

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



Jamova 2
1000 Ljubljana, Slovenija
telefon (01) 47 68 500
faks (01) 42 50 681
fgg@fgg.uni-lj.si

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ
GRADBENIŠTVA
KONSTRUKCIJSKA SMER

Kandidat:

LUKA VIDIC

**PRIMERJAVA TEHNIČNIH PREDPISOV ZA
POTRESNO ANALIZO REZERVOARJEV**

Diplomska naloga št.: **3229/KS**

**COMPARISON OF TECHNICAL REGULATIONS FOR
SEISMIC ANALYSIS OF STORAGE TANKS**

Graduation thesis No.: **3229/KS**

Mentor:

prof. dr. Darko Beg

Somentor:

asist. dr. Franc Sinur

Predsednik komisije:

izr. prof. dr. Janko Logar

Ljubljana, 28. 6. 2012

STRAN ZA POPRAVKE**Stran z napako****Vrstica z napako****Namesto****Naj bo**

IZJAVE

Podpisani Luka Vidic izjavljam, da sem avtor diplomskega dela z naslovom »Primerjava tehničnih predpisov za potresno analizo rezervoarjev«.

Izjavljam, da je elektronska različica v vsem enaka tiskani različici.

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v repozitoriju UL FGG.

Ljubljana, 6.5. 2012

(podpis)

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.014.2:624.04(043.2)
Avtor:	Luka Vidic
Mentor:	prof. dr. Darko Beg
Somentor:	asist. dr. Franc Sinur
Naslov:	Primerjava tehničnih predpisov za potresno analizo rezervoarjev
Tip dokumenta:	Diplomska naloga – univerzitetni študij
Obseg in oprema:	169 str., 26 pregl., 47 sl., 103 graf., 312 en.
Ključne besede:	jekleni rezervoarji, standardi, priporočila, primerjava, notranje sile, napetosti, Matlab

Izvleček

V diplomski nalogi sem med seboj primerjal različne standarde in priporočila za potresno analizo rezervoarjev (SIST EN 1998-4, API 650 ter EN 14015 standard in Novo Zelandška priporočila-NZSE), kjer sem poizkusil ugotoviti glavne razlike med njimi. Vsak standard oz. priporočilo ima drugačen pristop in kontrole za zagotavljanje stabilnosti rezervoarja. Med seboj sta si najbolj podobna Evrokod standard in Novo Zelandška priporočila, saj med drugim upoštevata vpliv deformabilnosti rezervoarja in možno rotacijo dna rezervoarja. Najbolj preprost je EN 14015 standard, kjer lahko določimo samo tlačne vzdolžne napetosti. Pri API 650 standardu pa kontroliramo tlačne in obodne napetosti. Standardi in priporočilo podajo podobne vrednosti pri majhnih razmerjih h/R (h – višina polnjenja rezervoarja, R – polmer rezervoarja) in zelo različne vrednosti pri višjih razmerjih, kjer pride do vpliva deformabilnosti rezervoarja. Vpliv interakcije med rezervoarjem in zemljino je pomemben, saj se z interakcijo povečajo nihajni časi, kar lahko privede do povišanih/zmanjšanih vrednosti v spektru odziva. Vpliv interakcije upoštevata samo Evrokod standard in Novo Zelandška priporočila.

V sklopu diplomske naloge sem izdelal tudi program v Matlabu, kjer na preprost način preverimo stabilnost rezervoarja in ali so ustrezne kontrole za posamezen standard oz. priporočilo izpolnjene.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDK:	624.014.2:624.04(043.2)
Author:	Luka Vidic
Supervisor:	prof. Darko Beg Ph.D.
Co-advisor:	assist. Franc Sinur Ph.D.
Title:	Comparison of technical regulations for seismic analysis of storage tanks
Document type:	Graduation Thesis – University studies
Notes:	169., 26 tab., 47 fig., 103 graph., 312 eq.
Key words:	steel storage tanks, standards, recommendations, comparison, internal forces, tension, Matlab

Abstract

In my thesis I compared 4 different regulations for seismic analysis of storage tanks (SIST EN 1998-4, API 650 and EN 14015 standard and New Zealand recommendations). Each regulation has different approach for determining and ensuring stability of storage tanks during earthquake excitation. New Zealand recommendations and Eurocode standard are similar because they both involve deformability of storage tanks. The simplest is EN 14015 standard because we can determine only longitudinal compressive stresses. In API 650 standard we can determine longitudinal compressive and tensile hoop stresses. All standards and recommendations give similar results for small ratio of h/R (h is filling height of liquid and R is radius of storage tank) and very different results for higher values due to (non)consideration of deformability of storage tank. Interaction between soil and tank is also important because it can increase natural period of the tank which can result in increasing values in spectral response. Soil – structure interaction is considered only in Eurocode standard and New Zealand recommendations.

In my thesis I wrote a computer program in Matlab in which we can easily check stability of storage tanks and if appropriate controls are satisfied.

ZAHVALA

Kazalo vsebine

1.0 UVOD	1
2 Novo Zelandška priporočila za potresno projektiranje rezervoarjev [1]	4
2.0.1 Poenostavljen opis odziva rezervoarja pri potresu	4
2.0.2 Osnovni principi projektiranja	5
2.1 PROJEKTNA OBTEŽBA	6
2.1.1 Potresni vpliv	6
2.1.2 Hidrodinamični pritiski	14
2.1.2.1 Tog rezervoar	14
2.1.2.1.1 Impulzivna komponenta pritiskov	15
2.1.2.1.2 Konvekcijska komponenta pritiskov	17
2.1.2.1.3 Vertikalna komponenta pritiskov	19
2.1.2.2 Deformabilen rezervoar	19
2.1.2.2.1 Impulzivna komponenta pritiskov	20
2.1.2.2.2 Konvekcijska komponenta pritiskov	22
2.1.2.2.3 Vertikalna komponenta pritiskov	22
2.1.3 Mase in višine	22
2.1.3.1 Tog rezervoar	22
2.1.3.1.1 Mase	22
2.1.3.1.2 Višine	23
2.1.3.2 Deformabilen rezervoar	24
2.1.3.2.1 Mase	24
2.1.3.2.2 Višine	25
2.1.4 Nihajni časi	26
2.1.4.1 Tog rezervoar	26
2.1.4.2 Deformabilen rezervoar	27
2.1.4.3 Interakcija z zemljino	29
2.1.6 Dušenje, ki vključuje interakcijo med zemljino in deformabilnim rezervoarjem	32
2.1.7 Valovanje	33
2.1.7.1 Maksimalna višina valovanja	33
2.1.7.2 Pritiski na streho rezervoarja	33
2.2 NOTRANJE SILE	34
2.2.1 Prečne sile	35
2.2.2 Momenti	35
2.2.2.1 Moment tik nad dnom rezervoarja (v steni)	35
2.2.2.2 Prevrnitveni moment	36
2.3 ANALIZA REZERVOARJA	36
2.3.1 Metoda kombiniranja napetosti	36
2.3.2 Izračun napetosti in deformacij	38
2.3.2.1 Natančna analiza (rezervoarji s konstantno debelino stene po višini)	38
2.3.2.2 Približna metoda (rezervoarji s spreminjajočo debelino stene po višini)	38
2.3.3 Prevrnitveni efekt	39
2.3.3.1 Rezervoarji, ki se ne dvignejo	39
2.3.3.1.1 Osne napetosti v steni rezervoarja	39
2.3.3.1.2 Deformacije	39

2.3.3.2 Rezervoarji, ki se dvignejo	40
2.3.3.2.1 Osne napetosti v steni rezervoarja.....	41
2.3.3.2.2 Obodne napetosti v dnu rezervoarja	42
2.3.3.2.3 Dvig rezervoarja	42
2.4 KONTROLE	43
2.4.1 Obtežna kombinacija za potresno projektno stanje	43
2.4.2 Stabilnost rezervoarjev	43
2.4.2.1 Omejitve sidranja.....	43
2.4.2.2 Sidranje	44
2.4.3 Pomiki rezervoarja	45
2.4.3.1 Vertikalni pomiki.....	45
2.4.3.2 Obodne deformacije na vrhu rezervoarja.....	46
2.4.3.3 Zdrs rezervoarja	46
2.4.3.4 Višina valovanja	46
2.4.4 Omejitve napetosti v steni rezervoarja	46
2.4.4.1 Izbočenje lupine v tlaku (diamantna oblika porušitve).....	46
2.4.4.2 Elasto – plastična porušitev (slonova noga)	48
2.4.4.3 Napetosti na meji tečenja.....	49
2.4.4.3.1 Maksimalna natezna obodna napetost	49
2.4.4.3.2 Maksimalna upogibna napetost.....	49
2.4.5 Dno rezervoarja.....	50
2.5 BREZDIMENZIJSKI DIAGRAMI ZA DOLOČITEV OBODNIH SIL, MOMENTOV TER NAPETOSTI PRI KONSTANTNI DEBELINI STENE	51
2.6 POTEK PROJEKTIRANJA REZERVOARJEV ZARADI POTRESNE OBTEŽBE.....	61
3 SIST EN 1998-4:2006 Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 4.del: Silosi, rezervoarji in cevovodi [2]	66
3.0 UVOD.....	66
3.0.1 Zahteva po omejitvi poškodb.....	66
3.0.2 Faktor pomembnosti konstrukcije	67
3.0.3 Potresni vpliv.....	67
3.0.3.1 Vrednosti v vodoravnem elastičnem spektru odziva.....	68
3.0.3.2 Vrednosti v vodoravnem projektne spektru odziva	69
3.0.3.3 Vrednosti v vertikalnem elastičnem spektru odziva.....	70
3.0.3.4 Vrednosti v vertikalnem projektne spektru odziva	71
3.0.4 Dušenje	71
3.0.5 Faktor obnašanja.....	71
3.0.6 Kombinacije potresnih vplivov z drugimi vplivi	72
3.0.7 Metoda analize	73
3.0.8 Kontrole	73
3.0.8.1 MSN	73
3.0.8.1.1 Globalna stabilnost.....	73
3.0.8.1.2 Kontrola napetosti v lupini	73
3.0.8.2 MSU	73
3.0.8.3 Sidranje	74
3.0.8.4 Temelji	74
3.0.8.5 Priključki.....	74
3.0.8.6 Valovanje	74

3.1 SEIZMIČNA ANALIZA ZA VERTIKALNI KROŽNI REZERVOAR SIDRAN V TEMELJ	74
3.1.1 Pritiski v rezervoarju in nihajni časi.....	75
3.1.1.1 Toga impulzivna komponenta pritiskov	76
3.1.1.2 Deformabilna impulzivna komponenta pritiskov	79
3.1.1.3 Konvekcijska komponenta pritiska	80
3.1.1.4 Pritiski zaradi vztrajnosti sten.....	83
3.1.1.5 Pritiski zaradi vertikalne komponente potresa v togem rezervoarju	84
3.1.1.6 Pritiski zaradi vertikalne komponente potresa v deformabilnem rezervoarju.....	84
3.1.1.7 Kombinacija različnih komponent pritiskov	85
3.1.2 Deleži mas in višin	86
3.1.2.1 Toga impulzivna komponenta	86
3.1.2.2 Deformabilna impulzivna komponenta	88
3.1.2.3 Konvekcijska komponenta.....	89
3.1.3 Notranje sile.....	90
3.1.3.1 Toga impulzivna komponenta	90
3.1.3.2 Deformabilna impulzivna komponenta	91
3.1.3.3 Konvekcijska komponenta.....	91
3.1.3.4 Vertikalna komponenta.....	92
3.1.3.5 Kombinacija notranjih sil	92
3.1.4 Višina valovanja	92
3.1.5 Interakcija med zemljino in rezervoarjem	93
3.1.5.1 Modificirani nihajni časi	93
3.1.5.2 Modificiran faktor dušenja	94
3.1.6 Poenostavljeni postopki.....	95
3.1.6.1 Veletsos in Yang-ov postopek	95
3.1.6.2 Haroun in Housner-jev postopek	96
3.1.6.3 Sharf-ov postopek	96
3.1.6.4 Poenostavljen postopek po EC8.....	96
3.2 REZERVOARJI, KI NISO SIDRANI	98
3.2.1 Vertikalne napetosti	99
3.2.2 Višina dviga rezervoarja	99
3.2.3 Obodne napetosti na dnu rezervoarja	101
3.2.4 Rotacija dna rezervoarja	101
3.3 KONTROLE	102
3.3.1 Plastična nosilnost-trajno projektno stanje	103
3.3.2 Elastično izbočenje (diamantna oblika-»diamond shape«, slika 25) - potresno projektno stanje	103
3.3.3 Elasto-plastična porušitev (slonova noga slika 26) - potresno projektno stanje	105
3.3.4 Obodne napetosti	106
3.3.5 Maksimalne strižne napetosti.....	106
3.3.6 Maksimalne osne napetosti zaradi momenta	106
4 EN 14015:2004-priporočila za potresno projektiranje rezervoarjev [3]	107
4.0 PROJEKTNA POTRESNA OBTEŽBA	107
4.0.1 Prevrnitveni moment	107
4.1 EFEKTIVNE MASE IN VIŠINE	107
4.1.1 Določitev efektivnih mas	107
4.1.2 Določitev višine težišča delnih mas	108

4.2 KOEFICIENTA HORIZONTALNIH SIL	109
4.2.1 Impulzivna komponenta	109
4.2.2 Konvekcijska komponenta	109
4.3 ODPORNOST PROTI PREVRNITVENEMU MOMENTU.....	110
4.3.1 Vsebina rezervoarja	110
4.3.2 Debelina dna rezervoarja in širina ojačenega dela	111
4.4 TLAČNE NAPETOSTI V LUPINI	112
4.4.1 Rezervoarji, ki niso sidrani	112
4.4.2 Sidrani rezervoarji	113
4.4.3 Maksimalne dovoljene vzdolžne tlačne napetosti	114
4.5 SIDRANJE REZERVOARJEV.....	114
4.5.1 Minimalne zahteve za sidranje	114
4.5.2 Dimenzioniranje sidranja	114
4.6 VIŠINA PROSTEGA ROBA.....	114
5 Ameriški standard za potresno dimenzioniranje rezervoarjev – API 650 [4].....	116
5.0 NIHAJNI ČASI.....	117
5.0.1 Impulzivna komponenta	117
5.0.2 Konvekcijska komponenta	118
5.1 VREDNOSTI V SPEKTRU POSPEŠKOV.....	119
5.1.1 Horizontalen pospešek tal.....	119
5.1.1.1 Impulzivna komponenta	122
5.1.1.2 Konvekcijska komponenta	123
5.1.2 Pospešek temeljnih tal v navpični smeri	123
5.2 DELEŽI TEŽ IN VIŠIN	124
5.2.1 Določitev teže	124
5.2.1.1 Delež teže v impulzivni komponenti	124
5.2.1.2 Delež teže v konvekcijski komponenti	124
5.2.2 Določitev višin	125
5.2.2.1 Impulzivna komponenta	125
5.2.2.2 Višina težišča teže v konvekcijski komponenti	125
5.3 NOTRANJE SILE	126
5.3.1 Prečne sile	126
5.3.2 Momenti	127
5.3.2.1 Momenti v steni tik nad dnom rezervoarja	127
5.3.2.2 Momenti tik pod dnom rezervoarja	127
5.3.3 Hidrodinamične obodne sile	127
5.3.3.1 Impulzivna komponenta	127
5.3.3.2 Konvekcijska komponenta	128
5.4 SIDRANJE REZERVOARJA	128
5.5 REZERVOAR, KI NI SIDRAN.....	128
5.5.1 Sila, ki nasprotuje dvigu rezervoarja (w_a).....	129
5.5.2 Širina krožno odebeljenega dna.....	130
5.6 SIDRAN REZERVOAR	130
5.7 NAPETOSTI V STENI REZERVOARJA.....	131

5.7.1 Obodne napetosti (hidrodinamične in hidrostatične)	131
5.7.2 Tlačne osne napetosti v rezervoarjih, ki niso sidrani (pri dnu rezervoarja)	131
5.7.3 Tlačne napetosti v sidranih rezervoarjih	132
5.8 KONTROLE	132
5.8.1 Dovoljene obodne napetosti	132
5.8.2 Dovoljene tlačne napetosti v steni rezervoarja	132
5.8.3 Stabilnost sidranih rezervoarjev	133
5.9 VIŠINA PROSTEGA ROBA	133
5.10 DVIG REZERVOARJA	134
6 Primerjava med standardi/priporočili	136
6.0 Rezervoar z razmerjem $h/R = 1,0$	136
6.0.1 Primerjava med standardi/priporočili, kjer upoštevam interakcijo z zemljino	136
6.0.1.1 Kontrole glede na posamezni standard/priporočila	140
6.0.2 Primerjava med interakcijo rezervoarja in zemljine	142
6.0.2.1 Kontrole glede na standard/priporočilo	146
6.1 Rezervoar z razmerjem $h/R = 0,8$	148
6.1.1 Kontrole glede na posamezni standard/priporočila	152
6.2 Rezervoar z razmerjem $h/R = 4$	154
6.2.1 Kontrole za posamezen standard/priporočila	158
6.3 Primerjava	160
6.4 Rezervoar, kjer sidranje po Evrokodu ne bo potrebno	163
6.5 Opis uporabe programa	165
7 Zaključek	167

KAZALO SLIK

Slika 1: Slonova noga	1
Slika 2: Diamantna oblika porušitve	1
Slika 3: Poškodba strehe in zgornjega dela lupine	2
Slika 4: Porušitev rezervoarja zaradi vertikalnih pomikov	2
Slika 5: Porušitev na mestu stikovanja lupine in dna	2
Slika 6: Porušitev na mestu priključka	3
Slika 7: Poenostavljen mehanski problem in potek pritiskov	5
Slika 8a: Horizontalno vzbujanje	14
Slika 8b: Vertikalno vzbujanje	14
Slika 9: Oznake	16
Slika 10a: Horizontalno vzbujanje	20
Slika 10b: Vertikalno vzbujanje	20
Slika 11: Potek pritiskov pri deformabilnem rezervoarja po različnih avtorjih [1]	21
Slika 12: Oznake za določitev pritiskov zaradi vzgona	34
Slika 13: Poenostavitev porazdelitve pritiskov	38
Slika 14: Dvignjen del rezervoarja	41
Slika 15: Začetek zibanja pri togem rezervoarju	44
Slika 16: Možni razpored sil, ki delujejo na moznike	45
Slika 17: Rotacija dna rezervoarja	50
Slika 18: Potek pritiskov	75
Slika 19: Karakteristike rezervoarja	76
Slika 20: Pritiski in deformacije rezervoarja	79
Slika 21: Oblike valovanja	81
Slika 22: Poškodbe priključka	100
Slika 23: Višina dviga in širina dvignjenega dela	102
Slika 24: Širina plastičnega členka	102

