати при стойностите на разрезните усилия. Приблизителната разлика между двата вида въздействия от гледна точка на крайния резултат е около 50% (по-големи са усилията при работа с равнодействаща на товара). При решението по СНиП (с „трансформирани товари“): $N_x = 1012,91 \text{ kN/m'}$ (от решение с равнодействаща на диаграма на неравномерно натоварване), но $N_x = 506,46 \text{ kN/m'}$ (при решение с разпределен товар). Така или иначе, отново резултатът е максимален (между всички решения).

❖ Резултати от решението по Силов метод и Westergaard

Табл. 28. - Сравнение на резултатите от решения при различни дебелини на стените δ_{cyl} , за нива на препълване на резервоарите (над $H=5\text{m}$), при $\frac{a_{\text{gr}}}{g} = 0,23$

$$N_x = N_{x,\text{hydrostatic}} \boxed{+} N_{x,\text{hydrodynamic}}$$

H, [m]	$\delta_{\text{cyl}}, [\text{m}]$					
	0,20		0,25		0,30	
5	121,76	1,75	113,88	1,75	106,47	2,00
5,25	131,30	1,575	123,46	1,8375	115,67	1,8375
5,5	141,43	1,65	123,76	1,925	125,47	1,925
5,75	151,29	1,725	141,75	2,0125	135,06	2,0125
6	160,84	1,80	152,01	1,80	144,40	2,10
	$N_x, [\text{kN/m'}]$	h, [m]	$N_x, [\text{kN/m'}]$	h, [m]	$N_x, [\text{kN/m'}]$	h, [m]

$$N_x = N_{x,\text{hydrostatic}} \boxed{-} N_{x,\text{hydrodynamic}}$$

H, [m]	$\delta_{\text{cyl}}, [\text{m}]$					
	0,20		0,25		0,30	
5	203,70	1,75	191,75	2,00	182,78	2,00
5,25	218,13	1,8375	206,95	1,8375	197,14	2,10
5,5	232,25	1,65	222,07	1,925	211,06	2,20
5,75	248,14	1,725	236,76	2,0125	226,21	2,0125
6	263,60	1,80	250,96	2,10	241,41	2,10
	$N_x, [\text{kN/m'}]$	h, [m]	$N_x, [\text{kN/m'}]$	h, [m]	$N_x, [\text{kN/m'}]$	h, [m]

В таблиците са показани максималните стойности на пъстенните усилия при водно ниво H и локализация на екстремумите- h.

❖ **Резултати от решения с налягания, съгласно Еврокод 8-4 („базов модел“)**

Анализът, при който наляганията (импулсивно и конвективно) са в една посока, дава резултат $N_x = 202,13 \text{ kN / m'}$. Ако, обаче се приеме друга посока, респективно резултатите се променят (като посока и местоположение на максималните усилия):

Табл. 29.

усилие	местоположение (измерено от дъното)	Характер на налягането
$N_x = 150,41 \text{ kN / m'}$	$h = 2 \text{ m}$	Наляганията имат „натисков“ характер, т.е. действат едно срещу друго към центъра на резервоара $\rightarrow \leftarrow$
$N_x = 240,48 \text{ kN / m'}$	$h = 2,5 \text{ m}$	Наляганията имат „опънен“ характер, т.е. действат противоположно от центъра на резервоара- навън $\leftarrow \rightarrow$

Табл. 30. - Резултати по Housner („базов модел“)

$N_x, [\text{kN / m'}]$	Housner (1954)	Housner (1963)
	453,98 $h=1,70 \text{ m}$	206,58 $h=1,65 \text{ m}$

❖ **Резултати от решение по Опростената процедура (EC8-4) с
програмен продукт SAP2000 („базов модел“)**

При анализа са получени: период на трептене на резервоара (конструкцията) + импулсивната маса: $T_{II}=0,06291 \text{ s} \rightarrow f_{II}=15,89619 \text{ Hz}$ и период на трептене на конвективната маса: $T_{Ic}=4,80535 \text{ s} \rightarrow f_{Ic}=0,2080 \text{ Hz}$.

Б. ВИСОЧИНИ НА ВЪЛНИТЕ

Табл. 31. - Обобщени стойности на височините на вълните $d_{\max}$ за „базовия модел“

Изчислителна процедура	$d_{\max} [\text{m}]$
Механика на флуидите	1,15
Housner (1954)	0,42
Housner (1957)	1,10
Housner (1963)	0,30
Спектрална теория	0,08
Еврокод 8	0,35

В. ПЕРИОДИ НА ТРЕПТЕНЕ НА КОНВЕКТИВНАТА ЧАСТ НА ВОДАТА

Табл. 32. - Резултати от Modal Analysis- Нива на запълване- решение с ANSYS

H, [m]	With Sloshing		Without Sloshing	
	f, [Hz]	$T = \frac{1}{f}, [s]$	f, [Hz]	$T = \frac{1}{f}, [s]$
5	0,29067	3,44	25,803	0,04

Табл. 33. - Период на собствени трептения на първа конвективна форма за различни нива на запълване за „базовия модел“- сравнения

H, [m]	$T_{cl}, [s]$			
	Housner (1954)	Спектрална теория	Еврокод 8	ANSYS
5	3,39	3,39	3,40	3,44

Г. РЕЗУЛТАТИ ПО СВОЙСТВОТО „ЕФЕКТИВНОСТ“

Табл. 34. - Сравнения на характеристиките по формата на съоръженията

H / R	0,5	1	2
H, [m]	3,15	5	7,95
R, [m]	6,30	5	4
$A_{max}, [m]$	1	1	1
$H_{cyl}, [m]$	4,15	6	8,95
$d_{max}, [m]$	0,27	0,35	0,37
$V_{concrete}, [m^3]$	42	49	58

Табл. 35. - Сравнителни резултати между собствените периоди на трептене на конструкциите

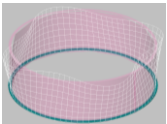
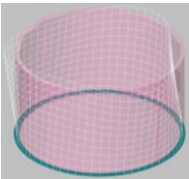
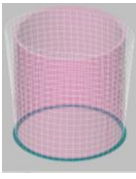
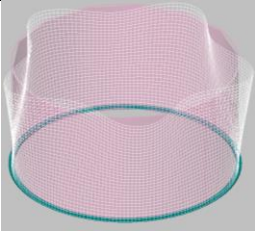
				
H / R	0,5	1	2	1
$T_1, [s]$	0,029381	0,038823	0,051888	0,166131

Табл. 36. - Сравнителни резултати между резултатите от комбинациите

	H / R			
	0,5	1	2	1
Сеизмична комбинация $G_k + w_k + A$	89,72 h=1,50 m	174,53 h=2 m	282,57 h=2 m	1899,14 h=3,5 m
Статична комбинация- <i>max</i> $G_k \cdot (\gamma_G = 1,35) + w_k \cdot (\gamma_w = 1,2)$	86,63 h=1,50 m	184,87 h=2 m	304,15 h=2 m	2099,48 h=3,5 m
Статична комбинация- <i>min</i> $G_k \cdot (\gamma_G = 1,35) + w_k \cdot (\gamma_w = 1)$	72,01 h=1,50 m	154,06 h=2 m	253,51 h=2 m	1749,59 h=3,5 m
$\max N_x, [kN / m']$				

Табл. 37. - Местоположение на максималните огънни усилия

H / R	0,5	1	2	1
H, [m]	3,15	5	7,95	15
R, [m]	6,30	5	4	15
$h_{N_{x,max}}, [m]$	1,5	2	2	3,5
$\frac{h_{N_{x,max}}}{H}$	0,48	0,4	0,25	0,23

Д. ПРЕДЛОЖЕНИЯ НА АВТОРА



Резултати за резервоарите, съгласно: EC8-4 и предложението на автора за корекция на входния сигнал при дъното (запъването): с и без отчитане на случайни ексцентricитети (Accidental Eccentricity- AE)

- Решение на „плитък“ резервоар (H=3,15m, D=12,60m) по процедурата с „трансформирани“ товари, съгласно EC8-4. Анализи с програмен продукт Tower 7.

$$\text{Въздействия: } \begin{cases} q_{i,sup.} = 0,56 kN / m^2 \\ q_{i,inf.} = 2,23 kN / m^2 \end{cases}; \begin{cases} q_{c2,h_{c2}=1,44m} = 1,18 kN / m^2 \\ q_{c1,h_{c1}=1,71m} = 1 kN / m^2 \end{cases}$$

$$S_d(T_c = 4,36s) = 0,36 m / s^2 < (0,45 m / s^2 = \beta a_g) \Rightarrow q_{c1,h_{c1}=1,71m}^* = 1 kN / m^2$$

H / R	0,5
$q_{c2}, [kN / m^2]$	1,18
$q_{c1}, [kN / m^2]$	Не се налага корекция на стойностите! *остава - 1

➤ Решение на „базовия“ модел по процедурата с „трансформирани“ товари, съгласно EC8-4. Анализи с програмен продукт Tower 7.

$$\text{Въздействия: } \begin{cases} q_{i,\text{sup.}} = 1,07 \text{ kN / m}^2 \\ q_{i,\text{inf.}} = 3,04 \text{ kN / m}^2 \end{cases} ; \begin{cases} q_{c2,h_{c2}=1,92\text{m}} = 1,22 \text{ kN / m}^2 \\ q_{c1,h_{c1}=3,08\text{m}} = 0,54 \text{ kN / m}^2 \end{cases}$$

$$S_d(T_c = 3,4\text{s}) = 0,59 \text{ m / s}^2 > (0,45 \text{ m / s}^2 = \beta_a g) \Rightarrow q_{c1,h_{c1}=3,08\text{m}}^* = 0,54 \text{ kN / m}^2$$

H / R	1
$q_{c2}, [\text{kN / m}^2]$	1,24
$q_{c1}, [\text{kN / m}^2]$	0,54*

Табл. 38. - Резултати

$N_x, [\text{kN / m}^2]$	$h_{N_x}, [\text{m}]$	
174,53	2	EC-8
173,47		*Tsvetkov, with AE
173,44		*Tsvetkov, without AE

➤ Решение на „дълбок“ резервоар по процедурата с „трансформирани“ товари, съгласно EC8-4. Анализи с програмен продукт Tower 7.

$$\text{Въздействия: } \begin{cases} q_{i,\text{sup.}} = 1,54 \text{ kN / m}^2 \\ q_{i,\text{inf.}} = 2,95 \text{ kN / m}^2 \end{cases} ; \begin{cases} q_{c2,h_{c2}=1,98\text{m}} = 10,27 \text{ kN / m}^2 \\ q_{c1,h_{c1}=5,97\text{m}} = 3,41 \text{ kN / m}^2 \end{cases}$$

$$S_d(T_c = 2,96\text{s}) = 0,77 \text{ m / s}^2 > (0,45 \text{ m / s}^2 = \beta_a g) \Rightarrow q_{c1,h_{c1}=5,97\text{m}}^* = 2,48 \text{ kN / m}^2$$

H / R	2
$q_{c2}, [\text{kN / m}^2]$	10,27
$q_{c1}, [\text{kN / m}^2]$	2,48*

Табл. 39. - Резултати

$N_x, [\text{kN / m}^2]$	$h_{N_x}, [\text{m}]$	
282,57	2	EC-8
278,52		*Tsvetkov, with AE

➤ Решение на „среден“ резервоар (H=15m, D=30m) по процедурата с „трансформирани“ товари, съгласно EC8-4. Анализи с програмен продукт Tower 7.