Slika 25: Izbočenje diamantne oblike («diamond shape buckling»)	104
Slika 26: Slonova noga	105
Slika 27: Dvignjen del rezervoarja	111
Slika 28: Širina ojačenega dela	112
Slika 29: Delovanje prevrnitvenega momenta	133
Slika 30: Rezultati in kontrole po SIST EN 1998-4-4 standardu	141
Slika 31: Rezultati in kontrole po NZSE priporočilih	141
Slika 32: Rezultati in kontrole po API 650 standardu	142
Slika 33: Rezultati in kontrole po EN 14015 standardu	142
Slika 34: Rezultati in kontrole po SIST EN 1998-4-4 standardu	147
Slika 35: Rezultati in kontrole po NZSE priporočilih	148
Slika 36: Rezultati in kontrole po SIST EN 1998-4-4 standardu	152
Slika 37: Rezultati in kontrole po NZSE priporočilih	153
Slika 38: Rezultati in kontrole po API 650 standardu	153
Slika 39: Rezultati in kontrole po EN 14015 standardu	154
Slika 40: Rezultati in kontrole po SIST EN 1998-4-4 standardu	159
Slika 41: Rezultati in kontrole po NZSE priporočilih	159
Slika 42: Rezultati in kontrole po API 650 standardu	160
Slika 43: Rezultati in kontrole po EN 14015 standardu	160
Slika 44: Grafični uporabniški vmesnik	166
Slika 45: Grafični vmesnik, ki prikazuje kontrole po standardu Evrokod	166

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Faktor R_u	9
Preglednica 2: Stopnja nevarnosti tekočin	9
Preglednica 3: Stopnja nevarnosti za življenja ljudi	9
Preglednica 4: Stopnja nevarnosti glede na občutljivost narave	10
Preglednica 5: Stopnja nevarnosti glede na pomembnost zgradbe za državo oz. javnost	10
Preglednica 6: Stopnja nevarnosti glede na vrednost sosednjih zemljišč	10
Preglednica 7: Določitev faktorja duktilnosti μ	11
Preglednica 8: Korekcijski faktor k_f	13
Preglednica 9: Nominala debelina lupin	51
Preglednica 10: Faktorji pomembnosti γ_1	67
Preglednica 11: Vrednosti parametrov	69
Preglednica 12: Priporočene vrednosti parametrov, ki opisujejo navpičen spekter odziva	70
Preglednica 13: Vrednosti ϕ za določitev $\psi_{E,i}$	72
Preglednica 14: za določitev vrednosti ε_o	96
Preglednica 15: Določitev koeficientov	97
Preglednica 16: Vrednosti faktorja j	109
Preglednica 17: Pomembnost rezervoarjev.....	117
Preglednica 18: Vrednosti F_a v odvisnosti od tipa tal.....	120
Preglednica 19: Vrednosti F_v v odvisnosti od tipa tal.....	120
Preglednica 20: Vrednosti faktorja obnašanja R_{wi} in R_{wc}	123
Preglednica 21: Faktor pomembnosti rezervoarjev.....	123
Preglednica 22: Sidrno razmerje.....	129
Preglednica 23: Priporočljive vrednosti prostega roba.....	134
Preglednica 24: Vhodni podatki.....	136
Preglednica 25: Vhodni podatki.....	148
Preglednica 26: Vhodni podatki.....	154

KAZALO GRAFIKONOV

Graf 1: Vrednosti $C_h(T)$ v spektru	8
Graf 2: Vrednosti v spektru pospeškov za modalno analizo.....	8
Graf 3: Določitev faktorja $N(T_i, D)$	11
Graf 3a: Vrednost dušenja za $t/R = 0,002$	12
Graf 3b: Vrednost dušenja za $t/R = 0,001$	12
Graf 3c: Vrednost dušenja za $t/R = 0,0005$	12
Graf 3d: Vrednost dušenja za $t/R = 0,01$	12
Graf 4a: Vrednost dušenja za $t/R = 0,001$	13
Graf 4b: Vrednost dušenja za $t/R = 0,0005$	13
Graf 4c: Vrednost dušenja za $t/R=0,01$	13
Graf 5: Potek pritiskov po višini.....	16
Graf 6: Maksimalni brezdimenzijski pritiski na višini $z = 0$	17
Graf 7: Potek pritiskov na dnu rezervoarja.....	17
Graf 8: Potek pritiskov po višini za konvekcijsko komponento za prvi dve nihajni obliki.....	18
Graf 9: Potek pritiskov na dnu rezervoarja za konvekcijsko komponento za prvo nihajno obliko	19
Graf 10: Deleži impulzivne in konvekcijske mase	23
Graf 11: Deleži posameznih višin.....	24
Graf 12: Delež impulzivne mase pri deformabilnem rezervoarju.....	25
Graf 13: Višine za deformabilen rezervoar pri impulzivni komponenti za določitev notranjih sil.....	26
Graf 14: Brez dimenzijski nihajni čas konvekcijske komponente	27
Graf 15: Koeficient k_h	28
Graf 16: Koeficient k_v	29
Graf 17: Brez dimenzijska faktorja α_x in α_ϑ [5]	30
Graf 18: Brez dimenzijski faktor α_v [5].....	31
Graf 19: Brez dimenzijska faktorja β_x in β_ϑ [5].....	32
Graf 20: Vrednost faktorja β_1 (Clough in Niwa, 1979 [1]).....	40

Graf 21a: Brezdimenzijske sile in momenti	53
Graf 21b: Brezdimenzijske sile in momenti	54
Graf 21c: Brezdimenzijske sile in momenti.....	54
Graf 21d: Brezdimenzijske sile in momenti	55
Graf 21e: Brezdimenzijske sile in momenti	55
Graf 22a: Brezdimenzijske sile in momenti	56
Graf 22b: Brezdimenzijske sile in momenti	56
Graf 22c: Brezdimenzijske sile in momenti.....	57
Graf 22d: Brezdimenzijske sile in momenti	57
Graf 22e: Brezdimenzijske sile in momenti	58
Graf 23a: Brezdimenzijske sile in momenti	58
Graf 23b: Brezdimenzijske sile in momenti	59
Graf 23c: Brezdimenzijske sile in momenti.....	59
Graf 23d: Brezdimenzijske sile in momenti	60
Graf 23e: Brezdimenzijske sile in momenti	60
Graf 24: Vrednosti $Se(T)/a_g$ v elastičnem spektru odziva za različna dušenja za tla tipa A	69
Graf 25: Vrednosti v vertikalnem elastičnem spektru odziva	71
Graf 26: Potek pritiskov za togo impulzivno komponento	78
Graf 27: Potek pritiskov C_i po dnu za impulzivno komponento v togem rezervoarju	78
Graf 28: Vrednosti normiranih časov prvih dveh nihajnih oblik	82
Graf 29: Potek pritiskov za konvekcijsko komponento.....	83
Graf 30: Delež toge impulzivne vsebine, ki niha skupaj s togim rezervoarjem.....	87
Graf 31: določitev višin h_i in h_i'	88
Graf 32: Deleži konvekcijskih mas za različne nihajne oblike	89
Graf 33: Določitev višin posameznih delnih konvekcijskih mas.....	90
Graf 34: Koeficientov α_x , α_θ in α_v	94
Graf 35: Koeficientov β_x , β_θ in β_v	95

Graf 36: Povečanje membranskih sil N_u za rezervoar, ki ni sidran	99
Graf 37: Dvig rezervoarja	100
Graf 38: Širina dvignjenega dela rezervoarja	101
Graf 39: Deleži mas	108
Graf 40: Določitev višin	108
Graf 41: Določitev koeficienta K_c	110
Graf 42: Vrednosti za določitev w_b	113
Graf 43: Določitev koeficienta C_i	118
Graf 44: Določitev vrednosti K_s	119
Graf 45: Projektni spekter pri 5% dušenju	121
Graf 46: Razmerje med težami	125
Graf 47: Določitev težišča delnih tež	126
Graf 48: Nihajni časi	137
Graf 49: Spektri odziva za posamezno komponento in smerjo delovanja potresa.	137
Graf 50: Prečne sile	138
Graf 51: Vrednosti momentov	138
Graf 52: Višina valovanja	139
Graf 53: Višina dviga rezervoarja	139
Graf 54: Širina dvignjenega dela	140
Graf 55: Rotacija dna	140
Graf 56: Nihajni časi	143
Graf 57: Spektri odziva	143
Graf 58: Prečne sile	144
Graf 59: Momenti	144
Graf 60: Višina valovanja	145
Graf 61: Višina dviga	145
Graf 62: Širina dvignjenega dela	146

Graf 63: Rotacija dna	146
Graf 64: Nihajni časi	148
Graf 65: Spektri odziva	149
Graf 66: Prečne sile	149
Graf 67: Momenti	150
Graf 68: Višina valovanja	150
Graf 69: Višina dviga	151
Graf 70: Širina dvignjenega dela	151
Graf 71: Rotacija dna	152
Graf 72: Nihajni časi	155
Graf 73: Spektri odziva	155
Graf 74: Prečne sile	156
Graf 75: Momenti	156
Graf 76: Višina valovanja	157
Graf 77: Višina dviga	157
Graf 78: Širina dvignjenega dela	158
Graf 79: Rotacija dna	158
Graf 80: Razmerje med celotno ter konvekcijsko komponento pri notranjih silah	161
Graf 81: Razmerje med celotno ter konvekcijsko komponento pri notranjih silah	162
Graf 82: Razmerje med celotno ter konvekcijsko komponento pri notranjih silah	162
Graf 83: Višina dviga	164
Graf 84: Širina dvignjenega dela	164
Graf 85: Rotacija dna	164

1.0 UVOD

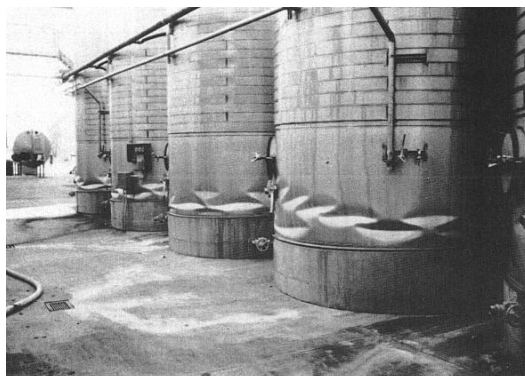
Obnašanje rezervoarjev in ohranjanje celovitosti, stabilnosti med samim potresom je zelo pomembno in presega njihovo ekonomično gradnjo ter vrednost proizvodov, ki jih hrani. Brez zagotovljene vode za gašenje lahko požari, ki nastanejo med katastrofalnimi potresi, povzročijo več škode kot sam potres. Tak dogodek se je zgodil v uničujočem potresu leta 1906 v San Franciscu. Primerna oskrba s pitno vodo je tudi pomembna po potresu, zato da se izognemo izbruhom bolezni, zaradi tega morajo rezervoarji z vodo ostati operativni tudi po potresu. Porušitev rezervoarjev, ki vsebujejo strupene kemikalije ali vnetljive snovi, pa lahko privede do nekontroliranih izbruhov požara. Tak primer je bil v Niigati (Japonska) in Aljaski (ZDA) leta 1964.

Najbolj pogosta poškodba se pojavi tik nad dnom rezervoarja, kot izbočenje navzven, imenovana slonova noga (»elephant foot buckling«). Slika 1 prikazuje primer slonove noge, ki je nastala leta 1989 pri potresu v Lomi Prieti (ZDA).

Pri rezervoarjih s tankimi lupinami lahko pride do izbočenja zaradi tlaka v obliki diamantov (»diamond shape buckling«). Ta oblika porušitve se navadno zgodi pri rezervoarjih iz nerjavečega jekla, ki navadno hranijo vino, mleko, pivo in podobne proizvode. Slika 2 prikazuje navedeno porušitev leta 1981 v Moor-u (ZDA).

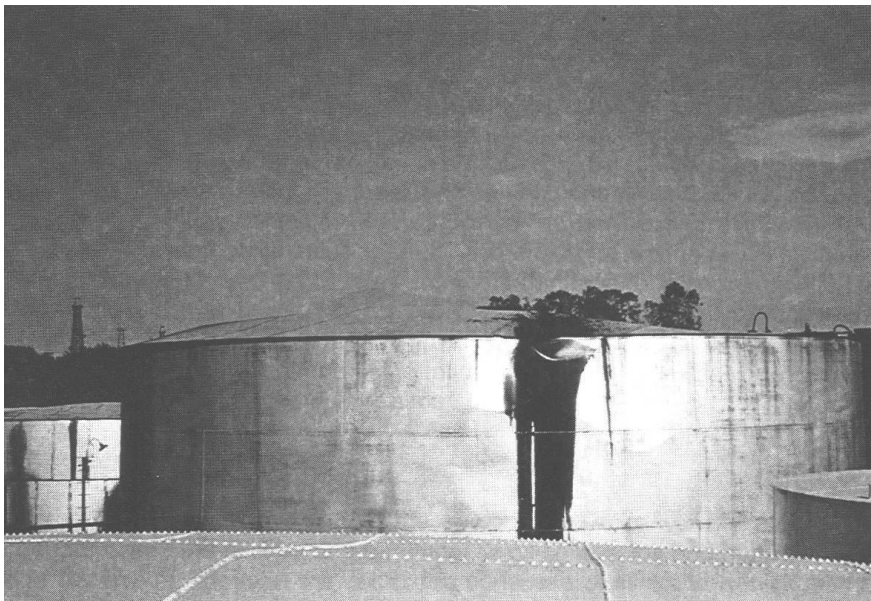


Slika 1: Slonova noga



Slika 2: Diamantna oblika porušitve

Pri potresih lahko pride tudi do poškodbe strehe ali zgornjega dela lupine rezervoarja, zaradi valovanja tekočine. Slika 3 prikazuje poškodbo strehe in lupine, kar je povzročilo iztekanje vsebine rezervoarja, pri potresu leta 1952 v Kern County-u (ZDA).



Slika 3: Poškodba strehe in zgornjega dela lupine

Rezervoarji so velikokrat postavljeni na slaba temeljna tla, zato lahko pri potresu pride do likvifikacije zemljine. Pri kombinaciji likvifikacije in prevrnitvenega momenta lahko pride do velikih rotacij dna rezervoarja ali pa do velikih diferencialnih vertikalnih pomikov (tudi do nekaj metrov).

Pri rezervoarjih, temeljenih na dobrih tleh, lahko pride do porušitve zvarov na stiku lupine in dna. Ta oblika porušitve se pojavi pri rezervoarjih, ki niso sidrani, zaradi prevelikega vertikalnega dviga.

Slika 4 prikazuje porušitev rezervoarja zaradi prevelikih diferencialnih pomikov v Kobeju (Japonska) leta 1995. Slika 5 pa prikazuje ločitev dna rezervoarja in lupine, zaradi porušitve zvarov leta 1971 v San Fernandu (ZDA).

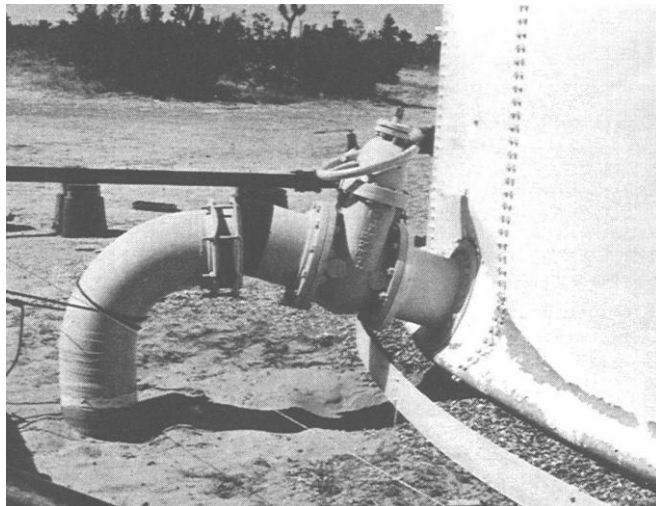


Slika 4: Porušitev rezervoarja zaradi vertikalnih pomikov



Slika 5: Porušitev na mestu stikovanja
lupine in dna

Najbolj pogosta poškodba, zaradi katere pride do izgube vsebine rezervoarja, je porušitev na mestu stikovanja med priključkom cevi in rezervoarja. Do poškodb pride zaradi prevelikih vertikalnih pomikov, kar povzroči lokalno izbočenje rezervoarja na mestu priključka. Slika 6 prikazuje primer takšne porušitve leta 1992 v Landersu (ZDA).



Slika 6: Porušitev na mestu priključka

V nadaljevanju bom opisal vsak standard, in sicer SIST EN 1998-4-4 (točka 3), EN 14015 (točka 4) ter API 650 (točka 5) in Novo Zelandška priporočila (točka 2) za potresno projektiranje rezervoarjev. V točki 6 bo sledila primerjava med standardi in priporočili ter razlaga, zakaj pride do razlik med njimi.

2 Novo Zelandška priporočila za potresno projektiranje rezervoarjev [1]

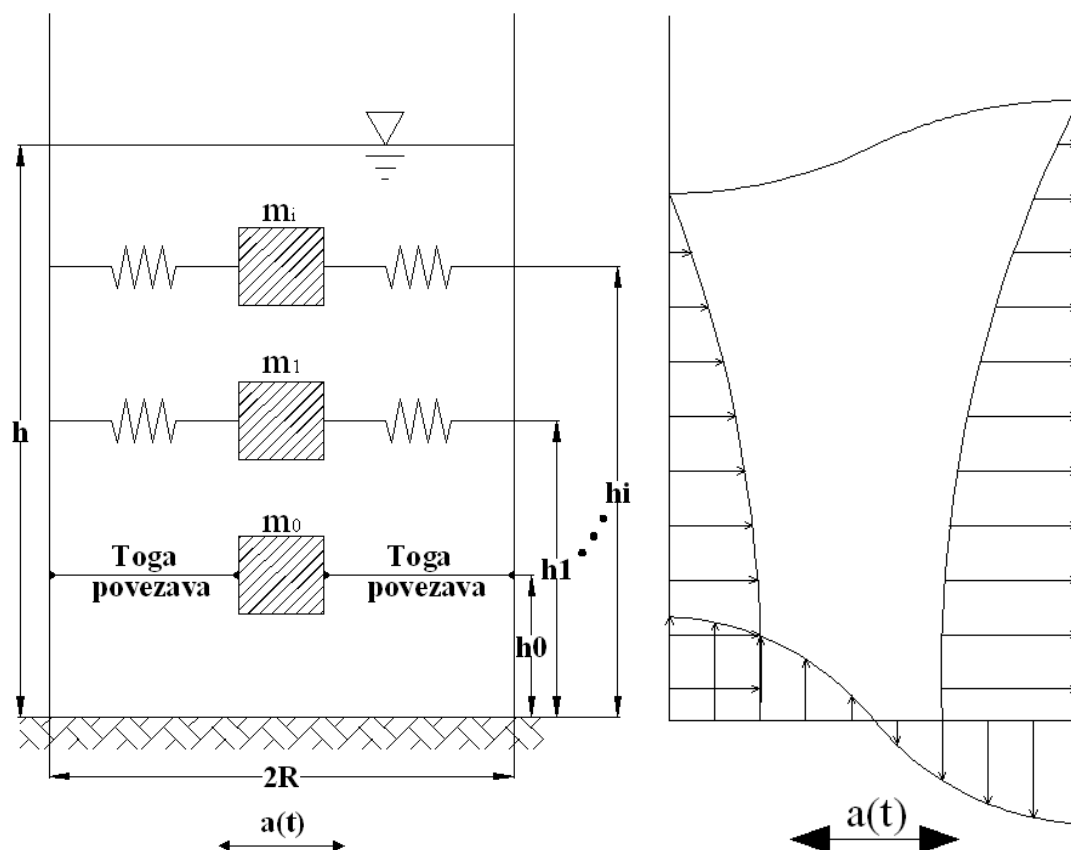
2.0.1 Poenostavljen opis odziva rezervoarja pri potresu

Do večine poškodb, ki so bile opisane v uvodu (točka 1.0), je prišlo zaradi preslabega razumevanja dinamičnega vpliva tekočine na rezervoar med samim potresom.

Zaradi horizontalnega pospeška tal začne tekočina v zgornjem delu rezervoarja valovati, vendar tekočina ne povzroči horizontalnih pomikov rezervoarja, zato se tekočina premakne samo v vertikalni smeri. Ta vpliv valovanja poimenujemo **konvekcijska komponenta** (»convective mode«). Tipični nihajni časi konvekcijske komponente so dolgi, približno od 6-10 sekund za velike rezervoarje. Bližje dnu rezervoarja pa se tekočina pomika skupaj s stenami rezervoarja in deluje kot dodatna vztrajnostna masa celotne konstrukcije. To poimenujemo **impulzivna komponenta** (»impulsive mode«). Razmerje, ki vpliva na delovanje rezervoarja med tema komponentama, je odvisno od razmerja višine in polmera rezervoarja ($\gamma = h/R$). Višje kot je razmerje γ (višji rezervoar), več mase bo delovalo v impulzivni komponenti, in obratno. Seštevek mase konvekcijske in impulzivne komponente je približno enak celotni masi vsebine, napaka je odvisna od števila nihajnih oblik, ki jih vzamemo v konvekcijski komponenti (več nihajnih oblik, ki jih vzamemo pri izračunu, bolj se približamo točnemu rezultatu). Če vzamemo samo prvo nihajno obliko pri konvekcijski komponenti, naredimo približno 5 % napako, zato lahko pri izračunu notranjih sil uporabimo samo prvo nihajno obliko. Za izračun višine valovanja (za določitev prostega roba) pa je potrebno upoštevati tudi višje nihajne oblike.

Pri rezervoarjih, ki so napolnjeni do vrha in so zaprti (npr. rezervoarji za vino), deluje celotna masa v impulzivni komponenti, saj do valovanja ne more priti.

Spodaj je predstavljen statični model (slika 7), kjer je impulzivna masa m_o togo pritrjena na stene rezervoarja in deluje na višini h_o , konvekcijska komponenta pa je razdeljene v več pod-mas (m_i), ki predstavljajo posamezno nihajno obliko valovanja. Vsaka od posameznih mas je pritrjena na rezervoar z vzmetmi z različnimi togostmi na različnih višinah (h_i), ki predstavljajo vpliv različnih nihajnih oblik konvekcijske komponente.



Slika 7: Poenostavljen mehanski problem in potek pritiskov

2.0.2 Osnovni principi projektiranja

Glavni namen predpisov je, da zadostimo glavnima pogojevema:

- varnosti ljudi in njihovih dobrin, ki bi jih lahko ogrozila porušitev rezervoarja,
- varstvo okolja in narave pred škodljivimi vplivi zaradi razlitja vsebine.

Namena dosežemo, če zagotovimo majhno verjetnost, da bo projektna sila v življenjski dobi rezervoarja med potresom prekoračena. To dosežemo tako, da:

- pri projektne potresu v mejnem stanju nosilnosti (MSN) zagotovimo, da ne pride do porušitve in da rezervoar ostane operativen,
- pri potresu, kjer je pospešek tal večji od projektne, zagotovimo minimalne poškodbe in najmanjšo možnost izgube vsebine rezervoarja.

Da zadostimo zgoraj navedenima pogojevema, moramo rezervoar ustrezno projektirati in zgraditi, tako da ne pride do krhkih porušitev in da se razvije ustrezen porušni mehanizem. Pri rezervoarjih imamo malo območij, kjer bi se energija lahko disipirala (sidrni vijaki, rotacija dna), zato so faktorji obnašanja majhni (1,0-2,0).

Pri potresih, katerih intenziteta je višja od projektirane, lahko pride do izgube vsebine, zato moramo pri nevarnih vsebinah poskrbeti za sekundarne sisteme, ki zadržijo razlito tekočino. Zraven vodonosnikov je potrebno zgraditi tudi sekundarne lovilne sisteme.

2.1 PROJEKTNA OBTEŽBA

Potrebno je upoštevati impulzivno in konvekcijsko komponento, ki predstavljata vpliv delovanja tekočine pri potresu v horizontalni in v vertikalni smeri.

Deformabilna temeljna tla ter lupina lahko močno vplivata na odziv rezervoarja, predvsem na nihajne čase, zato moramo pri izračunu notranjih sil upoštevati tudi ti komponenti.

2.1.1 Potresni vpliv

Prečna sila zaradi horizontalnega pospeška temeljnih tal je določena z naslednjim izrazom:

$$V_i = C_d \cdot (T_i) \cdot m_i \cdot g \quad (2.1)$$

$$C_d(T_i) = C(T_i) \cdot k_f(\mu, \xi_i) \cdot S_p \quad (2.2)$$

$$C(T_i) = C_h(T_i) \cdot Z \cdot R_u \cdot N(T_i, D), \quad (2.3)$$

kjer je:

V_i horizontalna prečna sila odvisna od i -te komponente (impulzivna, konvekcijska itd.),

m_i delež mase vsebine rezervoarja odvisen od i -te komponente (impulzivna, konvekcijska itd.),

$C_d(T_i)$ vrednost horizontalnega projektnega vpliva za i -to komponento,

Opomba: V državah izven Nove Zelandije se lahko uporabi vrednost iz spektra pospeškov glede na domače predpise (pri uporabi Evrokoda bi $C_d(T_i)$ nadomestili s $S_d(T_i)$ opisan v SIST EN 1998-1, točka 3.2.2.5).

$C(T_i)$ ordinata v elastičnem spektru za horizontalno vzbujanje pri določeni stopnji tveganja glede na lokacijo za določen tip tal (upoštevata povratno dobo potresa R_u , pospešek temeljnih tal Z , ki je odvisen od lokacije in bližino prelomnice $N(T_i, D)$),

$k_f(\mu, \xi_i)$ korekcijski faktor, ki upošteva duktilnost in dušenje,

S_p faktor, ki je odvisen od odziva konstrukcije (za rezervoarje je ta faktor 1,0),

$C(0)$ koeficient odvisen od stopnje tveganja za čas $T = 0$, kjer se uporabi modalni spekter odziva (graf 2),

$C_h(T_i)$ vrednost v spektru odziva za določen tip tal za i -to komponento, vrednosti se določijo s pomočjo grafa 1,

Z faktor tveganja, ki je enak pospešku temeljnih tal pri potresu s povratno dobo 500 let [% g],

Opomba: V Evrokodih je ta faktor označen z a_g . Minimalna vrednost faktorja tveganja je $Z_{\min}=0,13$, maksimalna pa $Z_{\max}=0,6$ za območja Nove Zelandije.

R_u faktor odvisen od povratne dobe potresa za mejno stanje nosilnosti (MSN), ki je odvisen od pomembnosti rezervoarjev. Za povratno dobo 500 let je ta faktor enak 1,0 (glej tabelo 1),

$N(T_i, D)$ faktor odvisen od bližine prelomnice, nihajnega časa ter i -te komponente (glej graf 3),

μ faktor duktilnosti za horizontalno impulzivno komponento, ki se ga določi s pomočjo preglednice 7,

Opomba: Faktor duktilnosti za konvekcijsko komponento je vedno enak $\mu=1,0$; če računamo pomike se vzame je faktor $\mu=1,25$.

T_i nihajni čas za ustrezno i -to komponento,

ξ_i faktor dušenja, ki je odvisen od smeri potresa (vertikalna oz. horizontalna); za impulzivno komponento se določi s pomočjo grafov 3a-4c (za konvekcijsko komponento je vrednost dušenja vedno $\xi = 0,5 \%$).

Za izračun vertikalnega vpliva se mora faktor za vrednost horizontalnega projektnega spektra odziva $C_d(T_i)$ pomnožiti z 0,7.

Pri periodah, večjih od 3 s, se za izračun $C_h(T_i)$ uporabi spodnje enačbe:

- tip tal A (trdna skala) in B (skala)

$$T_i > 3s; \quad C_h(T_i) = \frac{3,15}{T_i^2}, \quad (2.4)$$

- tip tal C (plitva zemljina)

$$T_i > 3s; \quad C_h(T_i) = \frac{3,96}{T_i^2}, \quad (2.5)$$

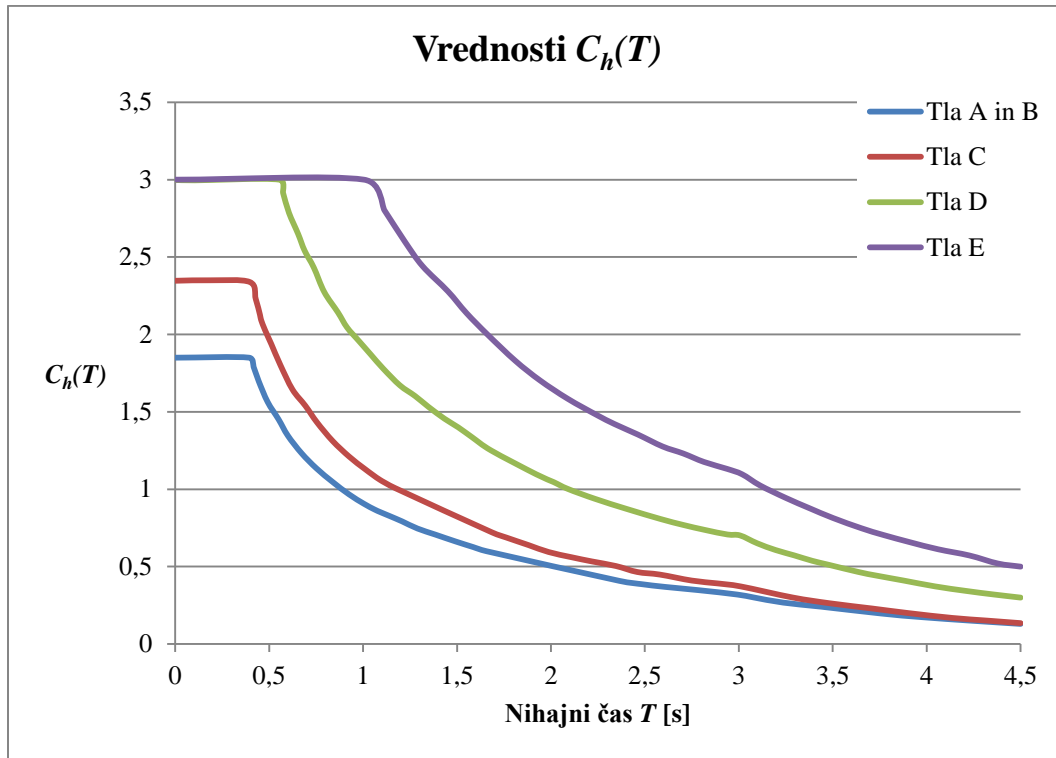
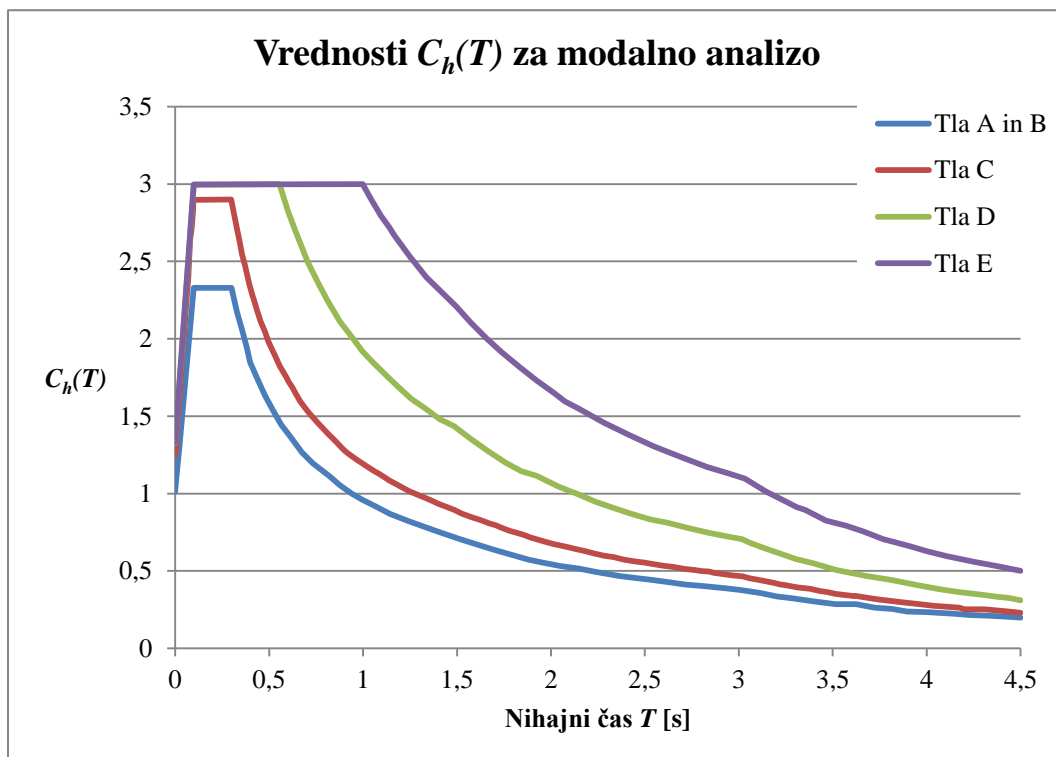
- tip tal D (globoka zemljina ali mehka zemljina)

$$T_i > 3s; \quad C_h(T_i) = \frac{6,42}{T_i^2}, \quad (2.6)$$

- tip tal E (zelo mehka zemljina)

$$T_i > 3s; \quad C_h(T_i) = \frac{9,96}{T_i^2}. \quad (2.7)$$

Za določitev vrednosti v spektru odziva $C_h(T_i)$ za določen tip tal in nihajni čas se uporabita spodnja grafa.

Graf 1: Vrednosti $C_h(T)$ v spektru

Graf 2: Vrednosti v spektru pospeškov za modalno analizo

Faktor pomembnosti rezervoarjev (R_u) se določi kot najbolj neugodna posledica, glede na naslednja tveganja:

1. življenja ljudi (preglednica 3),
2. občutljivost narave (preglednica 4),
3. glede na pomembnost za državo oz. javnost (preglednica 5),
4. vrednost sosednjih zemljišč (preglednica 6).

Preglednica 1: Faktor R_u

Stopnja nevarnosti	Stopnja pomembnosti	Potres s povratno dobo (let)	Faktor R_u
Zanemarljiva	1	100	0,5
Majhna	1	100	0,5
Zmerna	2	500	1,0
Resna	3	1000	1,3
Ekstremna	4	2500	1,8

Pri rezervoarjih, katerih posledice porušitve so majhne oz. zanemarljive, lahko vzamemo faktor, ki upošteva povratno dobo potresa manjšo od 500-ih let.

V spodnji preglednici (preglednica 2) lahko poiščemo najbolj značilne vsebine, ki se hranijo v rezervoarjih in jih razvrstimo glede na nevarnost za okolje in človeka.

Preglednica 2: Stopnja nevarnosti tekočin

Vsebina	Stopnja tveganja tekočine
Letalsko gorivo in gorivo za dirkanje	1 } Ekstremno nevarne tekočine
Surova nafta – ekstremno vnetljiva	
Bencin	
Surova nafta – zelo vnetljiva	2 } Zelo nevarne tekočine
Etanol	
Klorovodikova kislina	
Dušikova kislina	
Žveplova kislina	
Surova nafta – vnetljiva	3 } Nevarne tekočine
Dizel	
Kerozin	

V četrti razred spadajo vse tekočine, ki niso vključene v prve tri razrede (npr. pitna voda).

Preglednica 3: Stopnja nevarnosti za življenja ljudi

Število oseb (n) v bližini rezervoarja (50m)	Stopnja tveganja tekočine			
	4	3	2	1
$n = 0$	Zanemarljiva	Zanemarljiva	Zanemarljiva	Majhna
$0 < n \leq 1$	Zanemarljiva	Majhna	Majhna	Zmerna
$1 < n \leq 10$	Majhna	Majhna	Zmerna	Resna
$10 < n \leq 100$	Zmerna	Zmerna	Resna	Ekstremna
$n > 100$	Resna	Resna	Ekstremna	Ekstremna

Preglednica 4: Stopnja nevarnosti glede na občutljivost narave

Občutljivost narave	Stopnja tveganja tekočine			
	4	3	2	1
Majhna	Zanemarljiva	Zanemarljiva	Majhna	Zmerna
Srednja	Zanemarljiva	Majhna	Zmerna	Ekstremna
Visoka	Majhna	Zmerna	Ekstremna	Ekstremna

Občutljivost narave moramo upoštevati v radiju 50-ih metrov od zgrajenega rezervoarja.

Občutljivost narave:

- majhna – majhna občutljivost narave, podeželsko območje, ni pitne podtalnice, rezervoarji imajo sekundarne lovilne sisteme,
- srednja – stopnja med majhno in visoko,
- visoka – visoka občutljivost narave, bližina avtoceste, pitna podtalnica, gosto poseljena mesta.

Preglednica 5: Stopnja nevarnosti glede na pomembnost zgradbe za državo oz. javnost

Opis	Stopnja nevarnosti
Zgradba, ki ni pomembna za javnost	Zanemarljiva
Zgradba, ki je manj pomembna za javnost	Majhna
Zgradba, ki je srednje pomembna za javnost	Zmerna
Zgradba, ki je zelo pomembna za skupnost in državo. Te zgradbe morajo ostati funkcionalne po hudem potresu.	Resna
Zgradba, ki je kritična za skupnost in državo. Te zgradbe morajo ostati funkcionalne po hudem potresu.	Ekstremna

Upoštevajo se zgradbe, ki so od rezervoarja oddaljene manj kot 50 m.