При това решение, освен че е използван Изчислителен спектър в долната част на резервоара, за да не се получи „обърната диаграма“ (горната стойност на конвективното въздействие да е по-малка от долната), е прието: в горната част на резервоара, при конвективен период по-голям от 4 s, да се приеме граничната стойност 4 s и използването на Еластичен спектър на реагиране.

$$\text{Въздействия: } \begin{cases} q_{i,\text{sup.}} = 3,18 \text{ kN / m}^2 \\ q_{i,\text{inf.}} = 9,15 \text{ kN / m}^2 \end{cases} ; \begin{cases} q_{c2,h_{c2}=5,76\text{m}} = 1,24 \text{ kN / m}^2 \\ q_{c1,h_{c1}=9,24\text{m}} = 0,77 \text{ kN / m}^2 \end{cases}$$

$$S_d(T_c = 5,87s) = 0,2 \text{ m/s}^2 < (0,45 \text{ m/s}^2 = \beta \cdot a_g) \Rightarrow q_{c1,h_{c1}=9,24 \text{ m}}^* = 1,35 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{c1,h_{c1}=9,24 \text{ m}}^* = 1,35 \text{ kN/m}^2 > q_{c2,h_{c2}=5,76 \text{ m}} = 1,24 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow S_e(T_{c,\text{lim.}} = 4s) = 0,6 \text{ m/s}^2 \Rightarrow q_{c2,h_{c2}=5,76 \text{ m}}^* = 2,65 \text{ kN/m}^2 > q_{c1,h_{c1}=9,24 \text{ m}}^* = 1,35 \text{ kN/m}^2$$

H / R	1
$q_{c2}, [\text{kN/m}^2]$	2,65*
$q_{c1}, [\text{kN/m}^2]$	1,35*

Табл. 40. - Резултати

$\max N_x, [\text{kN/m}']$	$h_{N_x}, [\text{m}]$	
1899,14	3,5	EC-8
1907,87		*Tsvetkov, with AE

- Решение на „базовия“ модел по процедурата за решение с налягания, приведени към товари, съгласно EC8-4. Анализи с програмен продукт Tower 7.

$$\text{Въздействия: } \begin{cases} p_c(z=5\text{m}) = 3,47 \text{ kN/m}^2 \leftarrow S_e(T_c = 3,4s) = 0,83 \text{ m/s}^2 \\ p_c(z=0) = 0,76 \text{ kN/m}^2 \leftarrow S_d(T_c = 3,4s) = 0,59 \text{ m/s}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_{c,\text{sup.}} = 5,48 \text{ kN/m}^2 \\ q_{c,\text{inf.}} = 0,53 \text{ kN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow R_c = 15,03 \text{ kN/m} \leftrightarrow h_{R_c} = 2,01 \text{ m}$$

H / R	1
$q_{c,\text{sup.}}, [\text{kN/m}^2]$	5,48*
$q_{c,\text{inf.}}, [\text{kN/m}^2]$	0,53*

Табл. 41. - Резултати

$\max N_x, [\text{kN/m}']$	$h_{N_x}, [\text{m}]$	
202,13	2	EC-8
200,76		*Tsvetkov, with AE



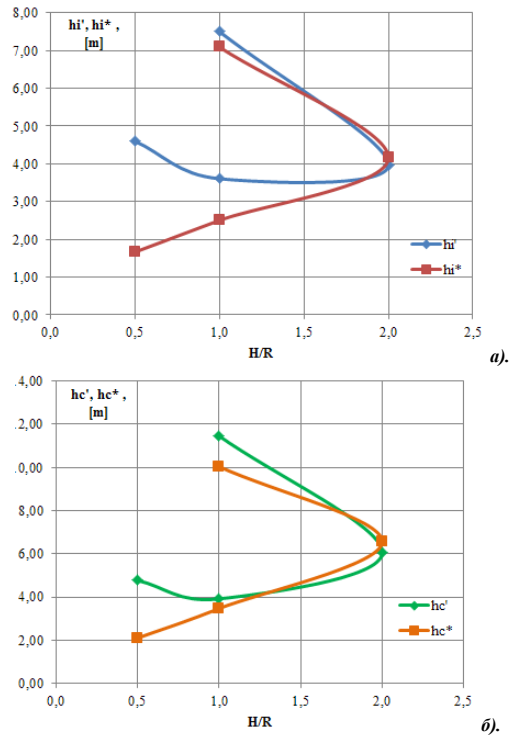
Проверки на преобръщане и хлъзгане

Табл. 42. - Коefициенти на устойчивост- резултати с $S_d(T_i=0), \mu_{\text{slip}}=0,3$

H, [m]	3,15	5	7,95	15
R, [m]	6,30	5	4	15
H / R	0,5	1	2	1
$h_{\text{found.}}, [\text{m}]$	0,40	0,40	0,60	0,80
$M_{\text{overturning}}, [\text{kN.m}]$	1001,94	1964,69	3751,21	88409,57
$M_{\text{retentive}}, [\text{kN.m}]$	42032,79	34650,53	35277,11	2056162,79
$k_{\text{resistance}}$	41,95>1	17,64>1	9,40>1	23,26>1
$\sum V_{\text{static}}, [\text{kN}]$	5718,75	5727,36	6472,86	122027,47
$\sum H_{\text{dynamic}}, [\text{kN}]$	588,16	745,48	939,32	12506,87
$\sum V_{\text{static}} \cdot \mu_{\text{slip}} \stackrel{?}{>} \sum H_{\text{dynamic}}$	1715,62>588,16	1718,21>745,48	1941,86>939,32	36608,24>12506,87

Табл. 43. - Резултати

H/R	0,5	1	2	1
H, [m]	3,15	5	7,95	15
h_i , [m]	1,26	2,10	3,56	6,29
h_i' / H	1,46	0,721	0,5	0,5
h_i' , [m]	4,60	3,61	3,98	7,50
h_c , [m]	1,71	3,08	5,97	9,24
h_c' / H	1,517	0,785	0,764	0,764
h_c' , [m]	4,78	3,93	6,07	11,46
$h_{found.}$, [m]	0,4	0,4	0,6	0,8
h_i^* , [m]	1,66	2,50	4,16	7,09
h_c^* , [m]	2,11	3,48	6,57	10,04



Фиг. 50 - Сравнения между височините: а). h_i' и h_i^* ; б). h_c' и h_c^*

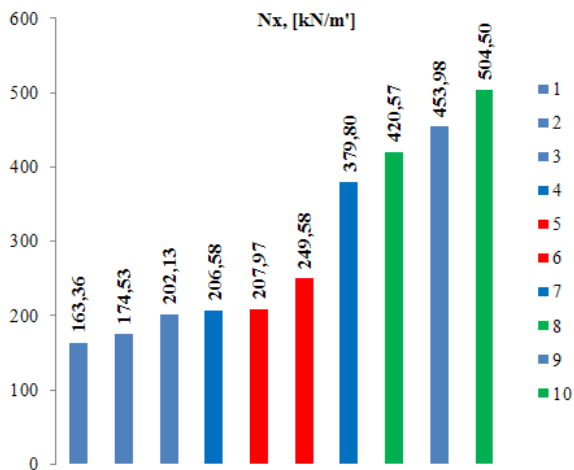
Табл. 44. - Коэффициенти на устойчивост- резултати с $S_d(T_{i,real})$, $\mu_{slip}=0,3$
 $\mu_{slip}=0,7$

H, [m]	3,15	5	7,95	15
R, [m]	6,30	5	4	15
H / R	0,5	1	2	1
$h_{found.}$, [m]	0,40	0,40	0,60	0,80
$M_{overturning}$, [kN.m]	1653,32	3571,85	7992,40	310643,80
$M_{retentive}$, [kN.m]	42032,79	34650,53	35277,11	2056162,79
$k_{resistance}$	25,42>1	9,70>1	4,41>1	6,62>1
$\sum V_{static}$, [kN]	5718,75	5727,36	6472,86	122027,47
$\sum H_{dynamic}$, [kN]	991,29	1407,51	2093,20	44856,89
$\sum V_{static} \cdot \mu_{slip} > \sum H_{dynamic}$	1715,62>991,29 4003,13>991,29	1718,21>1407,51 4009,15>1407,51	1941,86<2093,86 4531,00>2093,86	36608,24<44856,89 85419,23>44856,89

Е. „КВАЗИ-СЕЙЗМИЧНА“ ПРОВЕРКА („БАЗОВ МОДЕЛ“)

Табл. 45. - Резултати за N_x , [kN/m'] при завишаване с 35% на усилията

N_x^{static} , [kN / m']			
Комбинация			
$G_k + w_k$	$G_k + R_{w,k}$	$G_k \cdot (\gamma_G = 1,35) + w_k \cdot (\gamma_w = 1,2)$	$G_k \cdot (\gamma_G = 1,35) + R_{w,k} \cdot (\gamma_w = 1,2)$
154,05 h=2m	311,53 h=1,5m	184,87 h=2m	373,70 h=1,5m
207,97 h=2m	420,57 h=1,5m	249,58 h=2m	504,50 h=1,5m
$N_x^{\text{dynamic}} = (k_{\text{seismic}} = 1,35) \cdot N_x^{\text{static}}$, [kN / m']			

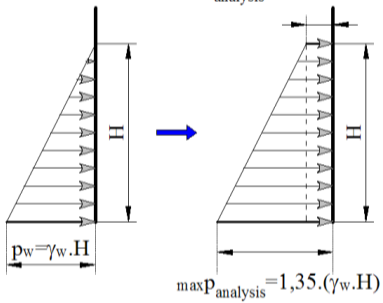
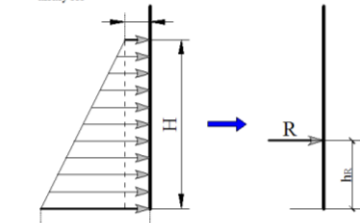


N_x , [kN / m']	Изчислителна процедура	№
163,36	ANSYS- FLUID кр.ел.	1
174,53	трансформирани товари	2
202,13	налягания	3
206,58	дин. маси и пружини Housner (1963)	4
207,97	$w_k \cdot 1,35$	5
249,58	$w_d \cdot 1,35$	6
379,80	дин. маси и пружини Еврокод 8-4	7
420,57	$R_{w,k} \cdot 1,35$	8
453,98	дин. маси и пружини Housner (1954)	9
504,50	$R_{w,d} \cdot 1,35$	10

Фиг. 51 - Графика на резултатите

При анализ с въздействие, разпределено по трапецовиден закон и чрез равнодействащата му сила- линеен товар (трансформация на хидростатичния натиск), при отчитане на 35%-но завишение на натоварването, резултатите за пръстенното усилие са следните:

Табл. 46. - Максимални усилия и местоположение („базов модел“)

	натоварване	равнодействаща
	 $\min P_{\text{analysis}} = 0,35.(\gamma_w.H)$ $\max P_{\text{analysis}} = 1,35.(\gamma_w.H)$ $p_w = \gamma_w.H$	 $\min P_{\text{analysis}} = 0,35.(\gamma_w.H)$ $\max P_{\text{analysis}} = 1,35.(\gamma_w.H)$ $R = 212,5 \text{ kN / m}' \leftrightarrow h_R = 2,01 \text{ m}$
$N_x, [\text{kN / m}']$	292,78	607,02
$h, [\text{m}]$	2	2

Ж. ПРОВЕРКА ЗА „ОТВАРЯНЕ“ НА ЧЕРУПКАТА („БАЗОВ МОДЕЛ“)

$$w_{\text{lim}, q_2} = \frac{17,5 \cdot 5^4}{8 \cdot (3,1 \cdot 10^7) \cdot \left(\frac{0,25^3 \cdot 1}{12} \right)} = 0,002823 \text{ m}$$

$$\Rightarrow w_{\text{lim}} = 0,002823 + 0,004032 = 0,006855 \text{ m}$$

$$w_{\text{lim}, q_1 - q_2} = 0,5 \cdot \frac{(67,5 - 17,5) \cdot 5^4}{8 \cdot (3,1 \cdot 10^7) \cdot \left(\frac{0,25^3 \cdot 1}{12} \right)} = 0,004032 \text{ m}$$

от компютърен анализ $\rightarrow w_{\text{max}} = 0,000020 \text{ m} < w_{\text{lim}} = 0,006855 \text{ m} (!)$

(Дори и завишен резултатът: $w_{\text{max}}^* = 0,000020 \cdot 5 = 0,0001 \text{ m} < w_{\text{lim}} = 0,006855 \text{ m} .)$

ПРИЗМАТИЧЕН РЕЗЕРВОАР

А. РАЗРЕЗНИ УСИЛИЯ

Тъй като резервоарите, които се изследват са **квадратни**, без значение от това в коя от стените са получени максималните стойности на разрезните усилия, следва всички страни да се армират за максималните стойности.

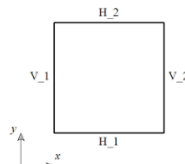


Табл. 47. - Обобщени резултати- разрезни усилия в стените (без ъглите)

Метод на решение	Рамка	M, [kN.m / m']	h, [m]	N, [kN / m']	h, [m]
Хидростатичен натиск- min	H_1	43,68	запъване	44,86	2,5
	H_2	43,68	запъване	44,86	2,5
	V_1	15,99	2,5	-	-
	V_2	15,99	2,5	-	-
Хидростатичен натиск- max	H_1	52,41	запъване	53,96	2,5
	H_2	52,41	запъване	53,96	2,5
	V_1	19,18	2,5	-	-
	V_2	19,18	2,5	-	-
Присъединени водни маси	H_1	44,52	запъване	46,52	2,5
	H_2	14,61	2	46,52	2,5
	V_1	26,27	3	-	-
	V_2	7,15	запъване	-	-
Коригирано обемно тегло- Westergaard	H_1	43,94	запъване	45,36	2,5
	H_2	14,39	2	45,36	2,5
	V_1	19,27	3	-	-
	V_2	5,67	запъване	-	-
ЕС-8- трансформирани товари	H_1	44,39	запъване	45,27	2,5
	H_2	14,52	2	45,27	2,5
	V_1	26,14	3	-	-
	V_2	6,81	запъване	-	-
НПССЗР-2012- трансформирани товари	H_1	18,13	запъване	134,06	2,5
	H_2	10,77	1,5	134,06	2,5
	V_1	64,17	2,5	-	-
	V_2	20,47	запъване	-	-
СНиП- трансформирани товари	H_1	51,08	запъване	45,52	2,5
	H_2	17,27	2	45,52	2,5
	V_1	70,11	2,5	14,09	запъване
	V_2	38,06	2,5	25,61	запъване

Табл. 47. - Продължение

Метод на решение	Рамка	M, [kN.m / m']	h, [m]	N, [kN / m']	h, [m]
Imp.- трансформирани товари	H_1	45,51	запъване	45,27	2,5
	H_2	14,84	2	45,27	2,5
	V_1	43,41	3,5	3,11	запъване
	V_2	21,33	6	16,74	запъване
Flex.- трансформирани товари	H_1	45,13	запъване	45,27	2,5
	H_2	14,73	2	45,27	2,5
	V_1	37,22	3,5	-	-
	V_2	15,84	6	7,83	запъване
Adm.- трансформирани товари	H_1	47,82	запъване	45,27	2,5
	H_2	15,06	2	45,27	2,5
	V_1	62,37	4	33,45	запъване
	V_2	40,95	6	47,09	запъване
EC-8- налягания	H_1	38,45	запъване	58,85	3
	H_2	13,94	2	58,85	3
	V_1	27,30	3,5	-	-
	V_2	7,43	запъване	-	-
налягания- по графики	H_1	44,35	запъване	45,27	2,5
	H_2	14,51	2	45,27	2,5
	V_1	25,49	3	-	-
	V_2	6,68	запъване	-	-
EC-8-Imp.- динамични маси и пружини	H_1	50,87	запъване	50,45	2,5
	H_2	49,25	запъване	61,56	2,5
	V_1	4,20	1,5	-	-
	V_2	5,21	запъване	-	-
EC-8- динамични маси и пружини	H_1	46,92	запъване	47,50	2
	H_2	45,84	запъване	47,50	2
	V_1	23,90	2	-	-
	V_2	12,19	запъване	-	-
Housner (1954)- „висок“ съд- динамични маси и пружини	H_1	50,66	запъване	37,71	2,5
	H_2	49,58	запъване	48,56	2,5
	V_1	7,00	3,75	-	-
	V_2	6,25	2,05	-	-
Housner (1954)- динамични маси и пружини	H_1	47,11	запъване	52,73	2,5
	H_2	46,13	запъване	52,73	2,5
	V_1	23,43	3	-	-
	V_2	12,32	запъване	-	-
ANSYS	H_1	46,18	запъване	45,80	2,5
	H_2	46,18	запъване	45,80	2,5
	V_1	17,90	2,5	-	-
	V_2	17,90	2,5	-	-

Забележка: Отчитани са само опънните усилия, като при наличие само на натискови- данните в таблицата са означени с „-“.

Забележка: За данните в таблицата по-долу (от решения по Еврокод 8-4 с налягания на „базовия модел“- „висок“ резервоар), усилията са разделени на: а) и б), които представляват резултати с:

- а)- *еднопосочно (по ос x) налягане, приложено върху двете стени, перпендикулярни на посоката на сеизмичното въздействие;*
- б)- *разнопосочно (за ос x) налягане, приложено върху двете страни, перпендикулярни на сеизмичното въздействие; налягането е представено като „опън“- отъгъре-навън.*

Табл. 47. - продължение

	Рамка	M, [kN.m / m']	h, [m]	N, [kN / m']	h, [m]
EC8-4 налягания- съгласно а).	H_1	44,34	запъване	45,27	2,5
	H_2	14,48	2	45,27	2,5
	V_1	26,13	3	-	-
	V_2	7,33	6	-	-
EC8-4 налягания- съгласно б).	H_1	38,45	запъване	58,85	3
	H_2	13,94	2	58,85	3
	V_1	27,30	3,5	-	-
	V_2	7,43	запъване	-	-

❖ **Решения, съгласно EC8-4- „трансформирани товари“.**
Резултати от SAP2000

При анализа са получени: период на трептене на резервоара (конструкцията) + импулсивната маса: $T_{ii}=0,06082\text{ s} \rightarrow f_{ii}=16,44077\text{ Hz}$ и период на трептене на конвективната маса: $T_{ic}=0,9086\text{ s} \rightarrow f_{ic}=1,1006\text{ Hz}$.

Всички представени дотук решения (за „базовия модел“) са проведени при запънати в долните им краища стени.

Ако се въведе еластична основа с характеристики: $k_{\text{Winkler}}^{\text{static loads}} = 20000\text{ kN / m'}$ и $k_{\text{Winkler}}^{\text{seismic loads}} = 60000\text{ kN / m'}$, а решението се проведе с изразите за налягания (съгл. EC8-4), се получават резултатите, показани в **Табл. 48.**

Табл. 48. - Обобщени резултати- разрезни усилия в стените (без ъглите)- за резервоара с H/L=2 от сеизмични комбинации

Рамка	M, [kN.m / m']	h, [m]	N, [kN / m']	h, [m]
H_1	38,59	запъване	63,70	2,5
H_2	14,07	2	63,70	2,5
V_1	25,84	3,5	-	-
V_2	10,21	запъване	-	-

Б. ВИСОЧИНИ НА ВЪЛНИТЕ

Табл. 49. - Обобщени стойности на височините на вълните $d_{\max}$ („базов модел“)

Изчислителна процедура	$d_{\max}, [m]$
Механика на флуидите	0,575
Housner (1954)	0,38
Housner (1957)	2,16
Housner (1963)	1,60
Спектрална теория	0,72
Еврокод 8	0,37

В. ПЕРИОДИ НА ТРЕПТЕНЕ НА КОНВЕКТИВНАТА ЧАСТ НА ВОДАТА

Табл. 50. - Резултати от Modal Analysis- Нива на запълване

H, [m]	With Sloshing		Without Sloshing	
	f, [Hz]	$T = \frac{1}{f}, [s]$	f, [Hz]	$T = \frac{1}{f}, [s]$
5	0,38464	2,6	17,956	0,06

Табл. 51. - Период на собствени трептения на първа конвективна форма за различни нива на запълване за „базовия модел“- сравнения

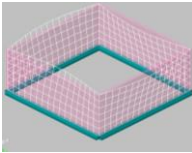
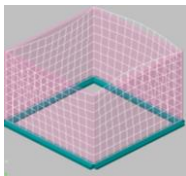
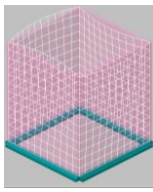
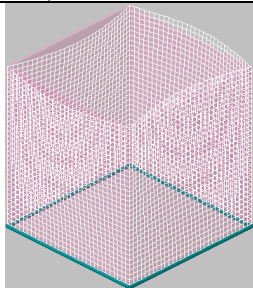
H, [m]	$T_{c1}, [s]$			
	Housner (1954)	Спектрална теория	Еврокод 8	ANSYS
5	2,52	2,54	2,53	2,60

Г. РЕЗУЛТАТИ ПО СВОЙСТВОТО „ЕФЕКТИВНОСТ“

Табл. 52. - Сравнителен анализ на характеристиките по формата на съоръженията

H / L	0,5	1	2
	„ПЛИТЪК“	„СРЕДЕН“	„ДЪЛБОК“
2.L, [m]	7,95	6,30	5
2.B, [m]	7,95	6,30	5
H, [m]	2	3,15	5
$A_{\max}, [m]$	1	1	1
$H_{\text{wall}}, [m]$	3	4,15	6
$d_{\max}, [m]$	0,24	0,34	0,36
$V_{\text{concrete}}, [m^3]$	24,6	27,2	31,5

Табл. 53. - Сравнителни резултати между резултатите от комбинациите

				
H / L	0,5	1	2	2
T ₁ , [s]	0,046283	0,057778	0,055366	0,448193

За всички резервоари (с H/L) са показани разрезните усилия в стените (без ъглите)

Забележка за всички по-долу таблици (сейзмични комбинации): Стойностите в числител, се отнасят за налягане върху двете стени, което е с една и съща посока → → , а стойностите в знаменател, се отнасят за налягане върху двете стени на резервоара, което натоварва на „опън“- отвътре- навън ← →.