Preglednica 6: Stopnja nevarnosti glede na vrednost sosednjih zemljišč

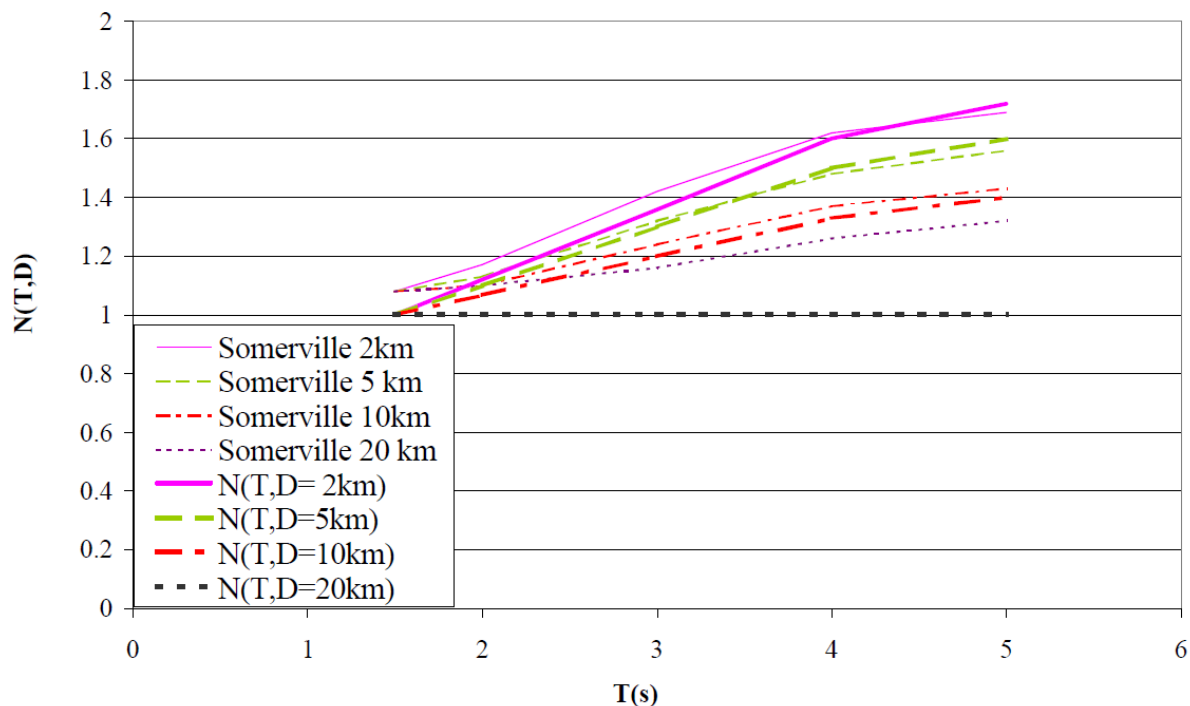
Vrednost zemljišča, ki je neposredno izpostavljeno tveganju, če pride do porušitve rezervoarja	Stopnja nevarnosti
<100.000\$	Zanemarljiva
<1.000.000\$	Majhna
<10.000.000\$	Zmerna
<100.000.000\$	Resna
>100.000.000\$	Ekstremna

Upoštevajo se zemljišča, ki so od rezervoarja oddaljena manj kot 50 m.

Določitev vrednosti faktorja pomembnosti rezervoarjev R_u :

1. določimo stopnjo tveganja tekočine iz preglednice 2 (1-ekstremno nevarne, 2-zelo nevarne ali 3-nevarne tekočine). Če v tabeli ni opisane tekočine, ima tekočina stopnjo tveganja 4,
2. iz preglednic od 3-6 določimo stopnjo nevarnosti (zanemarljiva, majhna,...); če se stopnje razlikujejo med seboj, vzamemo najbolj neugodno,
3. iz preglednice 1 določimo stopnjo nevarnosti glede na stopnjo nevarnosti iz točke 2 in izberemo faktor R_u .

Faktor odvisen od bližine prelomnice $N(T_i, D)$ se določi s pomočjo grafa 3. $N(T_i, D)$ je različen od 1,0 samo pri nihajnih časih med 1,5 in 5,0 sekunde, pri lokacijah, ki so bližje kot 20 km od najbolj aktivne Novo Zelandske prelomnice in za zgradbe, ki za mejno stanje nosilnosti upoštevajo potres s povratno dobo več kot 200 let.



Graf 3: Določitev faktorja $N(T_i, D)$

Faktor duktilnosti μ za horizontalno impulzivno komponento se določi s pomočjo spodnje preglednice.

Preglednica 7: Določitev faktorja duktilnosti μ

Vrsta rezervoarja	Faktor duktilnosti μ
Jekleni rezervoarji na tleh:	
– elastični odziv	1,25
– rezervoar, ki ni sidran in z omejenim duktilnim obnašanjem (lahko so pojavi slonova noga ali dvig rezervoarja)	2,0
– rezervoar, ki ni sidran in ga projektiramo po elastični teoriji brez duktilnega obnašanja (lahko se pojavi izbočenje v obliki diamantov)	1,25
– sidran rezervoar s sidrnimi vijaki, ki niso duktilni	1,25
– sidran rezervoar z duktilnimi sidrnimi vijaki	2,0
– na betonskih temeljih, ki so projektirani na zibanje (»rocking«)	2,0
Betonski rezervoarji:	
– armirani ali prednapeti	1,25
Rezervoarji iz drugih materialov:	
– leseni	1,25
– iz materialov, ki niso duktilni (steklena vlakna)	1,25
– iz duktilnih materialov in z možnim porušnim mehanizmom	2,0
Rezervoarji, ki so dvignjeni	Odvisno od podporne konstrukcije

Faktor dušenja ξ_i se določi s pomočjo spodnjih grafov, odvisen je od razmerja t/R , strižne hitrosti valovanja v zemljini v_s in razmerjem $\gamma = h/R$, kjer je:

t debelina lupine (stene) rezervoarja,

R polmer rezervoarja,

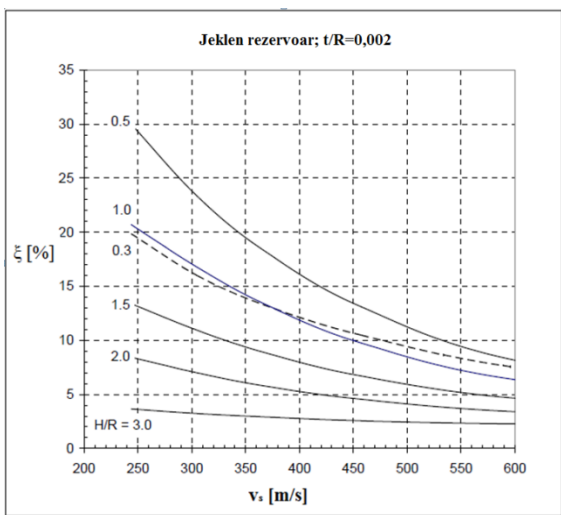
$$v_s = \sqrt{G_s / \rho_s}, \quad (2.8)$$

v_s strižna hitrost valovanja v zemljini [m/s],

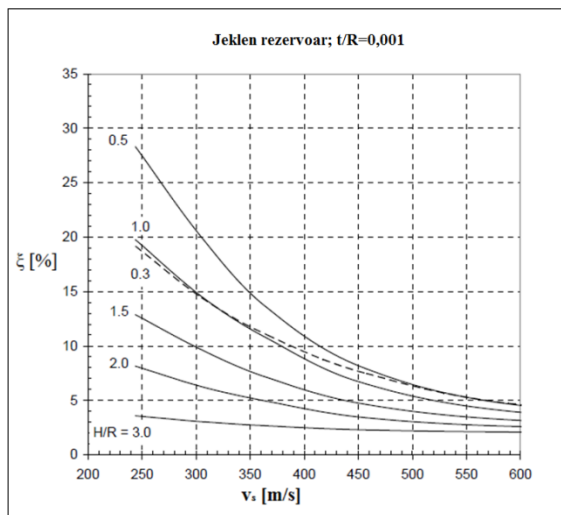
G_s strižni modul zemljine [MPa],

ρ_s gostota zemljine [kg/m³].

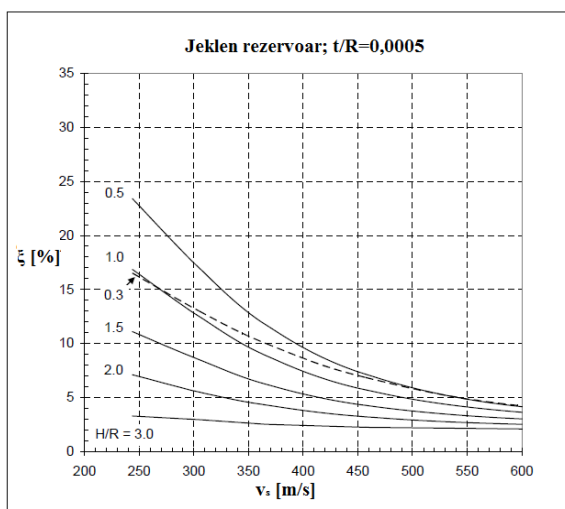
Spodnji grafi od 3a-3d prikazujejo dušenje za horizontalno impulzivno komponento:



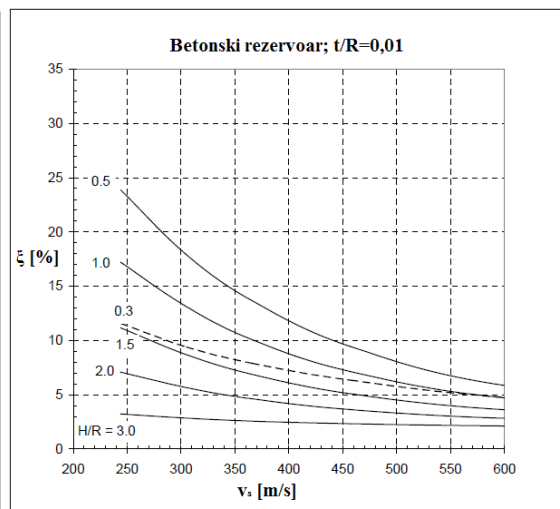
Graf 3a: Vrednost dušenja za $t/R = 0,002$



Graf 3b: Vrednost dušenja za $t/R = 0,001$

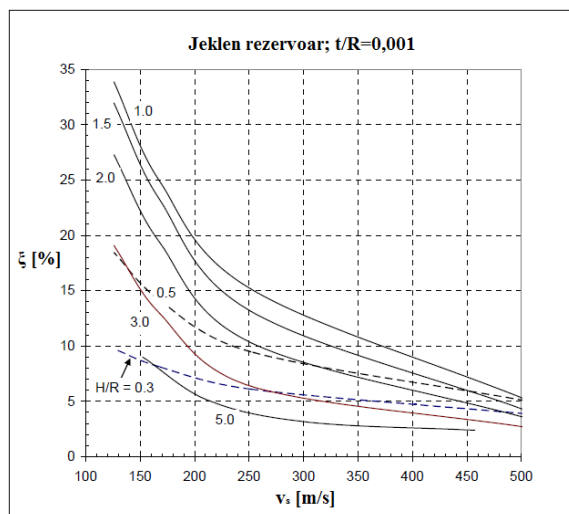


Graf 3c: Vrednost dušenja za $t/R = 0,0005$

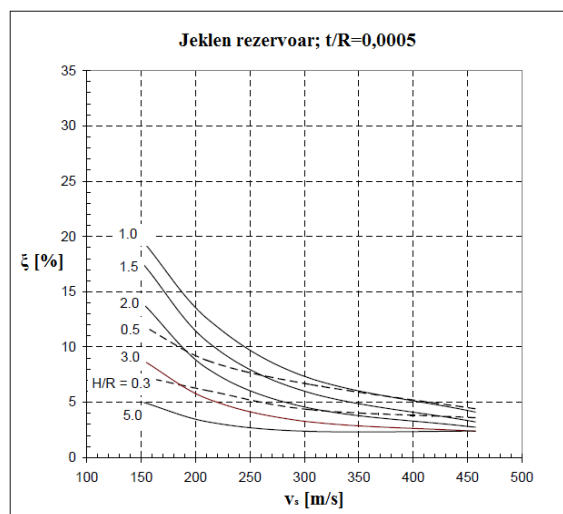


Graf 3d: Vrednost dušenja za $t/R = 0,01$

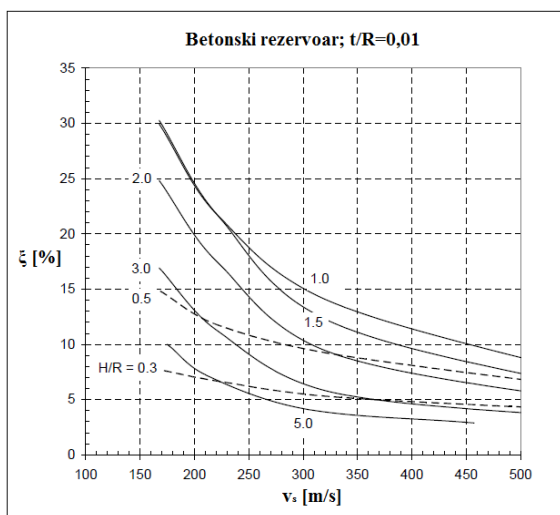
Spodnji grafi od 4a-4c prikazujejo dušenje za vertikalno impulzivno komponento:



Graf 4a: Vrednost dušenja za $t/R = 0,001$



Graf 4b: Vrednost dušenja za $t/R = 0,0005$



Graf 4c: Vrednost dušenja za $t/R = 0,01$

Ko poznamo ustrezno duktilnost za naš sistem μ (preglednica 7) in vrednost dušenja ζ (grafi 3a-4c), lahko s pomočjo spodnje tabele določimo korekcijski faktor $k_f(\mu, \zeta_i)$. Za vmesne vrednosti lahko uporabimo linearno interpolacijo.

Preglednica 8: Korekcijski faktor k_f

Duktilnost μ	$k_f(\mu, \zeta_i)$							
	$\zeta=0,5\%$	$\zeta=1,0\%$	$\zeta=2,0\%$	$\zeta=5\%$	$\zeta=10\%$	$\zeta=15\%$	$\zeta=20\%$	$\zeta=30\%$
1,0	1,67	1,53	1,32	1,00	0,76	0,64	0,56	0,47
1,25	1,08	1,04	0,96	0,82	0,67	0,58	0,52	0,44
2,0	0,91	0,89	0,84	0,74	0,63	0,55	0,50	0,43

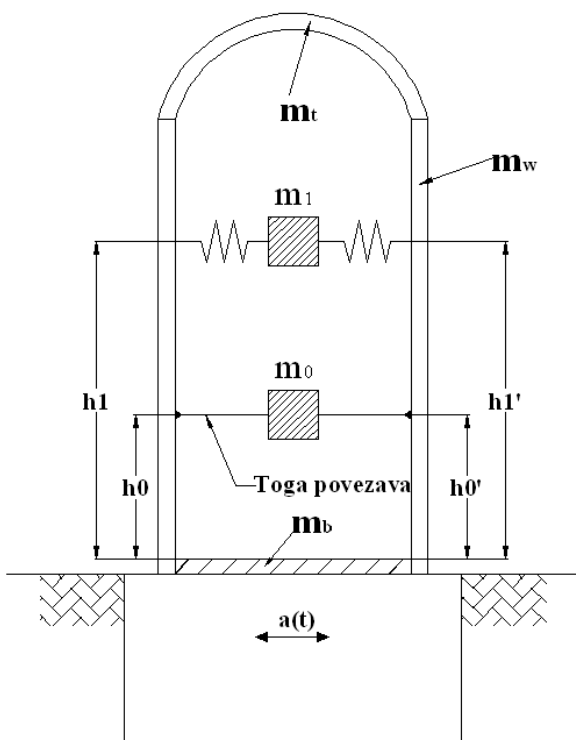
2.1.2 Hidrodinamični pritiski

Poenostavljen mehanski model rezervoarja zagotavlja zadovoljivo metodo za ugotavljanje kritičnih strižnih in osnih napetosti, ki se pojavijo tik nad dnom rezervoarja oz. v temelju. Če pa hočemo ugotoviti kakšne so obročne in upogibne napetosti po celotni lupini, moramo poznati intenziteto hidrodinamičnih pritiskov. Hidrodinamične pritiske moramo poznati tudi, če želimo bolj poglobljeno analizirati obnašanje rezervoarja.

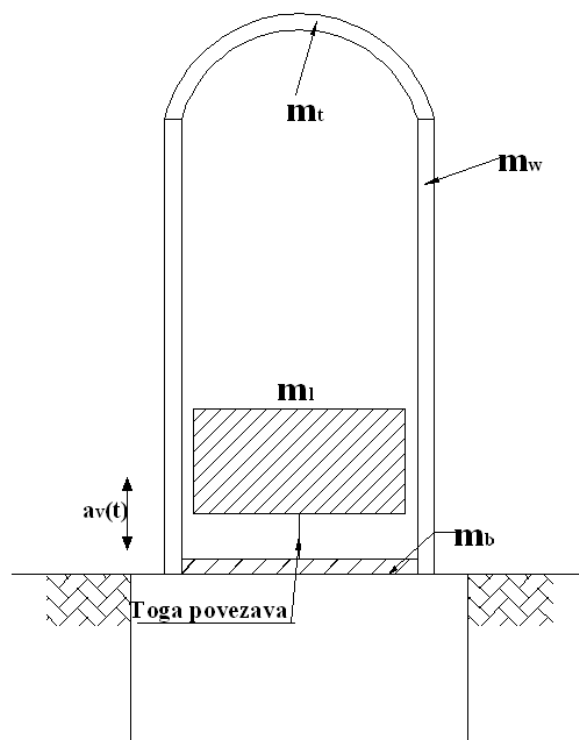
2.1.2.1 Tog rezervoar

Potres povzroči horizontalne in vertikalne hidrodinamične sile. Za določitev hidrodinamičnih sil zaradi horizontalnega delovanja potresa uporabimo poenostavljen model z vzmetmi in masami. Ta model je predstavljen na sliki 8a, kjer m_o in h_o predstavljata impulzivni del mase vsebine in višina njenega težišča, ki je togo pritrjena na steno rezervoarja. Masa m_l in višina h_l pa konvekcijski del mase vsebine ter višino težišča te mase.

Za opis vertikalnega vzbujanja uporabimo model z maso celotne tekočine, ki je togo pritrjena na dno rezervoarja (slika 8b).



Slika 8a: Horizontalno vzbujanje



Slika 8b: Vertikalno vzbujanje

Oznake na sliki 8a in 8b predstavljajo:

- m_l celotna masa tekočine (l - liquid),
- m_o impulzivna masa,
- m_l konvekcijska masa prve nihajne oblike,

m_t	masa strehe rezervoarja,
m_b	masa dna rezervoarja,
m_w	masa stene rezervoarja,
h_o	višina od dna rezervoarja do težišča impulzivne mase,
h_o'	višina od dna rezervoarja do težišča impulzivne mase za določitev prevrnitvenega momenta (vključuje pritiske na dno rezervoarja),
h_l	višina od dna rezervoarja do težišča konvekcijske mase,
h_l'	višina od dna rezervoarja do težišča konvekcijske mase za določitev prevrnitvenega momenta (vključuje pritiske na dno rezervoarja),
$a(t)$	horizontalni pospešek tal,
$a_v(t)$	pospešek tal v navpični smeri.