Табл. 54. - Обобщени резултати- при H/L=0,5 от комбинации с хидростатичен натиск

Метод на решение	Рамка	M, [kN.m / m']	h, [m]	N, [kN / m']	h, [m]
Хидростатичен натиск- min	H_1	10,31	запъване	5,63	3
	H_2	10,31	запъване	5,63	3
	V_1	1,62	3	-	-
	V_2	1,62	3	-	-
Хидростатичен натиск- max	H_1	12,37	запъване	6,57	3
	H_2	12,37	запъване	6,57	3
	V_1	1,95	3	-	-
	V_2	1,95	3	-	-

Табл. 55. - Обобщени резултати при H/L=0,5 от сейзмични комбинации

Рамка	M, [kN.m / m']	h, [m]	N, [kN / m']	h, [m]
H_1	10,66	запъване	5,39	3
	10,05	запъване	7,33	горен край
H_2	1,54	1,5	5,39	3
	1,65	1,5	7,33	горен край
V_1	4,69	3	-	-
	4,69	горен край	-	-
V_2	1,47	запъване	-	-
	2,77	запъване	-	-

Табл. 56. - Обобщени резултати- при $H/L=1$ от комбинации с хидростатичен натиск

Метод на решение	Рамка	$M, [kN.m / m']$	$h, [m]$	$N, [kN / m']$	$h, [m]$
Хидростатичен натиск- <i>min</i>	H_1	23,89	запъване	14,06	4,15
	H_2	23,89	запъване	14,06	4,15
	V_1	5,73	4,15	-	-
	V_2	5,73	4,15	-	-
Хидростатичен натиск- <i>max</i>	H_1	28,66	запъване	16,58	4,15
	H_2	28,66	запъване	16,58	4,15
	V_1	6,88	4,15	-	-
	V_2	6,88	4,15	-	-

Табл. 57. - Обобщени резултати- при $H/L=1$ от сеизмични комбинации

Рамка	$M, [kN.m / m']$	$h, [m]$	$N, [kN / m']$	$h, [m]$
H_1	24,40	запъване	14,65	4,15
	21,68	запъване	22,47	горен край
H_2	6,67	2	14,65	4,15
	6,93	1,5	22,47	горен край
V_1	14,60	4,15	-	-
	14,78	горен край	-	-
V_2	3,33	запъване	-	-
	4,98	запъване	-	-

Табл. 58. - Обобщени резултати- при $H/L=2$ от комбинации с хидростатичен натиск

Метод на решение	Рамка	$M, [kN.m / m']$	$h, [m]$	$N, [kN / m']$	$h, [m]$
Хидростатичен натиск- <i>min</i>	H_1	1185,01	запъване	420,84	7,5
	H_2	1185,01	запъване	420,84	7,5
	V_1	442,13	8	-	-
	V_2	442,13	8	-	-
Хидростатичен натиск- <i>max</i>	H_1	1422,01	запъване	505,21	7,5
	H_2	1422,01	запъване	505,21	7,5
	V_1	530,56	8	-	-
	V_2	530,56	8	-	-

Табл. 59. - Обобщени резултати- при $H/L=2$ от сеизмични комбинации

Рамка	$M, [kN.m / m']$	$h, [m]$	$N, [kN / m']$	$h, [m]$
H_1	1191,13	запъване	421,58	7,5
	1027,69	запъване	541,15	8,5
H_2	367,72	6	421,58	7,5
	362,92	5,5	541,15	8,5
V_1	703,39	10	101,54	запъване
	737,76	10	11,96	запъване
V_2	246,73	запъване	147,57	запъване
	271,10	запъване	11,96	запъване

Д. ПРОВЕРКИ НА ПРЕОБРЪЩАНЕ И ХЛЪЗГАНЕ НА РЕЗЕРВОАРИТЕ

Табл. 60. - Коэффициенты на устойчивост- резултати с $S_d(T_i=0)$, $\mu_{slip}=0,3$

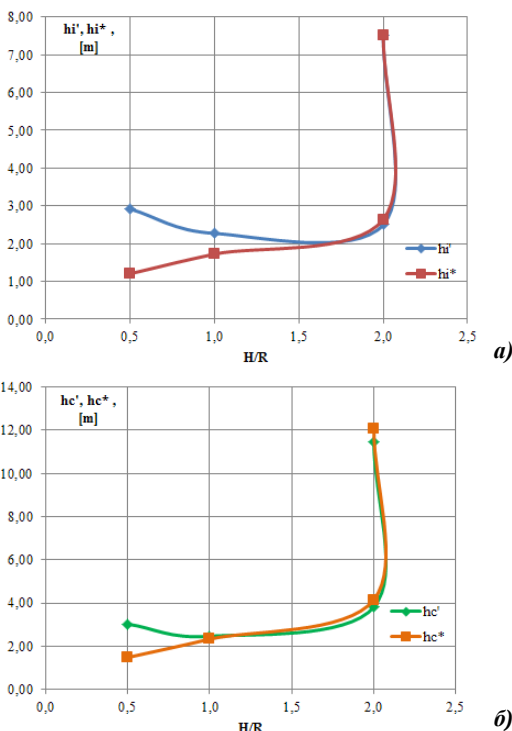
H,[m]	2	3,15	5	15
2.L = 2.B,[m]	7,95	6,30	5	15
H / L	0,5	1	2	2
$h_{found}, [m]$	0,40	0,40	0,40	0,80
$M_{overturning}, [kN.m]$	349,04	594,71	984,41	42367,05
$M_{retentive}, [kN.m]$	13321,68	10824,65	9180,62	423521,57
$k_{resis tan ce}$	38,17>1	18,20>1	9,33>1	10,00>1
$\sum V_{static}, [kN]$	2545,05	2473,70	2485,20	44500,60
$\sum H_{dynamic}, [kN]$	307,61	351,44	376,07	5906,45
$\sum V_{static} \cdot \mu_{slip} \stackrel{?}{>} \sum H_{dynamic}$	763,52>307,61	742,11>351,44	745,56>376,07	13350,18>5906,45

Табл. 61. - Коэффициенты на устойчивост- резултати с $S_d(T_{lreal})$, $\mu_{slip}=0,3$
 $\mu_{slip}=0,7$

H,[m]	2	3,15	5	15
2.L = 2.B,[m]	7,95	6,30	5	15
H / L	0,5	1	2	2
$h_{found}, [m]$	0,40	0,40	0,40	0,80
$M_{overturning}, [kN.m]$	717,91	1342,65	2313,70	146942,35
$M_{retentive}, [kN.m]$	13321,68	10824,65	9180,62	423521,57
$k_{resis tan ce}$	18,56>1	8,06>1	3,97>1	2,88>1
$\sum V_{static}, [kN]$	2545,05	2473,70	2485,20	44500,60
$\sum H_{dynamic}, [kN]$	656,42	832,58	927,08	21184,40
$\sum V_{static} \cdot \mu_{slip} \stackrel{?}{>} \sum H_{dynamic}$	763,52>656,42 1718,54>656,42	742,11<832,58 1731,59>832,58	745,56<927,08 1739,64>927,08	13350,18<21184,40 31150,42>21184,40

Табл. 62. - Резултати

H/L	0,5	1	2	2
H, [m]	2	3,15	5	15
h_i , [m]	0,80	1,32	2,24	6,72
h_i' / H	1,46	0,721	0,5	0,5
h_i , [m]	2,92	2,27	2,50	7,50
h_c , [m]	1,09	1,94	3,76	11,27
h_c' / H	1,517	0,785	0,764	0,764
h_c , [m]	3,03	2,47	3,82	11,46
$h_{found.}$, [m]	0,40	0,40	0,40	0,80
h_i^* , [m]	1,20	1,72	2,64	7,52
h_c^* , [m]	1,49	2,34	4,16	12,07



Фиг. 52 - Сравнения между височините: а). h_i' и h_i^* ; б). h_c' и h_c^*

Е. „КВАЗИ-СЕИЗМИЧНА ПРОВЕРКА („БАЗОВ МОДЕЛ“)

Табл. 63. - Резултати

Рамка	M, [kN.m / m'], h, [m]				N, [kN / m'], h, [m]			
H_1	43,67 запъване	61,99 запъване	52,41 запъване	74,39 запъване	45,02 h=2,5m	62,80 h=2m	53,96 h=2,5m	75,19 h=2m
H_2	43,67 запъване	61,99 запъване	52,41 запъване	74,39 запъване	45,02 h=2,5m	62,80 h=2m	53,96 h=2,5m	75,19 h=2m
V_1	36,91 h=2,5m	22,77 h=2m	19,18 h=2,5m	27,32 h=2m	-	-	-	-
V_2	15,99 h=2,5m	22,77 h=2m	19,18 h=2,5m	27,32 h=2m	-	-	-	-
	1	2	3	4	1	2	3	4
Комбинация					Комбинация			

Легенда:

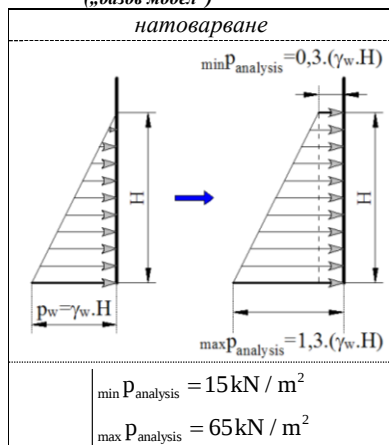
Комбинация №			
1	2	3	4
$G_k + w_k$	$G_k + R_{w,k}$	$G_k \cdot (\gamma_G = 1,35) + w_k \cdot (\gamma_w = 1,2)$	$G_k \cdot (\gamma_G = 1,35) + R_{w,k} \cdot (\gamma_w = 1,2)$

При завишаване на усилията (като резултат) и анализ с въздействие, разпределено по трапецовиден закон (трансформация на хидростатичния натиск), при отчитане на 30%-но завишение, резултатите за разрезните усилия са следните:

Табл. 64. - Резултати, завишени с 30% („базов модел“), комбинация № 3

Рамка	M, [kN.m / m']	N, [kN / m']
H_1	68,13- запъване	70,15- h=2,5m
H_2	68,13- запъване	70,15- h=2,5m
V_1	24,93- h=2,5m	-
V_2	24,93- h=2,5m	-

Табл. 65. - Максимални усилия и местоположение („базов модел“)



Рамка	M, [kN.m / m']	N, [kN / m']
H_1	78,23- запъване	92,67- h=3m
H_2	78,23- запъване	92,67- h=3m
V_1	33,71- h=3m	-
V_1	33,71- h=3m	-

Ж. ПРОВЕРКА ЗА „ОТВАРЯНЕ“ НА ЧЕРУПКАТА („БАЗОВ МОДЕЛ“)

$$\left| \begin{array}{l} q_{\min} (\equiv q_2) = 0 \\ q_{\max} (\equiv q_1) = 65 \text{ kN / m}^2 \end{array} \right. \rightarrow w_{\lim., q_{\max} - q_{\min}} = 0,5 \cdot \frac{(65 - 0) \cdot 5^4}{8 \cdot (3,1 \cdot 10^7) \cdot \left(\frac{0,25^3 \cdot 1}{12} \right)} = 0,005242 \text{ m}$$

$$\rightarrow w_{\lim.} = w_{\lim., q_{\max} - q_{\min}} = 0,005242 \text{ m}$$

$$\xrightarrow{\text{от компютърен анализ}} w_{\max} = 0,001170 \text{ m} < w_{\lim.} = 0,005242 \text{ m}$$

(Завишен резултатът: $w_{\max}^* = 0,001170 \cdot 5 = 0,005850 \text{ m} > w_{\lim.} = 0,005245 \text{ m} \Rightarrow$ приемане на по-малък „осигуряващ“ коефициент, например: 4.)

Глава VII. АНАЛИЗ НА АРМИРОВКИТЕ ЗА ПОЕМАНЕ НА ОПЪННИТЕ РАЗРЕЗНИ УСИЛИЯ

ЦИЛИНДРИЧЕН РЕЗЕРВОАР

Извършен е примерен сравнителен анализ за площите на армировките $A_{s\ell}$ за $\delta_{\text{cyl}} = 25\text{cm}$, Материали- класове: бетон- C25/30 и стомана B500(B или C- клас по дуктилност), при:

- ✓ Армиране на стената с минимален процент на армиране $\rho_{\min} = 0,2\%$ за резервоари (черупки):

$$A_{s\ell, \min} = \frac{\rho_{\min} = 0,2\%}{100} \cdot (\delta_{\text{cyl}} - 5) \cdot 100, [\text{cm}^2 / \text{m}'] \Rightarrow A_{s\ell, \min} = 4\text{cm}^2 / 1\text{m}'$$

Табл. 66. - Избор на армировки в пръстенно направление от решенията на „базовия модел“

$\max N_x, [\text{kN} / \text{m}']$	184,87	202,13	379,80
$N_x = \max N_x \cdot (\ell = 1\text{m}), [\text{kN}]$	184,87	202,13	379,80
$A_{s\ell, \text{tot.}}^{\text{ring reinf orcement}} = \frac{N_x}{f_{\text{yd}}}, [\text{cm}^2 / 1\text{m}]$	4,25	4,65	8,73
Приети армировки:	2x5N8 (N8/20)	2x5N8 (N8/20)	2x5N12 (N12/20) или N10/17,5 cm

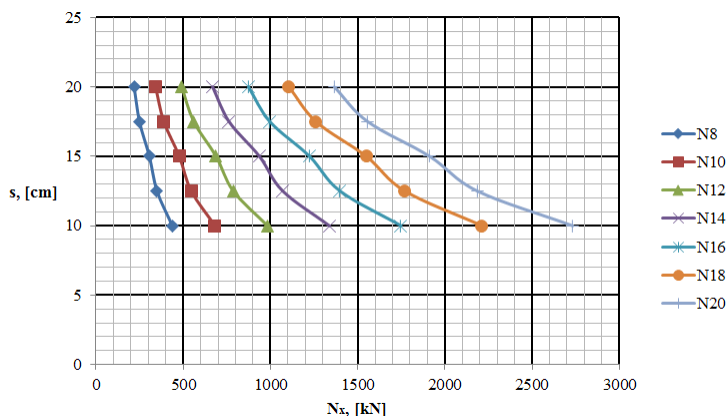
- ✓ Изчисляване на „чист“ опън

$$(14) N_x = N_x, [\text{kN} / \text{m}'] \cdot (\ell = 1\text{m}), [\text{kN}] \rightarrow A_{s\ell, \text{tot.}}^{\text{ring reinf orcement}} = \frac{N_x}{f_{\text{yd}}}, [\text{cm}^2 / 1\text{m}] \rightarrow A_{s\ell, \text{out}} = A_{s\ell, \text{in}} = \frac{N_x}{2} \cdot \frac{f_{\text{yd}}}{f_{\text{yd}}}$$

$$\frac{A_{s\ell, \text{tot.}} = 2 \cdot n \cdot A_{s1}}{B500 \rightarrow f_{\text{yd}} = 43,478 \text{ kN} / \text{cm}^2} \rightarrow 2 \cdot n \cdot A_{s1} = \frac{N_x}{f_{\text{yd}}} \Leftrightarrow 2 \cdot n \cdot A_{s1} = N_x \cdot 0,023 \Rightarrow N_x = \frac{2 \cdot n \cdot A_{s1}}{0,023}, [\text{kN}]$$

Табл. 67. - Максимални усилия, поемани с армировки

Разстояние между армировъчните пръти, s, [cm]	Диаметри армировки						
	N8	N10	N12	N14	N16	N18	N20
10	437,39	682,61	983,48	1338,26	1748,70	2213,04	2732,17
12,5	349,91	546,09	786,78	1070,61	1398,96	1770,43	2185,74
15	306,17	477,83	688,43	936,78	1224,09	1549,13	1912,52
17,5	249,31	389,09	560,58	762,81	996,76	1261,43	1557,34
20	218,70	341,30	491,74	669,13	874,35	1106,52	1366,09
Стойност на поетото пръстенно усилие за зона 1m'- $N_x, [\text{kN}]$							



Фиг. 53 - Графично изобразяване на резултатите

- ✓ Армиране на черупката по аналогия на конструктивните стени (шайби)- предложение на автора

Призматичните резервоари (съвкупност от „интегрални шайби“) имат прави стени, които се закоравяват с ъгли в краищата (това произтича от тяхната форма). Стените могат да се разглеждат като конструктивни стени (шайби), чиито крайни усиленни зони се оформят чрез ъглите и представляват Г-образни (за самостоятелните резервоари) колони. Стеблото (правата вътрешна част, без ъглите) са стените на резервоарите. Тогава апроксимацията е правилна и могат да се използват постулати от теорията за изчисляване и конструиране (в т.ч. $\rho_{h,min} = 0,2\%$ за стеблото), както при шайбите.

Не така стои въпросът при цилиндричните резервоари. Конструкциите са непрекъснати, без обособени скрити колони (играещи роля на крайни усиленни зони, както при шайбите). За вертикалната армировка, работеща на нецентричен натиск, важат всички постулати от теорията за изчисляване и конструиране на стоманобетонни елементи в такова напрегнато състояние. Също така, за вертикалната армировка е в сила и условието: $\rho_{v,min} = 0,5\%$. Ако се съблюдават условията за „интегритег“ на хоризонталната и вертикална армировки (стеблен скелет) при шайбите, този факт дава основание да се предложи и формулата:

$$(15) \rho_{h,min} = \frac{2 \cdot A_{sh,1}}{\delta_{cyl} \cdot s_h} \geq 0,5\%$$

Това означава за разглежданите резервоари с дебелина на стената $\delta_{cyl} = 25\text{cm}$:

Табл. 68. - Решения

диаметър ϕ , [mm]	N10	N12	...
s_h , [cm]	12,5 10	17,5 15 10	... и т.н.

ПРИЗМАТИЧЕН РЕЗЕРВОАР

Разгледани са отделните видове процедури за анализ на армировките- условия за армиране на вътрешната част на стените (без ъглите)

Примерен сравнителен анализ за площта на армировките A_{sf} за $t_{wall} = 25\text{cm}$,

Материали- класове: бетон- C25/30 и стомана B500(B или C- клас по дуктилност)

- ✓ При предпоставка, че стената се армира като плоча, съгласно изискванията на EC-2:

Получена е площ $A_{sf,min} = 2,70\text{cm}^2 / \text{m}'$. Разгледани са (таблично) необходимите площи на един армировъчен прът в зависимост от разстоянието между отделните пръти (за 1 линеен метър), както и приетите диаметри в зависимост от разстоянията между тях.

- ✓ При предпоставка, че стената се армира при минимален процент на армиране $\rho_{l,min} = 0,2\%$ за стоманобетонни резервоари:

Получена е площ $A_{sf,min} = 4\text{cm}^2 / \text{m}'$. Разгледани са (таблично) необходимите площи на един армировъчен прът в зависимост от разстоянието между отделните пръти (за 1 линеен метър), както и приетите диаметри в зависимост от разстоянията между тях.

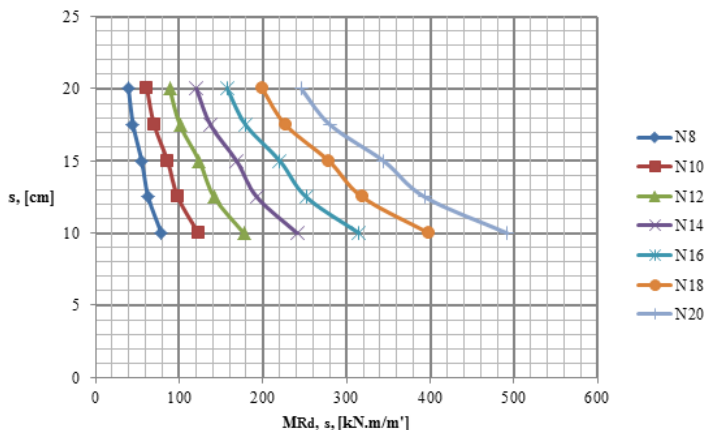
- ✓ Изчисляване на огъване:

Показана е таблица за площ на едностранна и едноръбна армировка, покриваща усилие за $1\text{m}'$. Също така е показана таблица за определяне на носимоспособността на двойна (двустранна) армировка чрез формулата:

$$(16) M_{Rd,s}, [\text{kN.m} / \text{m}'] = 2 \cdot \left[\left(\frac{n}{m} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot d \cdot \eta \right) / 100 \right] \leftarrow \frac{n}{m} = f(s)$$

Табл. 69. - Носеща способност (на огъване) на двете хоризонтални армировки (от двете страни на сечението)

s, [cm]	Диаметри на армировъчните пръти, [mm]						
	N8	N10	N12	N14	N16	N18	N20
20	39,36	61,43	88,51	120,44	157,38	199,17	245,89
17,5	44,88	70,04	100,90	137,30	179,42	227,06	280,32
15	55,11	86,01	123,92	168,62	220,33	278,84	344,25
12,5	62,98	98,30	141,62	192,71	251,81	318,68	393,43
10	78,73	122,87	177,03	240,89	314,76	398,35	491,79
$M_{Rd,s}, [\text{kN.m} / \text{m}']$							



Фиг. 54 - Графично изобразяване на резултатите

✓ Изчисляване на нецентричен опън:

Изведени са стойностите на граничните относителни момент m_{Ed} и нормална сила n_{Ed} , както и граничните огъващ момент $M_{Ed,lim}$ и осово усилие $N_{Ed,lim}$, за определяне на физико-механичния коефициент на армиране ω_{tot} , необходим за определяне на армировката $A_{s\ell,tot}$.

При намерена необходима площ за линеен метър, са разгледани (таблично): необходимите площи на един армировъчен прът при определен разстояние между прътите, както и приети диаметри пръти при определено разстояние между тях.

Площ на хоризонталната армировка:

$$(17.1) A_{s\ell,tot} = \omega_{tot} \cdot t_{wall} \cdot (b = 100 \text{ cm}) \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd,h}}, [\text{cm}^2 / \text{m}'] \rightarrow A_{s\ell,1} = A_{s\ell,2} = \frac{A_{s\ell,tot}}{2}, [\text{cm}^2 / \text{m}']$$

$$(17.2) \begin{cases} m_{Ed} = \frac{M_{Ed} \cdot 100}{t_{wall}^2 \cdot (b = 100 \text{ cm}) \cdot f_{cd}} \\ n_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{t_{wall} \cdot (b = 100 \text{ cm}) \cdot f_{cd}} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} m_{Ed} = \frac{M_{Ed} \cdot 100}{25^2 \cdot 100 \cdot 1,4167} \\ n_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{25 \cdot 100 \cdot 1,4167} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} m_{Ed,lim} = 0,04 \\ m_{Ed,lim} = 0,075 \Rightarrow M_{Ed,lim} = 35,42 \text{ kN.m} \\ m_{Ed,lim} = 0,11 \Rightarrow M_{Ed,lim} = 66,41 \text{ kN.m} \\ m_{Ed,lim} = 0,11 \Rightarrow M_{Ed,lim} = 97,40 \text{ kN.m} \\ n_{Ed,lim} = 0,1 \Rightarrow N_{Ed,lim} = 354,18 \text{ kN} \\ n_{Ed,lim} = 0,2 \Rightarrow N_{Ed,lim} = 708,35 \text{ kN} \\ n_{Ed,lim} = 0,35 \Rightarrow N_{Ed,lim} = 1239,61 \text{ kN} \end{cases}$$

Табл. 70. - Граници на относителните величини за определяне на ω_{tot}

m_{Ed}	$0 \div 0,04$	$0 \div 0,075$	$0 \div 0,11$
n_{Ed}	$0 \div 0,1$	$0 \div 0,2$	$0 \div 0,35$
ω_{tot}	0,1	0,2	0,3

Табл. 71. - Необходима площ на армировката, в зависимост от физико-механичния коефициент на армиране ω_{tot}

ω_{tot}	$A_{s,1}=A_{s,2}, [cm^2/m']$
0,1	4,43
0,2	8,85
0,3	13,28

- ✓ При предпоставка, че стената (правата, вътрешна част, без ъглите), се армира при минимален коефициент на армиране за стоманобетонни конструктивни стени (шайби), поемащи сеизмични въздействия:

Разгледани са (таблично) необходими и приети площи (за линеен метър) за един армировъчен прът при определен разстояние между прътите.

$$(18) \frac{2.A_{s1,h}}{t_{wall} \cdot s_h} = (\rho_{h,min} = 0,002) \Leftrightarrow \frac{2.A_{s1,h}}{25.s_h} = 0,002 \Rightarrow s_h = 40.A_{s1,h}, [cm]$$

Обобщение:

1. От първата и втората предпоставка, меродавна площ е по-голямата (от условието за армиране с минимален процент за черупки), което означава, че: N8/ (20; 17,5; 15)cm, както и N10/20cm не са за препоръчване за армиране при разгледания образец резервоар!
2. Условието за изчисляване на огъване има за цел по-скоро да покаже в разгънат вид спектъра на носещите способности, но в двете разгледани таблици съобразяването с извода по т.1 е задължителен!
3. Условието за изчисляване на нецентричен опън не обхваща извода по т.1.
4. Съгласно т.1 за последната предпоставка (аналогията със стебло на конструктивна стена), следва да се съобрази, че само N8/ (12,5; 10)cm са допустими, докато N10/20cm е недопустим, както и N10 през по-голямо разстояние от 20cm.