2.1.2.1.1 Impulzivna komponenta pritiskov

Impulzivna komponenta pritiskov je podana z izrazom:

$$p_i(z, \theta) = q_0(z) \cdot C_d(\check{T}_0) \cdot \gamma_l \cdot R \cdot \cos\theta, \quad (2.9)$$

kjer je:

$q_0(z)$ brez dimenzijska impulzivna funkcija odvisna od vertikalne ordinate z ,

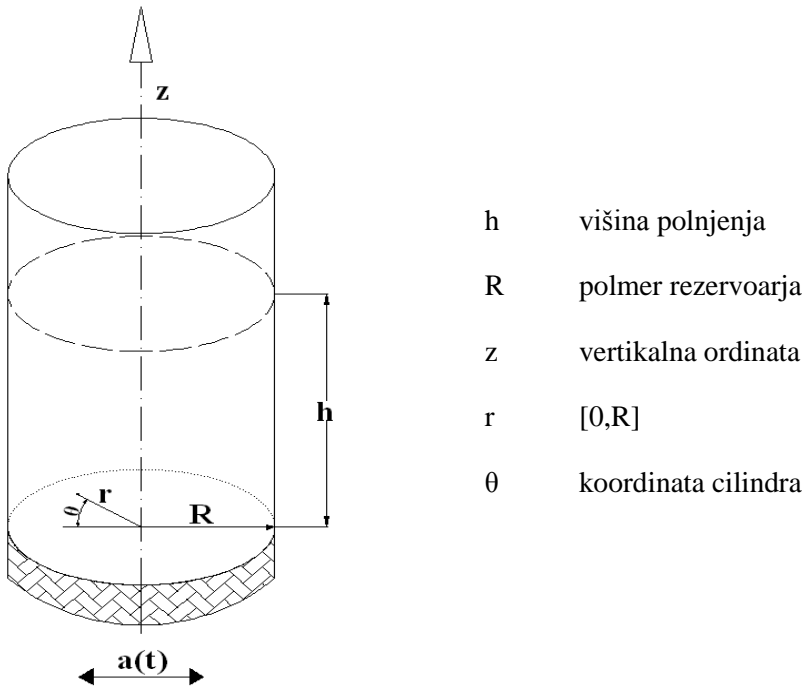
$C_d(\check{T}_0)$ vrednost horizontalnega projektnega vpliva za impulzivno komponento za nihajni čas \check{T}_0 ,

Opomba: Za izračun $C_d(\check{T}_0)$ moramo uporabiti pravilno dušenje (graf 3a-3d) in duktilnost (preglednica 7) oz. faktor $k_f(\mu, \zeta)$, ki ustreza impulzivni komponenti pri horizontalnem vzbujanju, glej točko 2.1.1.

\check{T}_0 nihajni čas za impulzivno komponento, ki vključuje interakcijo z zemljino,

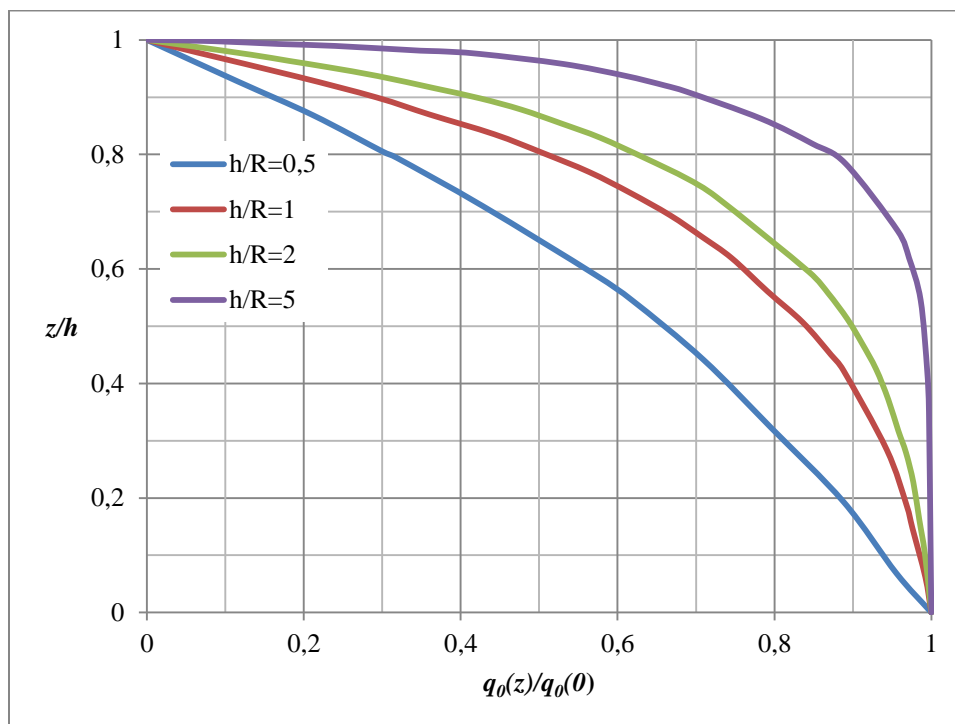
γ_l teža tekočine,

ostali parametri so razloženi na sliki 9.

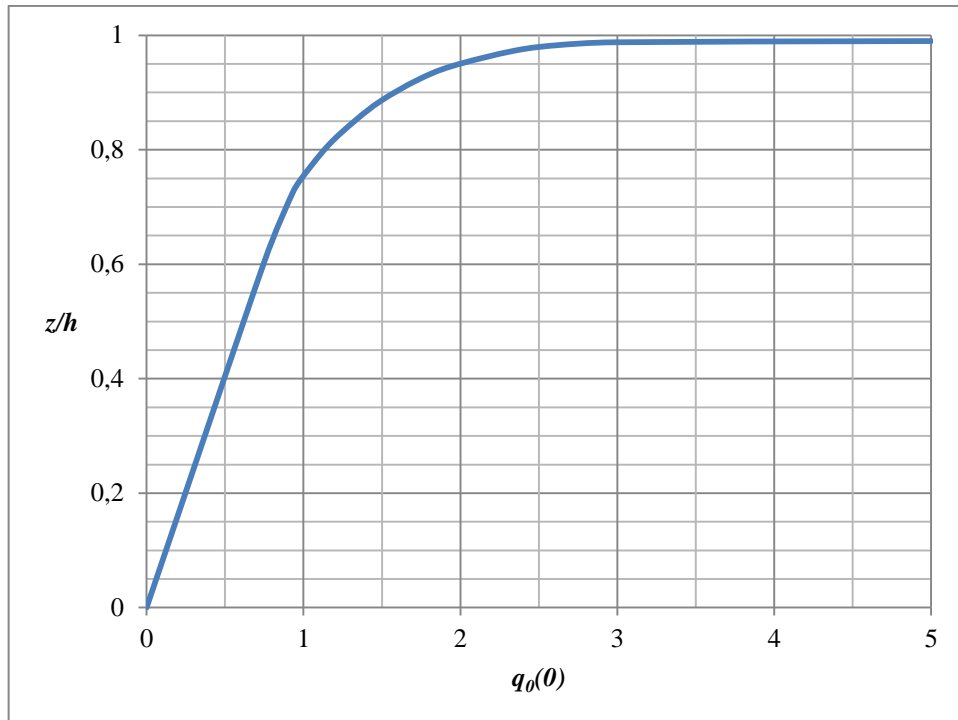


Slika 9: Oznake

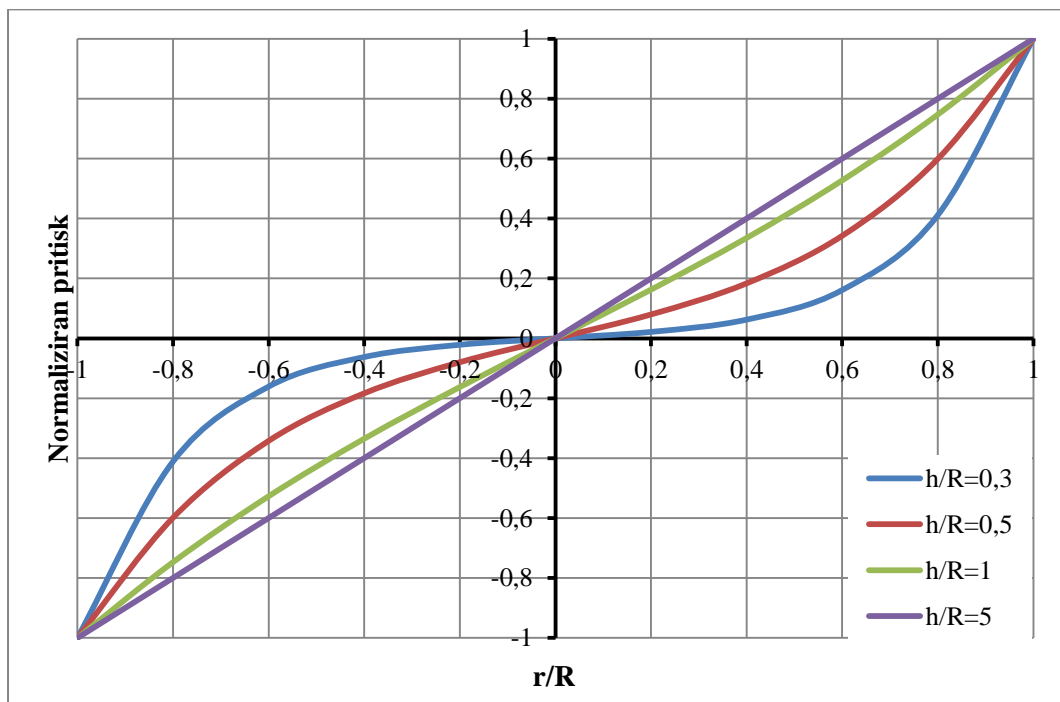
Oblika brezdimenzijske impulzivne funkcije pritiska po višini je podana z razmerjem $q_0(z)/q_0(0)$ v odvisnosti od razmerja $\gamma = h/R$ (graf 5). Maksimalne vrednosti za $q_0(0)$ so podane v odvisnosti od razmerja $\gamma = h/R$ (graf 6).



Graf 5: Potek pritiskov po višini



Graf 6: Maksimalni brezdimenzijski pritiski na višini $z = 0$



Graf 7: Potek pritiskov na dnu rezervoarja

2.1.2.1.2 Konvekcijska komponenta pritiskov

Konvekcijska komponenta pritiskov je podana z izrazom:

$$p_c(z, \theta, t) = \sum_{j=1}^{\infty} [q_j(z) \cdot C_d(T_j)] \cdot \gamma_l \cdot R \cdot \cos\theta, \quad (2.10)$$

kjer je:

q_j brezdimenzijska funkcija pritiska za j -to nihajno obliko konvekcijske komponente,

$C_d(T_j)$ vrednost horizontalnega projektne spektra za j -to nihajno obliko konvekcijske komponente,

Opomba: Za izračun $C_d(T_j)$ moramo uporabiti pravilno dušenje (0,5 %) in duktilnost ($\mu = 1$) oz. faktor $k_f(1;0,5) = 1,67$, ki ustreza konvekcijski komponenti pri horizontalnem vzbujanju, glej točko 2.1.1. Pri konvekcijski komponenti je ta faktor vedno 1,67!

Za prvo nihajno obliko se enačba 2.10 preoblikuje v:

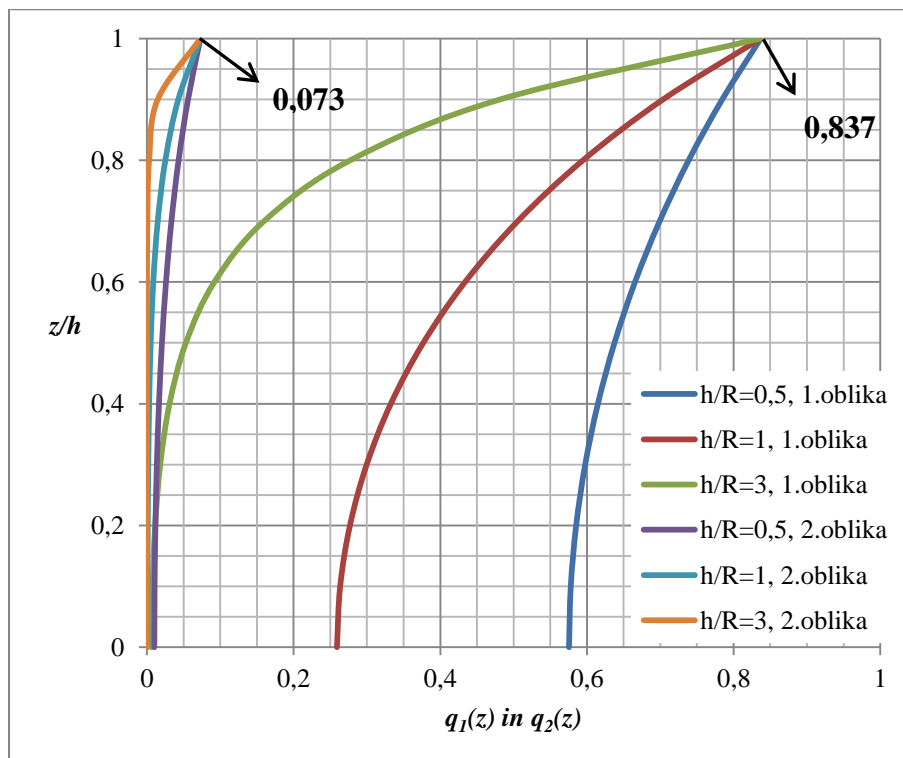
$$p_{c1}(z, \theta) = q_1(z) \cdot C_d(T_1) \cdot \gamma_l \cdot R \cdot \cos\theta, \quad (2.11)$$

kjer je:

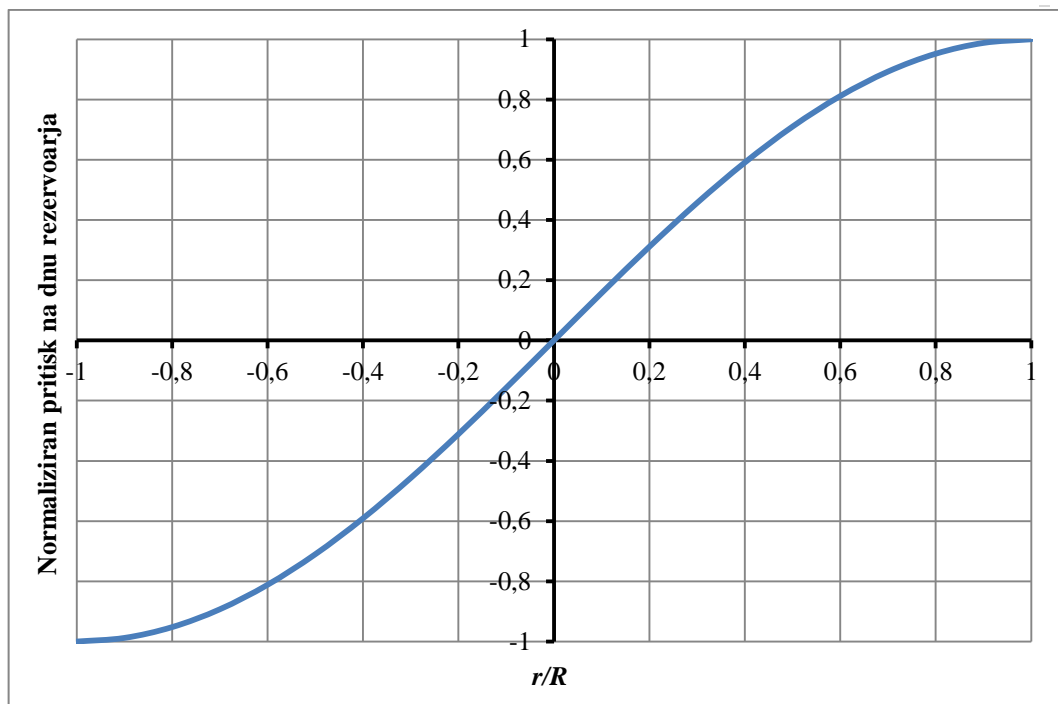
q_1 brezdimenzijska funkcija pritiska za 1. nihajno obliko konvekcijske komponente,

$C_d(T_1)$ vrednost horizontalnega projektne vpliva za 1. nihajno obliko konvekcijske komponente za nihajni čas T_1 .

Graf 8 prikazuje potek pritiskov po višini v odvisnosti od h/R za prvi dve nihajni obliki konvekcijske komponente. Graf 9 pa prikazuje porazdelitev pritiskov na dnu rezervoarja v odvisnosti od razmerja r/R .



Graf 8: Potek pritiskov po višini za konvekcijsko komponento za prvi dve nihajni obliki



Graf 9: Potek pritiskov na dnu rezervoarja za konvekcijsko komponento za prvo nihajno obliko

Vidimo, da je potek pritiskov po dnu neodvisen od razmerja h/R za konvekcijsko komponento, medtem ko potek pritiskov pri impulzivni komponenti variira glede na razmerje h/R (graf 7). Pritiski na dnu rezervoarja so pomembni za izračun celotnega prevrtnega momenta, ki vpliva na stabilnost celotne konstrukcije (rezervoar skupaj s temelji).

2.1.2.1.3 Vertikalna komponenta pritiskov

Pritiski zaradi potresa v navpični smeri so enakomerno porazdeljeni po obodu rezervoarja in so podani z naslednjim izrazom:

$$p_v(z) = \left(1 - \frac{z}{H}\right) \cdot C_d(\check{T}_v) \cdot \gamma_l \cdot h, \quad (2.12)$$

kjer je:

$C_d(\check{T}_v)$ vertikalni projektni vpliv pri periodi \check{T}_v , izračuna se ga po enakem postopku kot za horizontalno impulzivno komponento, samo da se tu faktor $C_h(T)$ pomnoži z 0,7,

\check{T}_v nihajni čas vertikalne komponente, ki vključuje interakcijo z zemljino.

Opomba: Za izračun $C_d(\check{T}_v)$ se uporabi faktor duktilnosti $\mu = 1,0$, koeficient dušenja pa se določi s pomočjo grafov od 4a-4c.