ИЗВОДИ

ЦИЛИНДРИЧЕН РЕЗЕРВОАР

А. РАЗРЕЗНИ УСИЛИЯ- ПРЪСТЕННИ

- По Метод Westergaard (решение по Силов метод):

1. Важно е да се отбележи, че при пълен (максимално до горе) резервоар, възникват възможно най-големите като стойности пръстенни усилия и конструкцията трябва да бъде осигурена за тях;
2. От таблицата се вижда, че максималните стойности на пръстенните усилия се получават при най-малката дебелина на стената $\delta_{\text{cyl}} = 0,20\text{ m}$, като екстремалните стойности са на по-ниско ниво от останалите решения;
3. За една и съща стойност на дебелината на черупката δ_{cyl} , при увеличаване на нивото на водата H , се увеличават и стойностите на максималните усилия N_x (както и техните коти h).

Заклучение: Пренебрегването на знакопроменлив („реверсивния“) характер на усилията от хидродинамичен натиск, показва, че в полза на сигурността се получават стойностите, когато се използва знак „-“ във формулата. Оказва се, че усилията $N_{x,\text{hydrodynamic}}$ *разтоварват* конструкцията, когато се използва знак „+“ във формулата. Нещо повече: разлика $\Delta = 40,61\%$ се наблюдава при резултатите за усилие и разлика $\Delta = 12,50\%$ се наблюдава при резултатите за височина ($\delta_{\text{cyl}} = 0,25\text{ m}$ и $H = 5\text{ m}$). Това е факт, който се оказва изключително опасен при неправилни операции с компонентата, възникваща от динамичното действие на водата върху стените на резервоарите.

Препоръчително е знакът пред $N_{x,\text{hydrodynamic}}$ да бъде $\pm$, т.е.:

$$(19) N_x = N_{x,\text{hydrostatic}} \pm N_{x,\text{hydrodynamic}}$$

- Сравнение между трите вида резервоари от „Формообразуването“, по отношение на усилия:
- 1. За „плиткия“ резервоар: статичните комбинации не са меродавни (не дават големи усилия от сеизмичната комбинация);
- 2. За „средния“ резервоар: Статичната комбинация (с максимален коефициент за водата в експлоатационно състояние) е меродавна пред сеизмичната;
- 3. За „дълбокия“ резервоар: Статичната комбинация (с максимален коефициент за водата в експлоатационно състояние) е меродавна пред сеизмичната. Този тип резервоар е най-неикономичен от гледна точка на наличие на най-голямо пръстенно усилие от сравняваните модели.
- Анализи на „базовите“ модели по различни теории и стандарти за проектиране:

Очевидно, усилията, получени по различните методи за анализ (изчислителни процедури), се различават по между си с повече от 5 % разлика, което е основание за правилен и внимателен избор във вида решение!

- **Анализи на „базовите“ модели по теориите на Housner:**

1. Наблюдава се „разместване“ на положението на импулсивната и конвективна маси, т.е. импулсивната е над конвективната;
2. Решение по Housner (1957) не е извършено, тъй като нивото на водата е различно (заради височината на вълната). Там, обаче двете хидродинамични маси са: първо-импулсивната, над нея- конвективната. Също така, коравината K_{cl} е близка по стойност до решение по Housner (1954). Тъй като е извършен анализ, съгласно ЕС-8 с подобно разпределение, авторът е преценил: анализ с формули по Housner (1957) да не се извършва.

- **Анализи с опорни условия- еластична основа:**

Моделирането на еластична основа:
$$\begin{cases} k_{\text{Winkler}}^{\text{static loads}} = 20000 \text{ kN / m}^3 \\ k_{\text{Winkler}}^{\text{seismic loads}} = 60000 \text{ kN / m}^3 \end{cases}$$
, води до увеличаване на

стойността на разрезното усилие (от товар- налягане), но и смъква надолу неговия максимум, в сравнение при запъване в долния край на стената.

- **Анализи на голям модел- увеличен 3 пъти „базовия“:**

1. Статичната комбинация (с максимален коефициент за експлоатационно състояние на водата) е меродавна пред сеизмичната комбинация;
2. Съгласно т. Б. , за поемането на усилено, е необходима двойна пръстеновидна армировка (клас B500)- N20/10cm;
3. Относно т. 1), толкова дебела армировка, не е целесъобразна, както технологично, така и конструктивно да се: огъва на полуобръчи и монтира на големи височини (заради теглото и дължината ѝ). Също така големите диаметри изискват големи дължини на снаждане, при което е възможна необходимостта от *муфи*, например (и разместването им по определена схема в периметър и по височина);
4. Като цяло, при получаване на големи усилия в стените, както и при големи размери на съоръженията, е необходимо към преминаването в решение на резервоар с предварително напрегната армировка.

- **Местоположения на максимумите:**

1. За така съставените решения, че в анализирания резервоари с еднакъв обем- при увеличаване нивото на водата H , намалява локализацията (местоположението) $h_{N_{x,max}}$ на максималното пръстенно усилие $N_{x,max}$ и обратно;
2. За големия резервоар (3 пъти увеличен „базовия“ модел), $h_{N_{x,max}}$ също е ниско, спрямо височината H .

Б. ВИСОЧИНИ НА ВЪЛНИТЕ

- **Спектрална теория:**

Формите след трета не дават отражение (увеличаване) на височината на вълната!

Резултатите, получени по тези формули са много малки като стойности и не е желателно да се използват като крайни, т.е. необходими са и други приемания, които дават по-благоприятни резултати (по-големи стойности)!

- **Еврокод 8-4:**

1. При височина на водното ниво- максимална (пълнен догоре резервоар), височината на образувалата се хидродинамична вълна е максимална.

2. Свободното пространство над водното ниво $A_{max} = 1m$, което е предвидено, е достатъчно водата да се плиска свободно и да не създава неблагоприятни ефекти.

Съгласно формулите на Спектралната теория- $d_{\max} = 0,08 \text{ m}$, резултатите са минимални, докато по Механика на флуидите- $d_{\max} = 1,15 \text{ m}$ и Housner (1957)- $d_{\max} = 1,10 \text{ m}$, резултатите са близки и максимални. При решението по Housner (1957), височината $d_{\max}$ е получена при ниво на водата $H=4,90 \text{ m}$, с цел резервоара да не прелее ($H + A_{\max} \leq H_{\text{cul}}$). Това, обаче води до загуба на полезен съхраняван обем вода: $7,85 \text{ m}^3$ (което не винаги може да се изпълни като технологично и/или икономически изгодно мероприятие); Housner (1963)- $d_{\max} = 0,30 \text{ m}$ и Еврокод 8- $d_{\max} = 0,35 \text{ m}$, резултатите са близки; Housner (1954)- $d_{\max} = 0,42 \text{ m}$.

Забележка: При анализи с ANSYS, резултатите между решенията Impulsive и Convective се различават значително, като при включен Sloshing (Convective), стойностите на разрезните усилия са на степени от 10^{-5} до 10^{-6} , което означава, че SRSS комбинирането губи смисъл. Същото се отнася и за височината на вълните.

Съгласно формулата: $p = \gamma \cdot H \Rightarrow d_{\max} = \frac{\text{Pressure}}{\gamma = 10 \text{ kN / m}^3} \cdot [\text{m}]$ (за горен край резервоар- водно

ниво). Така, спектралните и линейни анализи, не показват „логични“ (съпоставими с ръчните решения) резултати. Само при извършени нелинейни решения с отчитане на материална и/или геометрическа нелинейност, стойностите на разрезните усилия и височините на вълните представляват интерес.

В. ПЕРИОДИ НА ТРЕПЕНЕ НА КОНВЕКТИВНАТА ЧАСТ НА ВОДАТА

• Теории на Housner:

При отделните нива на напълване на резервоара се наблюдават сходни стойности на периодите на трепене на конвективната компонента T_{cl} (Н. 1954, Н. 1957) и различни стойности на хидродинамичните вълни $d_{\max}$, при анализите по различните формули (Н. 1954, Н. 1957, Н. 1963).

Съгласно (Н.,1954) при $H=5\text{m}$, се получава период $T_{cl} = 3,39\text{s}$ и височина на вълната $d_{\max} = 0,42\text{m}$. Съгласно (Н.,1957) при $H=4,9\text{m}$, се получава период $T_{cl} = 3,40\text{s}$ и височина на вълната $d_{\max} = 1,10\text{m}$. Съгласно (Н.,1963) при $H=5\text{m}$, се получава период $T_{cl} = 3,43\text{s}$ и височина на вълната $d_{\max} = 0,30\text{m}$.

Съгласно спектралната теория, при височина $H=5\text{m}$ - периодът на трепене $T_{cl} = 3,39\text{s}$.

• Спектрална теория:

Прави впечатление фактът, че при увеличаване нивото на водата, конвективният период при първа форма на трепене намалява. Това е условие (*в повечето случаи*) за увеличаване на спектралното ускорение $S_e(T_{cl})$, а от там и увеличаване на височината на вълната $d_{\max}$.

Наблюдават се много близки резултати за получените стойности на периодите, които са с разлика до 2,2% и по-малко, при сравнение между решенията по: Housner (1954), Еврокод 8-4 и ANSYS.

Г. ПРЕДЛОЖЕНИЯ НА АВТОРА

- **Използване на спектри на реагиране (предложение на автора):**
 - Решение на „плитък“ резервоар ($H=3,15\text{m}$, $D=12,60\text{m}$) по процедурата с „трансформирани“ товари, съгласно ЕС8-4: не се налага корекция на стойностите и резултатите (за случая) са непроменени!
 - Решение на „базовия“ модел по процедурата с „трансформирани“ товари, съгласно ЕС8-4:
 1. С предложението на автора, усилията от сеизмично въздействие са по-малки, в сравнение с процедурата по ЕС8-4;
 2. Разликите в стойностите на усилията при сравняване на решения с и без отчитане на случайните ексцентрицитети, са много малки.
 - Решение на „дълбок“ резервоар по процедурата с „трансформирани“ товари, съгласно ЕС8-4: с предложението на автора, усилията от сеизмично въздействие са по-малки, в сравнение с процедурата по ЕС8-4.
 - Решение на „среден“ резервоар ($H=15\text{m}$, $D=30\text{m}$) по процедурата с „трансформирани“ товари, съгласно ЕС8-4: с предложеното решение на автора, усилията от сеизмично въздействие са по-големи, в сравнение с процедурата по ЕС8-4.
 - Решение на „базовия“ модел по процедурата за решение с налягания, приведени към товари, съгласно ЕС8-4: с предложеното решение на автора, усилията от сеизмично въздействие са по-малки, в сравнение с процедурата по ЕС8-4.
- **„Квази-сеизмична“ проверка:**
 1. Работата с равнодействаща, води до увеличаване на резултатите с около 50,5% разлика, в сравнение с триъгълников товар;
 2. Работата с по-малки размери на крайните елементи за стената, води до по-големи стойности на резултатите (около 0,2%- при триъгълниковите товари и около 7,2% при товарите от равнодействащите);
 3. Всички усилия са завишени с 35%, а не с 30%, както е било преди (съгл. Гл.3, ч.1), защото полученият резултат от комбинацията: $G_k + w_k$ не е меродавен. Затова всички усилия, от всички комбинации са завишени еднакво;
 4. При така съставеното решение се вижда, че резултатите от завишените с 35% товари (*триъгълниковите*) не покриват решенията с динамични маси и пружини по Еврокод 8-4 и по теорията на Housner (1954), които пък решения се покриват от резултатите със завишените 35% товари (*от равнодействащите сили*).
 5. Численият експеримент доказва отново извършените по-горе анализи. Тук, решението с товар (по трапецовиден закон), показва резултати, които не покриват единствено решението по Housner, докато работа с равнодействаща, показва резултати, които покриват това решение;
 6. Разликата между решенията със завишени усилия (горното решение) и със завишени товари (това решение), с *натоварване* е $\Delta = 14,76\%$;
 7. Разликата между решенията със завишени усилия (горното решение) и със завишени товари (това решение), с *равнодействаща* е $\Delta = 16,89\%$.

• **Проверки на преобръщане и хлъзгане:**

1. Най-висок коефициент на устойчивост срещу преобръщане $k_{\text{resis tan ce}}$ има „плиткия“ резервоар, а най-нисък- „дълбокият“.
2. „Дълбокият“ резервоар притежава възможно най-малката устойчивост срещу хлъзгане, а „средният“/„нормален“ (с увеличени 3 пъти размерите на т.нар. „базов модел“) притежава възможно най-високата устойчивост срещу хлъзгане;
3. При анализите с ускорение $S_d(T_i = 0)$, се получават по-големи стойности на коефициентите $k_{\text{resis tan ce}}$, отколкото при анализите с $S_d(T_{i, \text{real}})$. Това е така, защото при $S_d(T_i = 0)$, се намаляват стойностите на момента $M_{\text{overturning}}$;
4. При $S_d(T_i = 0)$, стойностите на $\sum N_{\text{dynamic}}$ са по-малки, защото ускоренията са по-малки;
5. Проверките за хлъзгане при: средния и „високите“- „базов“ и голям (3 пъти увеличен „базов“ модел) резервоари не са удовлетворени, при така приетия коефициент на триене $\mu_{\text{slip}} (\equiv f_{\text{slip}}) = 0,3$. При приемането на по-висок коефициент, например 0,7 (отчитащ триене при грапави повърхности), проверките ще бъдат изпълнени! Т.е. задължително ще бъде осигуряването на по-голяма контактна повърхнина между фундаментната конструкция и околността ѝ. Например- насип (уплътнен) от чакъл, може да осигури високите изисквания. В документа БДС EN 1992-1-1:2005 е посочен:
 $\mu_{\text{slip, min}} = 0,7$ - при повърхности с минимум 3 mm грапавина през около 40 mm разстояние, получена чрез награвяване, оголване на добавъчните материали или чрез други методи с подобен ефект;
6. В знаменател са дадени стойностите, получени при $\mu_{\text{slip}} = 0,7$. Вижда се, че проверките са удовлетворени за всички геометрии изследвани резервоари;
7. Получените височини h_i' са с по-големи стойности от h_i^* за отношения H/R : 0,5 и 1;
8. Получените височини h_c' са по-големи от h_c^* за отношения H/R : 0,5 и 1;
9. Изключение прави само решението при $H/R=2$, където:
$$\begin{cases} h_i' < h_i^* \\ h_c' < h_c^* \end{cases}$$

Въпреки получаваните на места резултати в „полза на сигурността“ (защото са по-големи), авторът счита, че е правилно и препоръчително да се работи със стойностите:

$$\begin{cases} h_i^* = h_i + h_{\text{found.}} \\ h_c^* = h_c + h_{\text{found.}} \end{cases}, \text{ тъй като височината на фундамента има главна роля при равновесните}$$

условия за изчисляването и проверките при стоманобетонните резервоари.

Що се отнася до нивото на флуида H , по-скоро е необходима *корекция* на съответните формули, графики и таблици, при която като параметър да фигурира и височината на фундамента, т.е. да се работи с „коригирана височина на нивото H “ на флуида, например.

АРМИРОВКИ

- **Носеща способност на „чист“ опън:**

1. Ясно са очертани диапазоните („от-до“), от гледна точка на големина на разрезно усилие (което е необходимо да се поеме) и оптималната армировка (монтирана през определено разстояние);
2. При по-големите диаметри се наблюдава „полегатост“ (разтягане) на графиката, което означава- поемане на различни по стойности усилия, с различни армировки. Вижда се, че при най-малкото разстояние между прътите, армировките са различни за отделните усилия, но при увеличаване на разстоянието между прътите, има възможност за избор между различни диаметри, в зависимост от стойността на пръстенното усилие.
3. Макар и оребрена, използваната N8 високоякостна армировка клас B500 (с определена дуктилност), е сравнително тънка, което я прави малко подходяща за хидротехнически съоръжения, в т.ч. и за поемане на сеизмични въздействия (и при големи разстояния между армировъчните пръти- от съображения за осигуряване на пукнатиноустойчивостта на цилиндричната стена на резервоара).

ПРИЗМАТИЧЕН РЕЗРВОАР

А. РАЗРЕЗНИ УСИЛИЯ

- **Обобщение на резултатите за „базовия“ модел:**

1. Максимален огъващ момент $M = 52,41 \text{ kN.m / m'}$ (при запъването), се получава при комбинацията с хидростатичен натиск- *max*. Съответстващото усилие на момента е $M \rightarrow N = -7,22 \text{ kN / m'}$. От същата комбинация, максималното опънно усилие в стената е $N = 53,96 \text{ kN / m'}$ ($h=2,5\text{m}$). Съответстващият момент на усилието е $N \rightarrow M = 15,81 \text{ kN.m / m'}$.
2. Максимално опънно усилие $N = 61,56 \text{ kN / m'}$ ($h=2,5\text{m}$), се получава при решението по Еврокод с „Imp.“ с динамични маси и пружини. От същата комбинация, максималният огъващ момент има стойност: $M = 49,25 \text{ kN.m / m'}$ (при запъването).

- **„Формообразуване...“ – характеристики на съоръженията:**

1. Най-икономичен е „плиткият“ резервоар. *Заради това че е нисък и за да събере (поеме) необходимият зададен обем вода, излиза, че размерите на основата трябва да са по-големи.* Въпреки това, обаче и обемът бетон за стените V_{concrete} за този тип съоръжение е най-малък от трите сравнени.
2. За „плиткия“ резервоар, получената височина на хидродинамичната вълна d_{max} е най-малка от трите сравнени съоръжения.
3. За представените решения и от показаните резултати се вижда, че комбинацията (за „плиткия резервоар“) с максимални стойности на частните коефициенти за сигурност на собственото тегло за конструкцията и за водата, дават по-големи стойности на разрезните усилия, отколкото сеизмичната комбинация. Това означава, че за съоръжението хидростатичният натиск е меродавен (дава по-големи разрезни усилия), пред хидродинамичното налягане, чрез което се получават по-малки разрезни усилия в стените на резервоара.

Б. ВИСОЧИНА НА ВЪЛНИТЕ

• Еврокод 8-4:

1. При височина на водното ниво- максимална (пълнен догоре резервоар), височината на образувалата се хидродинамична вълна е максимална.

2. Свободното пространство над водното ниво $A_{\max} = 1\text{m}$, което е предвидено, е достатъчно водата да се плиска свободно и да не създава неблагоприятни ефекти.

Съгласно формулите на Еврокод 8- $d_{\max} = 0,37\text{ m}$, резултатите са минимални, докато по Спектралната теория, резултатите са максимални- $d_{\max} = 0,72\text{ m}$. Съгласно: Housner (1957)- $d_{\max} = 2,16\text{ m}$, а по Housner (1963)- $d_{\max} = 1,60\text{ m}$, но при: Housner (1957)- $H=3,75\text{ m}$, докато по Housner (1963), височината $d_{\max}$ е получена при ниво на водата $H=4,35\text{ m}$, с цел резервоара да не прелее ($H + A_{\max} \leq H_{\text{wall}}$). Това, обаче води до загуба на полезен съхраняван обем вода (което не винаги може да се изпълни като технологично и/или икономически изгодно мероприятие). Забележка: При анализи с ANSYS, резултатите между решенията Impulsive и Convective се различават значително, като при включен Sloshing (Convective), стойностите на разрезните усилия са на степени от 10^{-5} до 10^{-6} , което означава, че SRSS комбинирането губи смисъл. Същото се отнася и за височината на вълните.

Съгласно формулата: $p = \gamma \cdot H \Rightarrow d_{\max} = \frac{\text{Pressure}}{\gamma = 10\text{kN/m}^3}, [\text{m}]$ (за горен край резервоар- водно ниво). Така, спектралните и линейни анализи, не показват „логични“ (съпоставими с ръчните решения) резултати. Само при извършени нелинейни решения с отчитане на материална и/или геометрическа нелинейност, стойностите на разрезните усилия и височините на вълните представляват интерес.

В. ПЕРИОДИ НА ТРЕПТЕНЕ НА КОНВЕКТИВНАТА ЧАСТ НА ВОДАТА

• Теории на Housner:

При отделните нива на напълване на резервоара се наблюдават сходни стойности на периодите на трептене на конвективната компонента T_{cl} (Н. 1954, Н. 1957 и Н. 1963) и различни стойности на хидродинамичните вълни $d_{\max}$, при анализите по различните формули (Н. 1954, Н. 1957, Н. 1963).

Съгласно (Н.,1954) при $H=5\text{m}$, се получава период $T_{cl} = 2,52\text{s}$ и височина на вълната $d_{\max} = 0,38\text{m}$. Съгласно (Н.,1957) при $H=3,75\text{m}$, се получава период $T_{cl} = 2,54\text{s}$ и височина на вълната $d_{\max} = 2,16\text{m}$. Съгласно (Н.,1963) при $H=4,35\text{m}$, се получава период $T_{cl} = 2,55\text{s}$ и височина на вълната $d_{\max} = 1,60\text{m}$.

Съгласно спектралната теория, при височина $H=5\text{m}$ - периодът на трептене $T_{cl} = 2,54\text{s}$.

• Спектрална теория:

Прави впечатление фактът, че при увеличаване нивото на водата, конвективният период при първа форма на трептене намалява. Това е условие (*в повечето случаи*) за увеличаване на спектралното ускорение $S_e(T_{cl})$, а от там и увеличаване на височината на вълната $d_{\max}$.

Г. ПРЕДЛОЖЕНИЯ НА АВТОРА

- **Проверки на преобръщане и хлъзгане:**

1. Най-висок коефициент на устойчивост срещу преобръщане $k_{\text{resis tan ce}}$ има „плиткия“ резервоар, а най-нисък- „дълбокият“ резервоар.
2. „Дълбокият“ резервоар притежава възможно най-малката устойчивост срещу хлъзгане, а „плиткият“ притежава възможно най-високата устойчивост срещу хлъзгане;
3. При анализите с ускорение $S_d(T_i = 0)$, се получават по-големи стойности на коефициентите $k_{\text{resis tan ce}}$, отколкото при анализите с $S_d(T_{i, \text{real}})$. Това е така, защото при $S_d(T_i = 0)$, се намаляват стойностите на момента $M_{\text{overturning}}$;
4. При $S_d(T_i = 0)$, стойностите на $\sum N_{\text{dynamic}}$ са по-малки, защото ускоренията са по-малки;
5. Проверките за хлъзгане при: средния и „високите“- „базов“ и голям (3 пъти увеличен „базов“ модел) резервоари не са удовлетворени, при така приетия коефициент на триене $\mu_{\text{slip}} (= f_{\text{slip}}) = 0,3$. При приемането на по-висок коефициент, например 0,7 (отчитащ триене при грапави повърхности), проверките ще бъдат изпълнени! Т.е. задължително ще бъде осигуряването на по-голяма контактна повърхнина между фундаментната конструкция и околността ѝ. Например- насип (уплътнен) от чакъл, може да осигури високите изисквания. В документа БДС EN 1992-1-1:2005 е посочен $\mu_{\text{slip, min}} = 0,7$ - при повърхности с минимум 3 mm грапавина през около 40 mm разстояние, получена чрез награвявяване, оголване на добавъчните материали или чрез други методи с подобен ефект;
6. В знаменател са дадени стойностите, получени при $\mu_{\text{slip}} = 0,7$. Вижда се, че проверките са удовлетворени за всички геометрии изследвани резервоари;
7. Получените височини h_i' са с по-големи стойности от h_i^* за отношения H/L : 0,5 и 1;
8. Получените височини h_i' са с по-малки стойности от h_i^* за отношение $H/L=2$;
9. Получените височини h_c' са по-големи стойности от h_c^* за отношения H/L : 0,5 и 1;
10. Получените височини h_c' са по-малки стойности от h_c^* за отношение $H/L=2$.