2.1.2.2 Deformabilen rezervoar

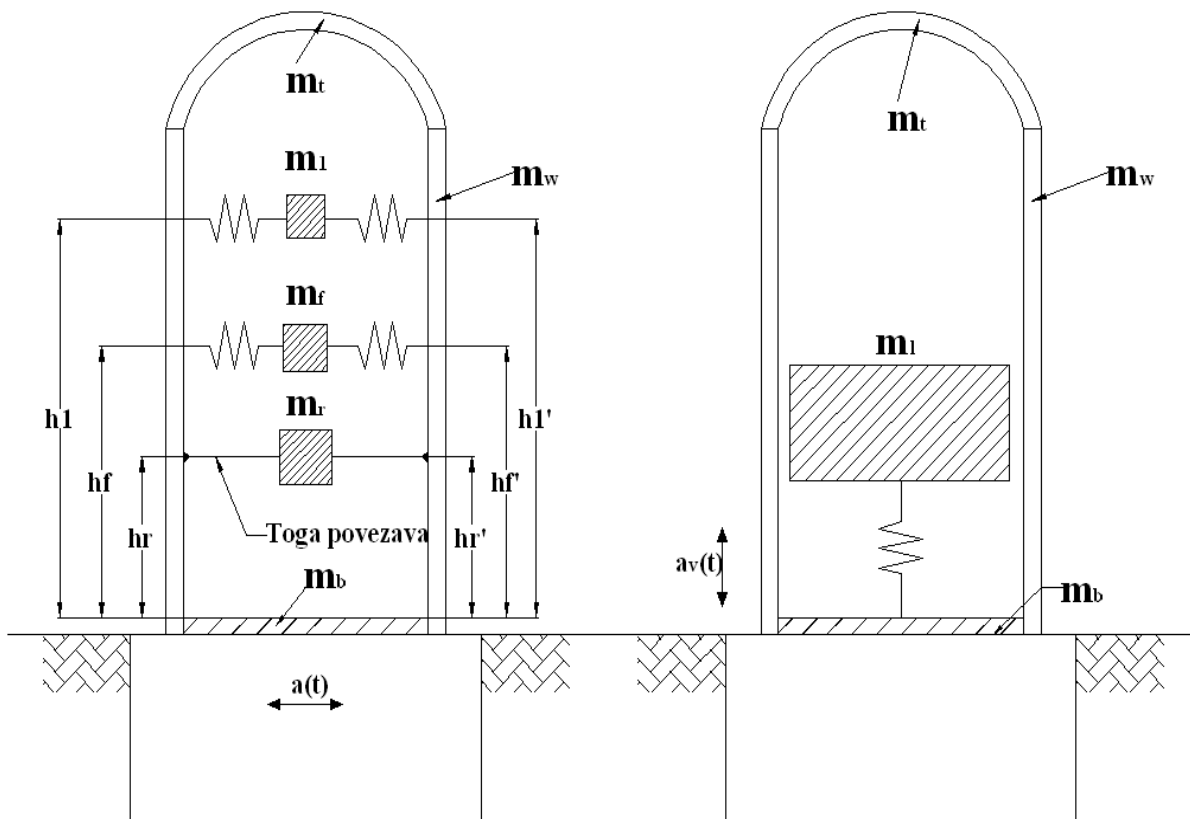
Deformabilnost rezervoarja poveča nihajni čas impulzivne komponente. Pri majhnih nihajnih časih impulzivne komponente moramo vzeti vrednosti iz spektra, ki so na platoju (graf 1).

Zaradi deformabilnosti stene imamo v splošnem neskončno nihajnih oblik, vendar samo nižje oblike občutno prispevajo k napetostim v lupini. Pri horizontalni komponenti potresa se višji rezervoarji zaradi nižjih nihajnih oblik deformirajo podobno kot konzolni nosilec. Pri teh rezervoarjih so obodne deformacije majhne glede na prerez, zato prerez ostane okrogle oblike. Pri nižjih nihajnih oblikah pri nizkih rezervoarjih pa prevladujejo obodne deformacije.

Deformabilne stene rezervoarja povečajo tudi nihajni čas v vertikalni smeri. Rezervoar se v 1. nihajni obliki deformira simetrično samo v smeri radija, kar imenujemo dihanje rezervoarja («breathing mode»).

Za izračun notranjih sil pri deformabilnem rezervoarju uporabimo poenostavljen model (podobno kot pri togem rezervoarju). Pri tem se celotna masa v impulzivni komponenti razdeli na dva dela, ki opisujeta obnašanje togega in deformabilnega rezervoarja (slika 10a). Masa m_r s težiščem na višini h_r je togo povezana z rezervoarjem; masa m_f s težiščem na višini h_f je z rezervoarjem povezana z vzmetjo (opišemo obnašanje deformabilnega rezervoarja). Seštevek mas m_r in m_f ponazarja celotno impulzivno komponento. Konvekcijski vpliv je zajet samo s prvo nihajno obliko z maso m_1 , ki ima težišče na višini h_1 . Z višinami h_r' , h_f' in h_1' določimo vrednosti prevrnitvenega momenta, ki upošteva vpliv pritiskov na stene in dno rezervoarja.

Pri potresu v navpični smeri celotno maso tekočine povežemo z rezervoarjem z vzmetjo, ki predstavlja vpliv deformabilnosti stene rezervoarja.



Slika 10a: Horizontalno vzbujanje

Slika 10b: Vertikalno vzbujanje

2.1.2.2.1 Impulzivna komponenta pritiskov

Zaradi deformabilnosti rezervoarja se lahko občutno povečajo impulzivne komponente, zato je pomembno, da deformabilnost upoštevamo.

Za rezervoarje, ki imajo razmerje h/R med 0,25 in 1,5 se pritisk določi s spodnjo enačbo:

$$p_i(z, \theta) = q_0(z) \cdot C_d(\check{T}_f) \cdot \gamma_l \cdot R_m \cdot \cos\theta, \quad (2.13)$$

kjer je:

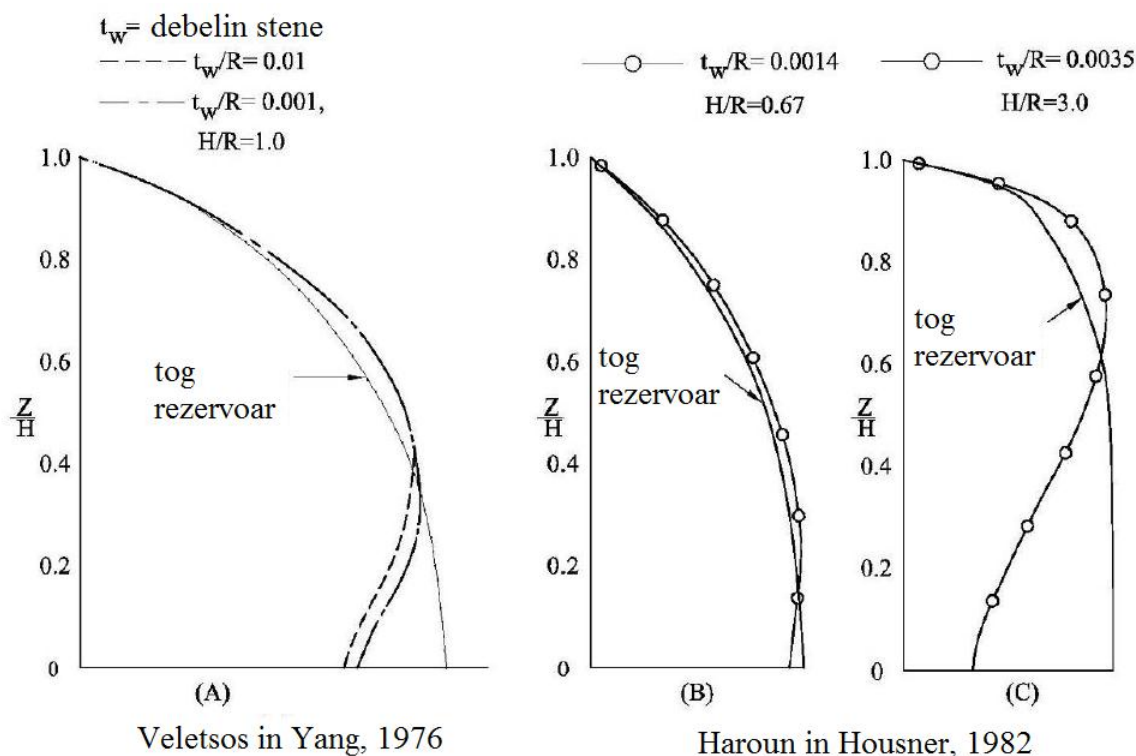
$q_0(z)$ brezdimenzijska impulzivna funkcija odvisna od globine z , enaka kot za tog rezervoar (graf 5),

$C_d(\check{T}_f)$ vrednost horizontalnega projektnega vpliva za 1. nihajno obliko pri impulzivni komponenti za deformabilen rezervoar,

\check{T}_f čas 1. nihajne oblike za deformabilen rezervoar, ki vključuje interakcijo z zemljino,

R_m glavni radij rezervoarja.

Za razmerja h/R , ki so večja od 1,5 ni enostavnih izrazov za določitev poteka pritiskov. Enačba 2.13 poda konservativne vrednosti pod polovico višine in nekonservativne vrednosti nad polovico višine. Tipični potek pritiskov po višini 1. nihajne oblike za deformabilen rezervoar je prikazan na spodnji sliki (slika 11).



Slika 11: Potek pritiskov pri deformabilnem rezervoarja po različnih avtorjih [1, str. 66]

Pritiski, ki nastanejo zaradi višjih nihajnih oblik deformabilnega rezervoarja bodo zmanjšali razliko med deformabilnim in togim rezervoarjem. Zaradi praktičnosti lahko zato uporabimo porazdelitev pritiskov za tog rezervoar (metoda je konservativna).

2.1.2.2.2 Konvekcijska komponenta pritiskov

Deformabilnost ima zelo majhen vpliv na hidrodinamične pritiske pri konvekcijski komponenti, zato ne naredimo velike napake, če te pritiske izračunamo za tog rezervoar (glej točko 2.1.2.1.2).

2.1.2.2.3 Vertikalna komponenta pritiskov

Potek pritiskov je enakomerno porazdeljen po obodu rezervoarja. Pritiski so odvisni samo od višine:

$$p_v(z) = \left(1 - \frac{z}{h}\right) \cdot C_d(\check{T}_b) \cdot \gamma_l \cdot h, \quad (2.14)$$

kjer je:

$C_d(\check{T}_b)$ vertikalni projektni koeficient pri periodi \check{T}_b za prvo nihajno obliko (dihanje rezervoarja), določi se ga analogno s točko 2.1.2.1.3 (vrednost $C_h(T)$ se pomnoži s faktorjem 0,7),

\check{T}_b nihajni čas vertikalne komponente za prvo nihajno obliko (dihanje rezervoarja), ki vključuje interakcijo z zemljino.

Opomba: Za izračun $C_d(\check{T}_b)$ se uporabi faktor duktilnosti $\mu = 1,0$, koeficient dušenja pa se določi s pomočjo grafov (graf 4a-4c).

2.1.3 Mase in višine

Za določitev notranjih sil moramo določiti različne mase, ki imajo težišče na različnih višinah. Pri izračunu lahko nastopajo 3 različne mase:

- impulzivna masa za tog rezervoar na višini h_0 oz. h_0' ,
- impulzivna masa za deformabilen rezervoar na višini h_f oz. h_f' ,
- konvekcijska masa na višini h_l oz. h_l' .

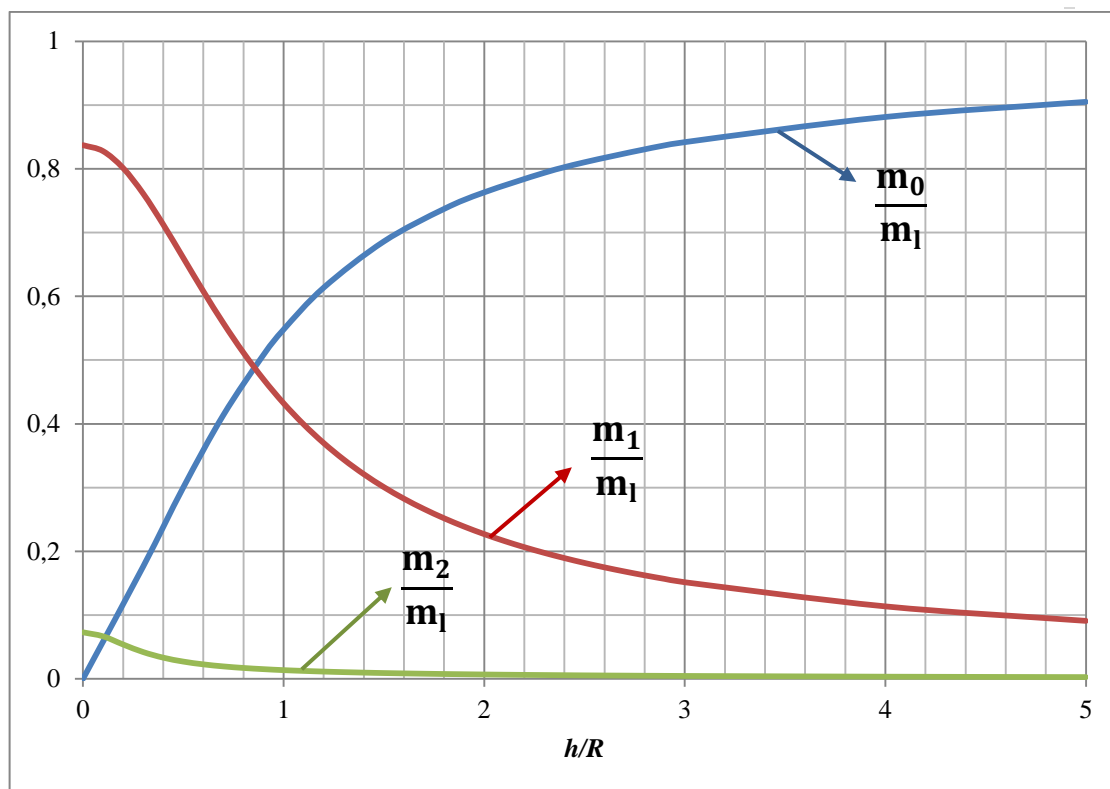
Višine h_0' , h_f' in h_l' označujejo težišče mas s katerimi izračunamo prevrtni moment (upoštevamo pritiske na steno in dno rezervoarja).

2.1.3.1 Tog rezervoar

2.1.3.1.1 Mase

Za določitev mas uporabimo spodnji graf (graf 10), kjer predstavlja:

- m_0 impulzivno maso,
- m_1 in m_2 konvekcijsko maso prve in druge nihajne oblike,
- m_l maso celotne tekočine (l - liquid).

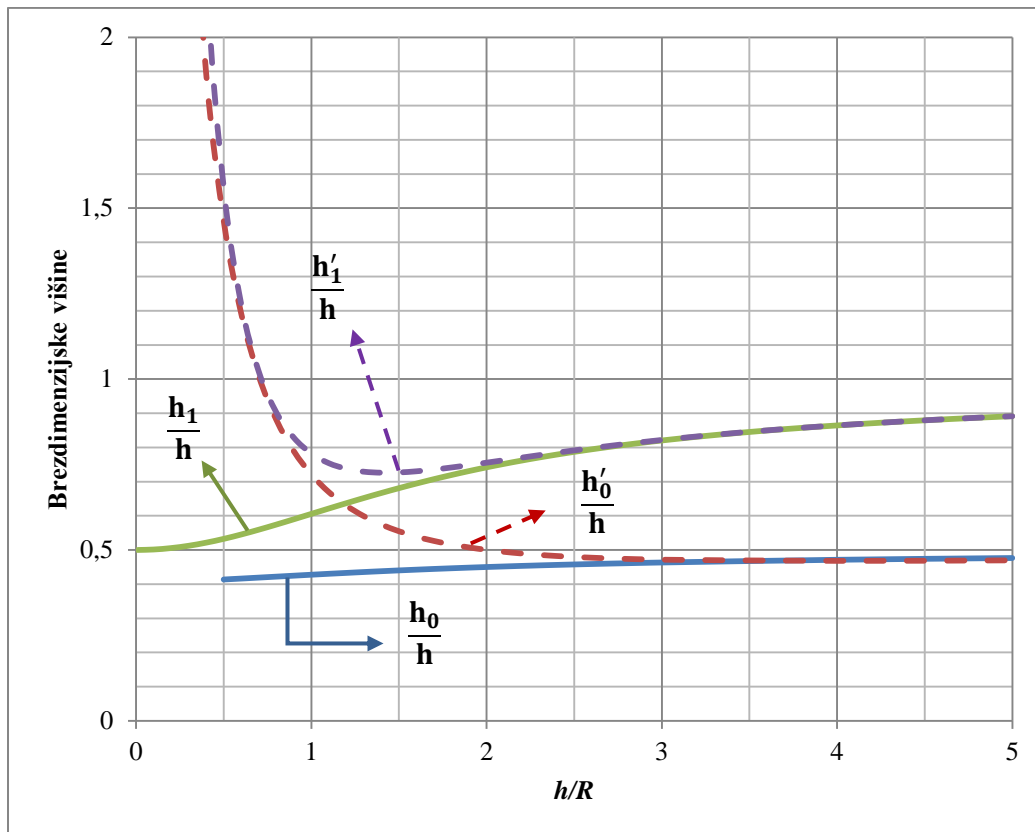


Graf 10: Deleži impulzivne in konvekcijske mase

2.1.3.1.2 Višine

Za določitev višin do težišča posameznih mas, uporabimo graf 11, kjer predstavlja:

- h_0 impulzivno višino,
- h_0' impulzivno višino za izračun prevrtnitvenega momenta,
- h_1 konvekcijsko višino,
- h_1' konvekcijsko višino za izračun prevrtnitvenega momenta,
- h maksimalno višino polnjenja rezervoarja.



Graf 11: Deleži posameznih višin

2.1.3.2 Deformabilen rezervoar

Tukaj nastopa samo impulzivna komponenta, saj deformabilnost rezervoarja ne vpliva na konvekcijski del (analogija s točko 2.1.2.2.2).

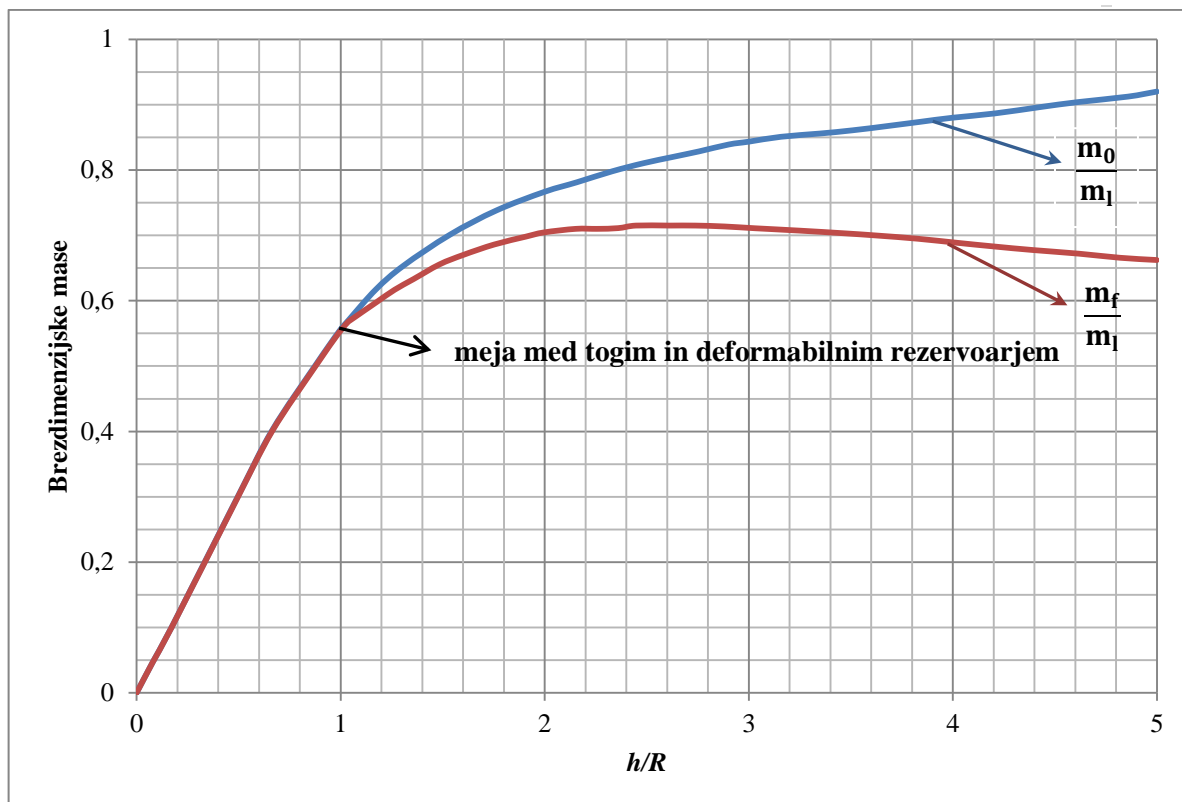
2.1.3.2.1 Mase

Pri deformabilnem rezervoarju se impulzivna komponenta razdeli na maso, ki niha skupaj z deformabilnim rezervoarjem m_f in na maso, ki je togo pritrjena na rezervoar m_r :

$$m_r = m_0 - m_f. \quad (2.15)$$

Za določitev mas uporabimo graf 12, kjer predstavlja:

- m_0 impulzivno maso za tog rezervoar (oz. celotna impulzivna masa za deformabilen rezervoar),
- m_f delež impulzivne mase, ki niha skupaj z deformabilnim rezervoarjem (slika 10a),
- m_r delež impulzivne mase pri deformabilnem rezervoarju, ki je togo pritrjena na rezervoar (slika 10a),
- m_t maso celotne tekočine.



Graf 12: Delež impulzivne mase pri deformabilnem rezervoarju

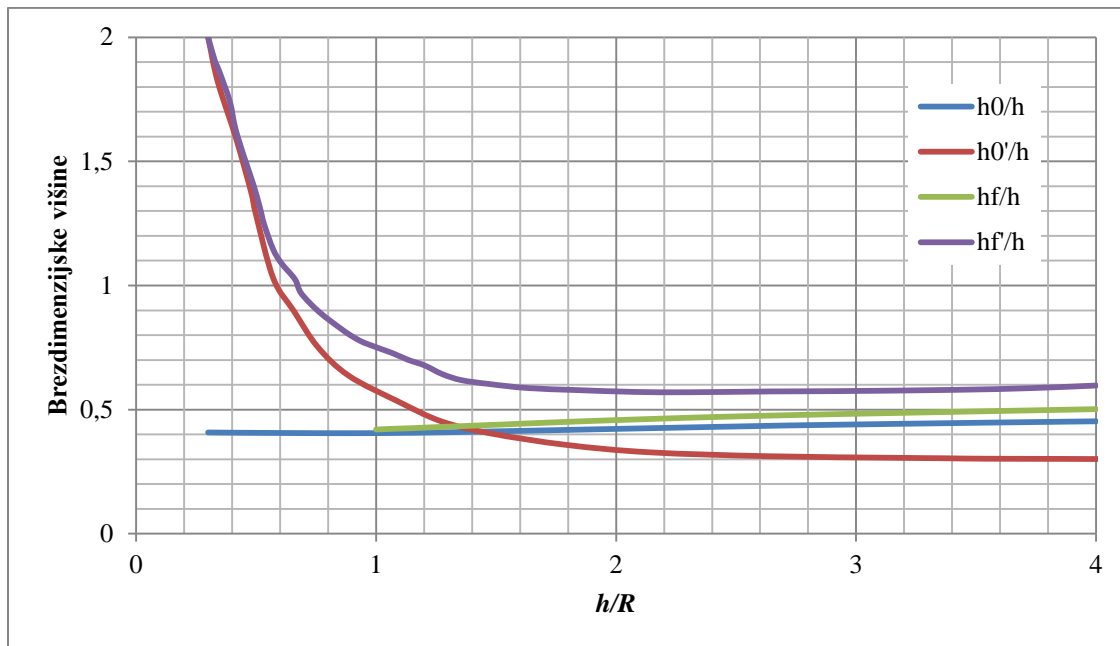
Opomba: Za rezervoarje, katerih razmerje $h/R \leq 1,0$ privzamemo, da je celoten del vsebine impulzivne komponente togo pritrjen na rezervoar ($m_f = 0 \rightarrow m_r = m_0$). Če je razmerje $h/R > 1,0$, se celoten del impulzivne mase razdeli na dva dela, in sicer del, ki je togo pritrjen na rezervoar (m_r) in del mase (m_f), ki je z vzmetjo povezan z rezervoarjem. Z maso m_f opišemo obnašanje deformabilnega rezervoarja (vpliv deformacije sten).

Krivulja m_0/m_1 je enaka kot za tog rezervoar (graf 10).

2.1.3.2.2 Višine

Za določitev višin pri deformabilnem rezervoarju uporabimo graf 13, kjer predstavlja:

- h_0 višino težišča mase m_r ali m_0 za impulzivno komponento (enaka višina kot za tog rezervoar, graf 11),
- h_0' višino težišča mase za izračun prevrnitvenega momenta pri impulzivni komponenti,
- h_f višino težišča mase m_f za deformabilen rezervoar pri impulzivni komponenti,
- h_f' višino težišča mase m_f za deformabilen rezervoar za izračun prevrnitvenega momenta pri impulzivni komponenti,
- h maksimalna višina polnjenja.



Graf 13: Višine za deformabilen rezervoar pri impulzivni komponenti za določitev notranjih sil

2.1.4 Nihajni časi

2.1.4.1 Tog rezervoar

- Impulzivna horizontalna komponenta

Če ne upoštevamo interakcije z zemljino, je nihajni čas za tog rezervoar pri impulzivi horizontalni komponenti enak $T_0 = 0$. Če pa interakcijo med rezervoarjem in zemljino upoštevamo, je nihajni čas podan v enačbi 2.20, ki opisuje 2. nihajno obliko za deformabilen rezervoar, kjer v enačbi m_r nadomestimo z $m_0 + m_w + m_t$ in h_r s h_0 .

- Konvekcijska horizontalna komponenta

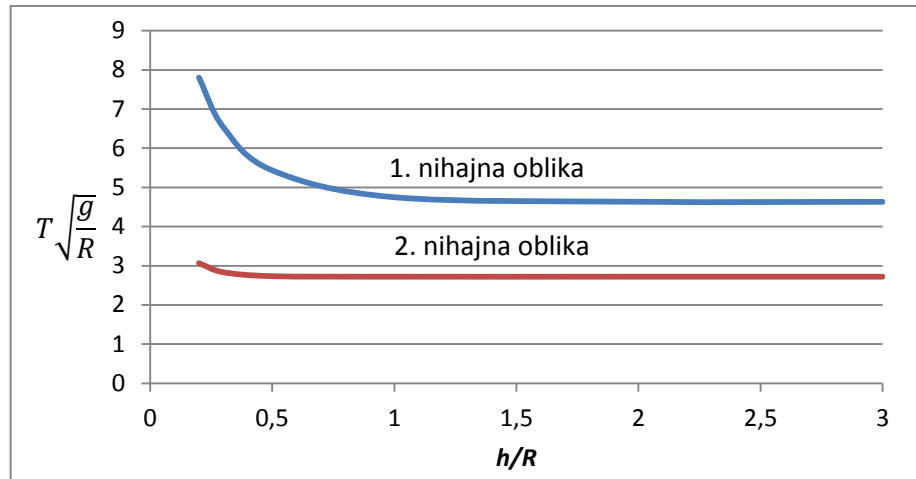
$$T_{ci} = \frac{2 \cdot \pi \sqrt{\frac{R}{g}}}{\sqrt{\lambda_i \cdot \tanh\left(\lambda_i \cdot \frac{h}{R}\right)}}, \quad (2.16)$$

kjer je:

$\lambda_i = 1,841; 5,331; 8,536; \dots$ za $i=1, 2, 3, \dots$,

g zemeljski pospešek [$9,81 \text{ m/s}^2$],

λ_i ničle odvoda Besselove funkcije prvega reda i -te nihajne oblike.



Graf 14: Brez dimenzijski nihajni čas konvekcijske komponente

Na spremembo konvekcijskega nihajnega časa ne vplivata deformabilnost in interakcija z zemljino.

- Vertikalna komponenta

Nihajni čas je izpeljan iz enačbe 2.29, kjer upoštevamo interakcijo med togim rezervoarjem in zemljino.

2.1.4.2 Deformabilen rezervoar

- Impulzivna komponenta

$$T_f = \frac{5,61 \cdot \pi \cdot H}{k_h} \sqrt{\frac{\gamma_l}{E \cdot g}}, \quad (2.17)$$

kjer je:

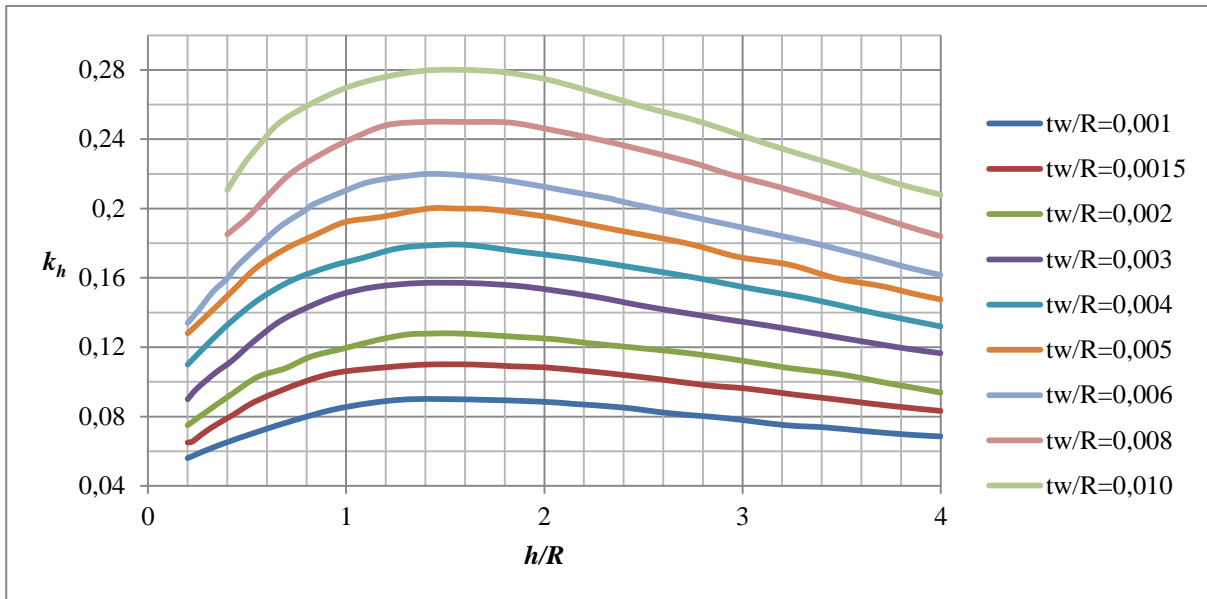
k_h koeficient podan v grafu 15, ki je odvisen od razmerja t_w/R ,

γ_l teža tekočine,

E elastični (Young-ov) modul rezervoarja,

T_f nihajni čas deformabilnega rezervoarja na togih temeljih.

Enačba 2.17 poda čas 1. nihajne oblike pri Poissonovem številu $\nu = 0,3$ za poln rezervoar.

Graf 15: Koeficient k_h

- Konvekcijska komponenta

Deformabilnost rezervoarja ne vpliva na konvekcijsko komponento oz. je vpliv zanemarljiv, zato za izračun nihajnega časa uporabimo enačbo 2.16.

- Vertikalna komponenta

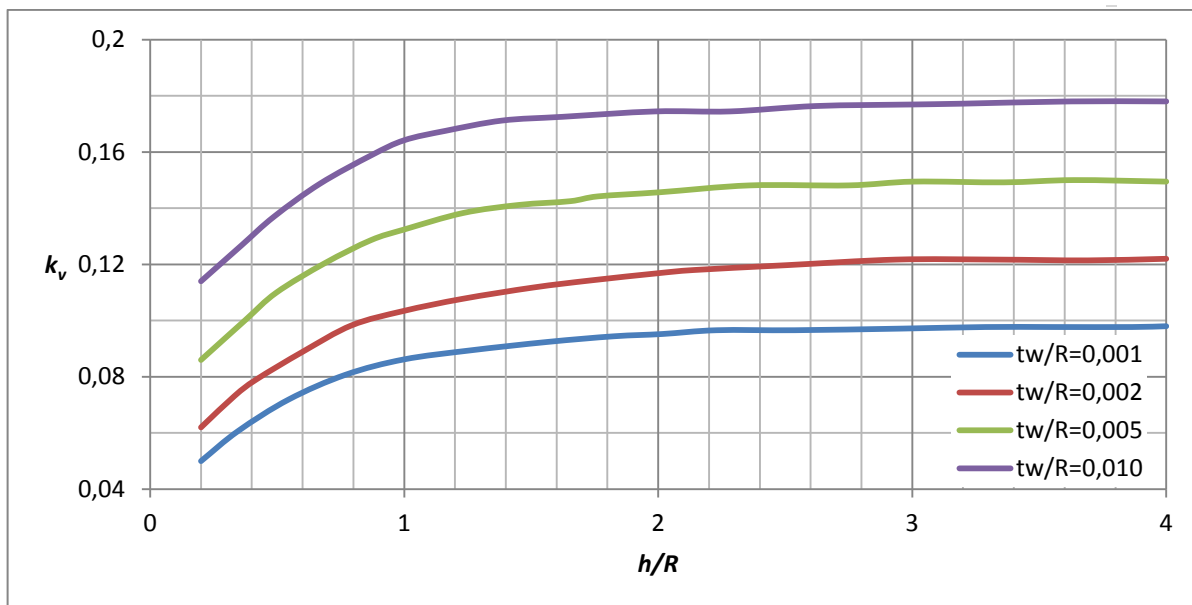
Čas prve nihajni oblike, ki jo imenujemo dihanje rezervoarja, je podan s spodnjim izrazom:

$$T_b = \frac{5,61 \cdot \pi \cdot H}{k_v} \sqrt{\frac{\gamma_l}{E \cdot g'}} \quad (2.18)$$

kjer je:

k_v koeficient podan v grafu 16

T_b nihajni čas deformabilnega rezervoarja na togih temeljih.



Graf 16: Koeficient k_v

2.1.4.3 Interakcija z zemljino

Zaradi vpliva zemljine je lahko odziv rezervoarja občutno drugačen od odziva rezervoarja na togih tleh (temeljih). Interakcija med zemljino in rezervoarjem lahko poveča nihajne čase impulzivne komponente ali pa poveča dušenje sistema.

Strogo gledano ima interakcija vpliv na obe komponenti (impulzivno in konvekcijsko), vendar je vpliv na konvekcijsko majhen, zato ga lahko zanemarimo.

Za interakcijo med zemljino in rezervoarjem uporabimo poenostavljen model z eno prostostno stopnjo (Jennings in Bielak, 1973).

- Horizontalna impulzivna komponenta

Spodnja enačba poda čas 1. nihajne oblike za **deformabilen** rezervoar **skupaj** z interakcijo z zemljino:

$$\check{T}_f = T_f \sqrt{1 + \frac{K_f}{K_x} \left[1 + \frac{K_x \cdot h_f^2}{K_\theta} \right]}. \quad (2.19)$$

Spodnja enačba poda čas 2. nihajne oblike za **deformabilen** rezervoar **skupaj** z interakcijo z zemljino:

$$\check{T}_0 = 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{m_r + m_b}{K_x} + \frac{m_r \cdot h_r^2}{K_\theta}}. \quad (2.20)$$

Ko je rezervoar tog in upoštevamo interakcijo z zemljino, lahko čas za 1. nihajno obliko za togo impulzivno komponento (skupaj z interakcijo) izračunamo s pomočjo enačbe 2.20, kjer maso m_r nadomestimo z $m_0 + m_w + m_r$.

V enačbah 2.19 in 2.20 so togosti K_f , K_x in K_θ določene z izrazi:

$$K_f = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot (m_f + m_w + m_t)}{T_f^2} \quad \text{efektivna togost rezervoarja skupaj z vsebino,} \quad (2.21)$$

$$K_x = \frac{8}{2 - \nu_s} \cdot G_s \cdot R_b \cdot \alpha_x \quad \text{horizontalna translatorna togost temeljev,} \quad (2.22)$$

$$K_\theta = \frac{8}{3 \cdot (1 - \nu_s)} \cdot G_s \cdot R_b^3 \cdot \alpha_\theta \quad \text{togost zibanja ("rocking") temeljev,} \quad (2.23)$$

kjer je:

ν_s Poissonov količnik zemljine,

G_s strižni modul zemljine,

$$G_s = \frac{E_s}{2 \cdot (1 + \nu_s)}, \quad (2.24)$$

R_b polmer temeljev,

α_x, α_θ brezdimenzijska faktorja, ki spremenita statično togost v dinamično (graf 17),

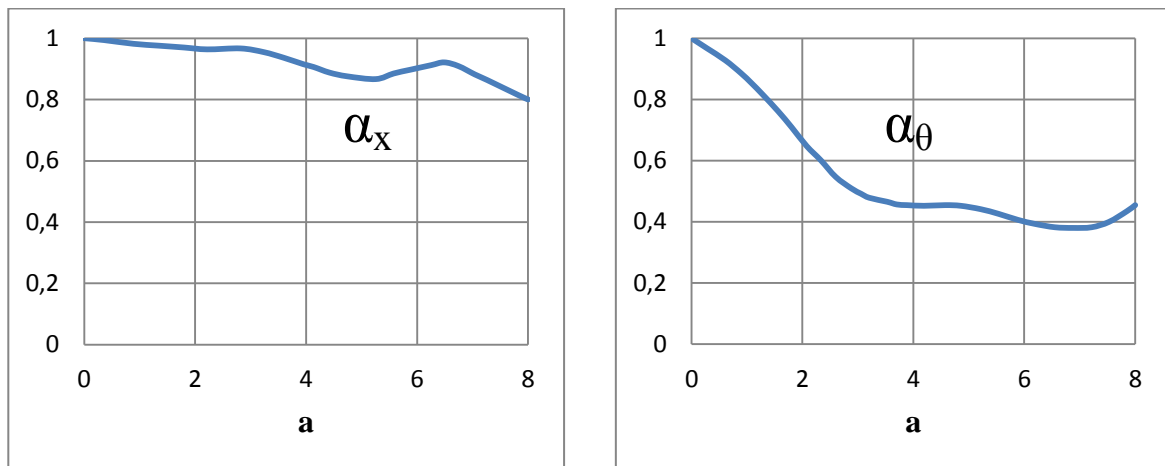
m_b masa dna rezervoarja,

m_t masa strehe rezervoarja,

m_w masa stene rezervoarja,

T_f (točka 2.1.4.2), h_f (točka 2.1.3.2.2), m_f (točka 2.1.3.2.1), $h_r = h_\theta$ (točka 2.1.3.1.2), m_r (točka 2.1.3.2.1).