Въпреки получаваните на места резултати в „полза на сигурността“ (защото са по-големи), авторът счита, че е правилно и препоръчително да се работи със стойностите:

$$\begin{cases} h_i^* = h_i + h_{\text{found.}} \\ h_c^* = h_c + h_{\text{found.}} \end{cases}, \text{ тъй като височината на фундамента има главна роля при равновесните}$$

условия за изчисляването и проверките при стоманобетонните резервоари.

- **„Квази-сеизмична“ проверка:**

1. Ясно личи, че работата с равнодействаща, води до по-големи стойности на разрезните усилия, без значение от размерността на крайните елементи за стената.
2. При намаляване размерите на крайните елементи, се наблюдава увеличаване на стойностите на максимумите на M и N - усилията, както и локализацията им (височина на максимумите).

3. Числените експерименти доказват, че с това 30%-но завишаване на усилията (макар и консервативно решение), са покрити всички резултати от изчислителните процедури по Еврокод.
4. Разликите между решенията със завишени усилия и със завишени товари, с натоварване е $\Delta_N = 24,30\%$ и $\Delta_M = \frac{12,91\%}{26,05\%}$ (въпреки изместването с 0,5m на максимумите), в „полза“ на анализ с завишени натоварвания!

АРМИРОВКИ

- **При предпоставката, че стената се армира като плоча (EC2):**

1. За площите значение имат: бетонното покритие и диаметрите на хоризонталните и вертикалните армировки!
2. Само при разстояние между прътите $s=20\text{cm}$ може да се приеме армировка N10, докато при останалите разстояния е достатъчен диаметър N8;
3. При намаляване разстоянието между прътите, необходимата площ на един армировъчен прът също намалява.

- **При предпоставката, че стената се армира с минимален процент за стоманобетонни резервоари:**

1. За площите значение имат: бетонното покритие и диаметрите на хоризонталните и вертикалните армировки!
2. При разстояния между прътите $s=10\text{cm}$ и $s=12,5\text{cm}$, може да се приеме армировка N8, при разстояния между прътите $s=15\text{cm}$ и $s=17,5\text{cm}$, може да се приеме армировка N10, докато при разстояние между прътите $s=20\text{cm}$ и $s=17,5\text{cm}$, може да се приеме армировка N12;
3. При намаляване разстоянието между прътите, необходимата площ на един армировъчен прът също намалява.

- **При изчисляване на огъване:**

Големите диаметри имат по-широк „обхват“ на покриване на необходими площи армировки!

- **При изчисляване на нецентричен огън:**

Вижда, че при увеличаване разстоянието между армировъчните пръти, респективно се увеличава и диаметърът им (и обратно). Заради пукнатинообразуването, е препоръчително прътите да бъдат с по-малък диаметър (по-тънки) и през по-малко разстояние по между им (по-нагъсто).

- **При предпоставката, че стената (правата, вътрешна част, без ъглите), се армира при минимален коефициент на армиране за стоманобетонни конструктивни стени (шайби), поемащи сеизмични въздействия:**

1. Увеличаването на разстоянието между прътите в хоризонтално направление, води до увеличаване на техните диаметри;
2. При минимален коефициент на армиране, площта на армировката е малка.

Забележка: Номерацията на: формулите, фигурите и таблиците НЕ съвпада с тази на дисертацията!

Глава VIII. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Съставянето и/или доразвиването на изчислителните процедури като методика от последователни стъпки, за ясна и успешна работа при разработването на числени модели (с използването на различни специализирани софтуерни продукти и техните възможности), от които са изведени резултати, късаещи конструирането на черупките, са процеси, които допринасят „нови знания“ в областите на: компютърната механика (в т. ч. и динамика на конструкциите) и специалните стоманобетонни конструкции.

Чрез крайноелементните технологии в разработените решения, при които водата в изчислителна сеизмична ситуация е представена като: натоварване, налягане, динамична маса или с FLUID-ни елементи (в зависимост от възможностите на програмните продукти), се оказва, че сложния модел, симулиращ възможно най-близко до реалното поведение на обекта (с ANSYS)- не показва резултати в полза на сигурността, спрямо решенията по другите методи (разгледани чрез Спектрален анализ). Това означава, че съгласно тези други решения, конструкцията ще притежава допълнителен антисеизмичен капацитет, заради консервативните стойности на резултатите.

Не трябва да се пренебрегва формата (геометрия и ниво на напълване) на съоръжението. Необходимостта от проектиране на съоръжения с различна форма или въпросът: какво съоръжение като геометрия може да удовлетвори дадено изискване, се обуславя от класифицирането на резервоарите като: ниски, средни/нормални и високи съдове.

За примерите в настоящето изследване- от значение са, освен сеизмичния анализ, резултатите и от Статичната комбинация с хидростатичния натиск (min и max), както и „похватите“ с увеличаване на усилията (резултатите) или самите въздействия от изчислителната комбинация по Крайно гранично състояние. Тези решения показват „обвивката“ (покриването) на усилията от сеизмичния анализ и в същото време представляват проверка или бърз „ориентир“ за решенията.

Особено опасно и рисковано е препълването на съоръженията над нивото, за което са проектирани. Това състояние може да доведе до загуби от различен характер: материални, екологични, технологични.

По възможност при проектирането на резервоари да се предписва свободно разстояние 1-1,5 т над максималното водно ниво (с цел свободно и безопасно вълнообразуване), а височината на вълните при извършен само Спектрален анализ да се изчислява по теорията на Housner и Еврокод 8-4, при приемане на по-голямата от двете стойности. При липса на пространство по технологични или др. причини, свободното пространство да се приеме с размер- най-малко максималната височина на вълната (за първа форма на трептене).

При сеизмично въздействие, устойчивостта на резервоара е важна за правилната експлоатация и стабилността (цялостта) на съоръжението. Затова доказването на коефициентите на устойчивост е задължително. Необходимо е аналитично прецизиране на формулите (и графиките) от Еврокод 8-4, чрез които се правят проверки за стабилитета на конструкцията, при които трябва да се отчете и височината на фундамента. Състояния, при които черупката е в положение, различно от строго вертикалното (за анализирани обекти) или с изразени деформации, изискват нелинейни анализи (с физическа и геометрическа нелинейности), които неминуемо трябва да са извършени с FLUID-ни крайни елементи чрез специализиран софтуер.

Анализът, респ. и конструирането на пръстенната (хоризонталната) армировка, поемаща опънните усилия (нецентричния опън) е една от основните цели на проектантите-конструктори при анализа на резервоара като строителна конструкция.

Глава IX. НАУЧНИ И НАУЧНО-ПРИЛОЖНИ ПРИНОСИ

1. Разгледани са и е направен критичен анализ на различни теории и документи (стандарти и норми за проектиране), третиращи описването на взаимодействието „вода-конструкция“ за резервоарите с цилиндрична и правоъгълна (призматична) форми;
2. Проведени са числени експерименти на съоръжения (цилиндрични и призматични резервоари), по различни теории и документи, на ръка и със специализирани програмни продукти, като са съставени (или доразвити) изчислителните процедури, за решенията;
3. Дадени са изводи за максималните стойности на: усилията (стойност и местоположение), периодите на трептене на водата (конвективна съставяща) и височините на хидродинамичните вълни, направени са проверки за устойчивостта срещу преобръщане и хоризонтално преместване (хлъзгане);
4. За цилиндричните и призматични резервоари е направено изследване за свойството „ефективност“ на формата на съоръжения за необходим обем бетон за стените и площ на армировките в хоризонтална посока, чрез изведени изрази за носещите способности на армировките;
5. Предложения за:
 - 5.1. *изменение* на Еврокод 8-4:
 - Конвективното налягане в долната част на резервоара да се изчислява, съгласно предложената методика в гл. VI.1.
 - Включване на височината на фундамента като параметър при проверките на преобръщане на конструкцията.
 - 5.2. *допълнения* на Еврокод 8-4:
 - Начин на избор за предписване на свободно пространство, осигуряващо свободно и безопасно вълнообразуване;
 - Резултатите от сеизмичния анализ (сеизмична изчислителна ситуация) да се сравняват със статичната комбинация с хидростатичния натиск (min и max), както и проверка чрез методите за увеличаване на усилията като резултати или увеличаване на самото въздействие от изчислителната комбинация по Крайно гранично състояние (ULS).

ЦЕЛИ И НАСОКИ ЗА БЪДЕЩА РАБОТА

1. Да се разгледа връзката „вода-конструкция-земна основа“ чрез софтуерни продукти, базирани на МКЕ.
2. В съоръженията да се развият вътрешни колони и да се провери тяхното влияние върху сеизмичното реагиране на конструкцията и хидродинамичните ефекти върху стените.
3. Да се конструират сеизмични конструкции (вътрешни и външни)- при необходимост и възможност, за осигуряване на резервоарите при земетръс.

ПУБЛИКАЦИИ ПО ТЕМАТА

1. Георгиев Г., Цветков Ст., Ръководство за проектиране на специални стоманобетонни конструкции, част Първа, глава Първа: Общи сведения за анализ и конструиране на специални стоманобетонни конструкции, ВСУ, С., 2014
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. Георгиев Г., Цветков Ст., Ръководство за проектиране на специални стоманобетонни конструкции, част Втора: Сеизмичен анализ на съоръженията, ВСУ, С., 2016
4. Цветков Ст., Изследвания върху цилиндрични и призматични стоманобетонни резервоари за съхранение на вода, част Първа, глава Първа: Модални анализи – МНК-ВСУ, С., 2016
5. Цветков Ст., Изследвания върху цилиндрични и призматични стоманобетонни резервоари за съхранение на вода, част Първа, глава Втора: Модални анализи – МНК-ВСУ, С., 2016
6. Цветков Ст., Изследвания върху цилиндрични и призматични стоманобетонни резервоари за съхранение на вода, част Втора, глава Първа: Спектрални и анализи с история във времето- линеен и нелинейни- МНК-ВСУ, С., 2016
7. Цветков Ст., Изследвания върху цилиндрични и призматични стоманобетонни резервоари за съхранение на вода, част Втора, глава Втора: Спектрални и анализи с история във времето- линеен и нелинейни- МНК-ВСУ, С., 2016
8. Цветков Ст., Сеизмични анализи на стоманобетонни резервоари за съхранение на вода-цилиндричен и призматичен- ESI-2016, (МНК) ЕПУ- Перник, 2016
9. Цветков Ст., Сеизмични анализи на стоманобетонни цилиндрични резервоари- Научен форум- ВТУ-2016, С., 2016
10. Цветков Ст., Сеизмични анализи на стоманобетонни призматични резервоари- Научен форум- ВТУ-2016, С., 2016
11. Цветков Ст., Сеизмични анализи на стоманобетонни цилиндрични резервоари- Варна, DCB-2016
12. Цветков Ст., Сеизмични анализи на стоманобетонни призматични резервоари- Варна, DCB-2016
13. Georgiev G., Tsvetkov St., Reinforcing of R.C. reservoirs (tanks), 9th conference- Assessment, maintenance and rehabilitation of structures and settlements, Zlatibor (Serbia), 2015

ДЕКЛАРАЦИЯ ЗА ОРИГИНАЛНОСТ

Авторът на настоящия дисертационен труд декларира, че идеите за предложените изчислителни модели, както и: методиките и предметът на числените експерименти, и всички други представени резултати (с изключение на цитираните) са оригинални и са получени след самостоятелна изследователска работа.

БЛАГОДАРНОСТИ

Докторантът изказва искрени благодарности на научния ръководител, на колегите и на ръководството на ВСУ „Л. Каравелов“– София за помощта, подкрепата и гласуваното доверие.