Brezdimenzijska faktorja α_x in α_θ za vrednosti $\nu = 0,33$.



Graf 17: Brez dimenzijska faktorja α_x in α_θ [5]

$$a = \frac{2 \cdot \pi \cdot R_b}{\check{T}_i \cdot \nu_s}, \quad (2.25)$$

a brezdimenzijska funkcija s katero določimo faktorja α_x in α_θ ,

$$v_s = \sqrt{\frac{G_s}{\rho_s}} \quad \text{strižna hitrost valovanja v zemljini,}$$

ρ_s gostota zemljine,

\check{T}_i \check{T}_f ali \check{T}_0 nihajna časa impulzivne komponente.

V večini primerov sta faktorja α_x in α_θ enaka 1, kar pomeni, da se lahko togost temeljev vzame kot statično vrednost. Paziti je potrebno pri velikih rezervoarjih, za katere je lahko vrednost α_θ veliko manjša kot 1,0 (graf 17).

- Vertikalna komponenta

Nihajni čas za vertikalno komponento deformabilnega rezervoarja, ki vključuje interakcijo z zemljino je:

$$\check{T}_b = T_b \sqrt{1 + \frac{K_b}{K_v}}, \quad (2.26)$$

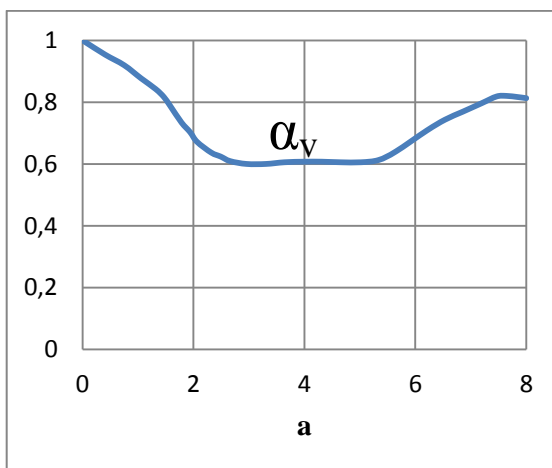
kjer je:

$$K_b = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m_l}{T_b^2}, \quad (2.27)$$

$$K_v = \frac{4}{1 - v_s} G_s \cdot R_b \cdot \alpha_v, \quad (2.28)$$

α_v brezdimenzijski faktor, ki spremeni statično togost v dinamično (graf 18).

Brezdimenzijski faktor α_v za vrednosti $v = 0,33$.



Graf 18: Brez dimenzijski faktor α_v [5]

Nihajni čas za vertikalno komponento togega rezervoarja, ki vključuje interakcijo z zemljino je:

$$\check{T}_b = 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{m_v}{K_v}}, \quad (2.29)$$

$$m_v = m_l + m_s, \quad (2.30)$$

m_s masa celotnega rezervoarja, vključno z dnom in temeljem.

Enačba za izračun nihajnega časa v vertikalni smeri deformabilnega rezervoarja (enačba 2.26) je poenostavljena, saj ne vključuje mase dna in temeljev. Če bi hoteli vključiti ti masi, bi morali upoštevati sistem z dvema prostostnima stopnjama, kar bi močno otežilo izračun, zato zaradi preprostosti teh mas ne upoštevamo.

2.1.6 Dušenje, ki vključuje interakcijo med zemljino in deformabilnim rezervoarjem

Celotno dušenje za konvekcijsko komponento za vse tipe rezervoarjev je $\xi = 0,5 \%$.

Priporočene vrednosti za impulzivno in vertikalno komponento so podane v grafih 3a-4c. Če hočemo upoštevati še interakcijo med temeljem in rezervoarjem, moramo izračunati efektivno vrednost dušenja, kjer je:

$$\xi_f = \xi_s + \frac{\xi_m}{\left(\frac{\check{T}_f}{T_f}\right)^3}, \quad (2.31)$$

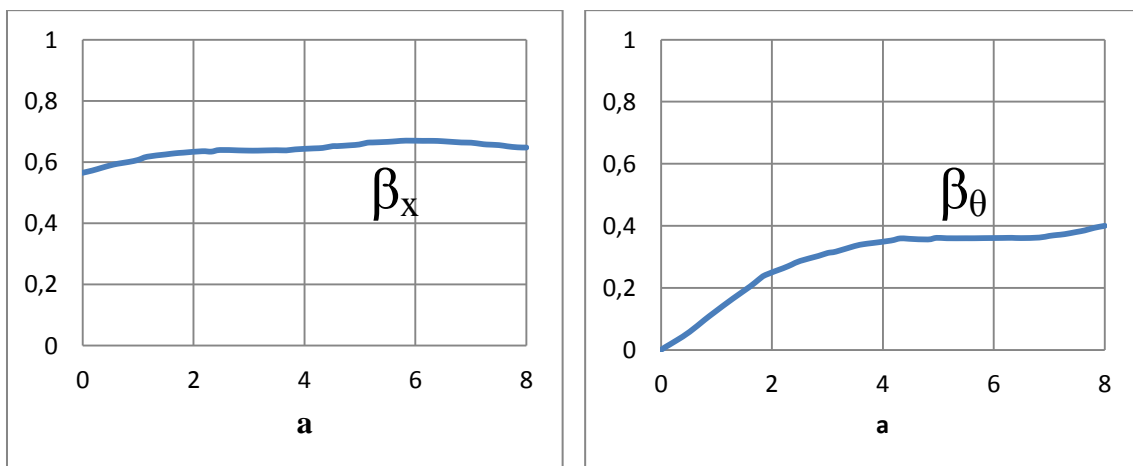
ξ_s dušenje temeljev, ki vključuje dušenje materiala in radialno dušenje,

ξ_m dušenje materiala v rezervoarju,

$$\xi_s = \frac{2 \cdot \pi^2 \cdot m_f \cdot a}{k_x \cdot \check{T}_f^2} \cdot \left(\frac{\beta_x}{\alpha_x} + \frac{K_x \cdot h_f^2 \cdot \beta_\theta}{K_\theta \cdot \alpha_\theta} \right), \quad (2.32)$$

β_x, β_θ brezdimenzijska faktorja (graf 19) za translatorno dušenje in za dušenje zaradi zibanja (»rocking«).

Brez dimenzijska faktorja β_x in β_θ za vrednosti $\nu = 0,33$ sta prikazana na grafu 19.



Graf 19: Brez dimenzijska faktorja β_x in β_θ [5]

2.1.7 Valovanje

2.1.7.1 Maksimalna višina valovanja

Za določitev višine valovanja je potrebno uporabiti najmanj prvi dve nihajni obliki pri elastičnem odzivu (duktilnost $\mu = 1,0$) in ju ustrezno kombinirati (koren vsote kvadratov). Pri rezervoarjih brez strehe mora biti višina prostega roba enaka najmanj višini maksimalnega valovanja. Maksimalna višina valovanja (v vertikalni smeri) se določi s pomočjo konvekcijske komponente:

$$d_{max} = R \cdot \sqrt{[0,84 \cdot C_d(T_1)]^2 + [0,07 \cdot C_d(T_2)]^2} \quad (2.33)$$

R polmer rezervoarja,

$C_d(T_1)$ vrednost horizontalnega projektnega vpliva prve nihajne oblike konvekcijske komponente (faktor duktilnosti $\mu = 1,0$ in dušenje $\zeta = 0,5 \%$),

$C_d(T_2)$ vrednost horizontalnega projektnega vpliva druge nihajne oblike konvekcijske komponente (faktor duktilnosti $\mu = 1,0$ in dušenje $\zeta = 0,5 \%$).

2.1.7.2 Pritiski na streho rezervoarja

Če je višina prostega roba manjša od maksimalne višine valovanja (d_{max}), bo tekočina zaradi valovanja povzročila hidrodinamične pritiske na streho rezervoarja.

Celoten pritisk je rezultat trka valov in vzgona, ki ga povzroča tekočina. Celoten pritisk je podan s spodnjo enačbo:

$$p_r = p_b + c_s \cdot \bar{u}^2 \frac{\gamma_l}{2 \cdot g}, \quad (2.34)$$

$$p_b = \gamma_l \cdot h_r, \quad (2.35)$$

$$\bar{u} = \frac{2 \cdot \pi}{T_1} d_{max}, \quad (2.36)$$

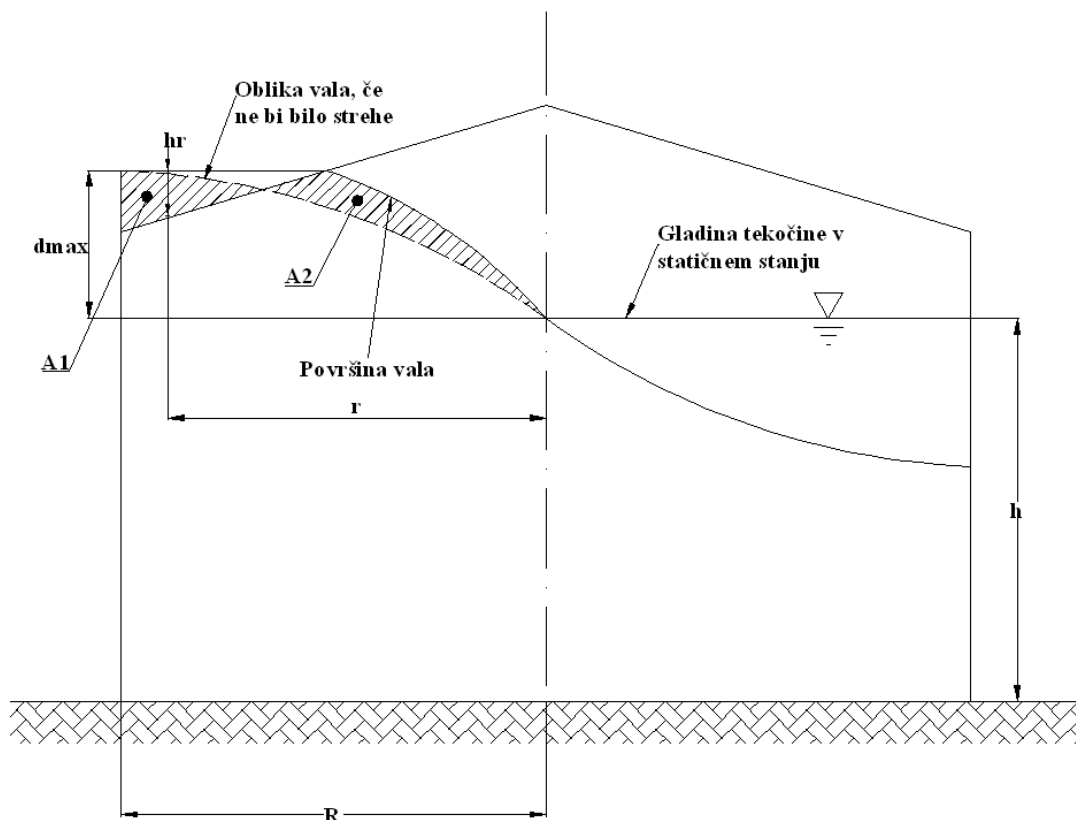
kjer je:

p_b pritisk zaradi vzgona tekočine,

c_s koeficient zaradi trka valov (največja vrednost je 5,0),

\bar{u} hitrost valov,

h_r se določi v skladu s korakom 5 v postopku za določitev celotnih pritiskov v strehi rezervoarja zaradi valovanja.



Slika 12: Oznake za določitev pritiskov zaradi vzgona

Površina $A_1=A_2$.

Postopek za določitev celotnih pritiskov v strehi rezervoarja zaradi valovanja:

1. Določi vrednost d_{max} s pomočjo enačbe 2.33; d_{max} predstavlja vertikalno razdaljo med statično višino tekočine in najvišjo vrednostjo kosinusne krivulje vala (predpostavimo kosinusni potek vala pri prvi nihajni obliki),
2. določi površino A_1 s predpostavko, da je ta površina v obliki trikotnika,
3. modificiraj kosinusno krivuljo tako, da bo površina A_2 enaka A_1 (grafični proces),
4. nariši linijo, ki povezuje vrhova površin A_1 in A_2 ,
5. določi h_r pri kateremkoli radiju r ($r \in [0,R]$),
6. določi p_b s pomočjo izraza $p_b = \gamma_l \cdot h_r$.

Vrednost pritiskov p_b je največja, ko je h_r največji t.j. pri $r = R$ oz. ob steni rezervoarja.

2.2 NOTRANJE SILE

Zaradi tega, ker zanemarimo vpliv višjih nihajnih oblik pri izračunu notranjih sil, uporabimo konservativni pristop pri kombinaciji različnih komponent za izračun prečnih sil in momentov. Pri vitkih rezervoarjih lahko višje nihajne oblike močno vplivajo na velikost notranjih sil, zato moramo višje oblike upoštevati. Celoten doprinos višjih nihajnih oblik k notranjim silam za razmerja $h/R < 3$ je manjši od 10 %.

Priporočljivo je, da se za določitev celotne impulzivne komponente (upoštevanje togega in deformabilnega rezervoarja) uporabi direktna vsota. Za kombinacijo impulzivne in konvekcijske pa koren vsote kvadratov (SRSS-square root of sum squares).

2.2.1 Prečne sile

Spodnje enačbe določajo prečne sile tik nad dnom rezervoarja (v steni) zaradi horizontalnega vznukanja tal. Sile so odvisne od velikosti posameznih mas (toga impulzivna, deformabilna impulzivna ter konvekcijska masa), ki opisujejo hidrodinamične vplive na rezervoar zaradi potresa.

$$V_r = C_d(\check{T}_0) \cdot [m_0 - m_f] \cdot g \quad \text{toga impulzivna komponenta,} \quad (2.37)$$

$$V_f = C_d(\check{T}_f) \cdot [m_f + m_w + m_t] \cdot g \quad \text{deformabilna impulzivna komponenta,} \quad (2.38)$$

$$V_1 = C_d(T_1) \cdot m_1 \cdot g \quad \text{konvekcijska komponenta.} \quad (2.39)$$

Kombinacija:

$$V = \sqrt{(V_r + V_f)^2 + V_1^2}, \quad (2.40)$$

kjer je:

\check{T}_0 nihajni čas impulzivne komponente za tog rezervoar (ali za drugo nihajno obliko pri deformabilnem rezervoarju), kjer upoštevamo interakcijo med rezervoarjem in zemljino (enačba 2.20). Pri togih temeljnih tleh je $\check{T}_0 = 0$,

\check{T}_f čas prve nihajne oblike za impulzivno komponento deformabilnega rezervoarja, ki vključuje interakcijo z zemljino (enačba 2.19). Za tog rezervoar je $\check{T}_f = \check{T}_0$ in $m_f = 0$,

T_1 čas prve nihajne oblike za konvekcijsko komponento (enačba 2.16),

m_0 celotna impulzivna masa za tog rezervoar,

m_f deformabilna impulzivna masa,

m_r toga impulzivna masa pri deformabilnem rezervoarju $m_r = m_0 - m_f$,

m_1 konvekcijska masa,

m_w masa stene rezervoarja,

m_t masa strehe rezervoarja,

g zemeljski pospešek.

2.2.2 Momenti

2.2.2.1 Moment tik nad dnom rezervoarja (v steni)

$$M_r = C_d(\check{T}_0) \cdot [m_0 - m_f] \cdot g \cdot h_0 \quad \text{toga impulzivna komponenta,} \quad (2.41)$$

$$M_f = C_d(\check{T}_f) \cdot [m_f \cdot h_f + m_w \cdot h_w + m_t \cdot h_t] \cdot g \quad \text{deformabilna impulzivna komponenta,} \quad (2.42)$$

$$M_1 = C_d(T_1) \cdot m_1 \cdot g \cdot h_1 \quad \text{konvekcijska komponenta.} \quad (2.43)$$

Kombinacija:

$$M_{OT} = \sqrt{(M_r + M_f)^2 + M_1^2}, \quad (2.44)$$

kjer je:

h_w višina do težišča mase stene rezervoarja,

h_t višina do težišča mase strehe rezervoarja.

2.2.2.2 Prevrnitveni moment

Prevrnitveni moment se izračuna s pomočjo spodnjih formul:

$$M'_r = C_d(\check{T}'_0) \cdot [m_0 - m_f] \cdot g \cdot h'_0 \quad \text{toga impulzivna komponenta,} \quad (2.45)$$

$$M'_f = C_d(\check{T}'_f) \cdot [m_f \cdot h'_f + m_w \cdot h'_w + m_t \cdot h'_t] \cdot g \quad \text{deformabilna impulzivna komponenta,} \quad (2.46)$$

$$M'_1 = C_d(T_1) \cdot m_1 \cdot g \cdot h'_1 \quad \text{konvekcijska komponenta.} \quad (2.47)$$

Kombinacija:

$$M'_{OT} = \sqrt{(M'_r + M'_f)^2 + M_1'^2}, \quad (2.48)$$

kjer je:

h'_0 višina toge impulzivne mase za prevrnitveni moment, ki je odvisen od pritiskov na steno in dno rezervoarja,

h'_f višina za prvo nihajno obliko deformabilne impulzivne mase za prevrnitveni moment, ki je odvisen od pritiskov na steno in dno rezervoarja,

h'_1 višina za prvo nihajno obliko konvekcijske mase za prevrnitveni moment, ki je odvisen od pritiskov na steno in dno rezervoarja.

2.3 ANALIZA REZERVOARJA

Ta del poda pravila za določanje napetosti in deformacij zaradi hidrodinamičnih pritiskov definiranih v točkah 2.1 in 2.2.

2.3.1 Metoda kombiniranja napetosti

Napetosti, ki jih moramo določiti v pokončnih cilindričnih rezervoarjih, so odvisne od:

- obodnih sil in upogibnih momentov,
- osnih membranskih napetosti in nateznih napetosti v dnu rezervoarja,
- strižnih napetosti v stenah.

Za kombinacijo vplivov zaradi horizontalne impulzivne, horizontalne konvekcijske in vertikalne komponente se uporabi koren vsote kvadratov, pri čemer kombiniramo maksimalne vrednosti posameznih komponent.

Pri deformabilnih rezervoarjih se za kombinacijo med togo in deformabilno impulzivno komponento upošteva direktna vsota.

$$f_{zr} = \frac{N_{zr}}{t} \pm \frac{6 \cdot M_{zr}}{t^2} \quad \text{toga impulzivna komponenta,} \quad (2.49)$$

$$f_{zf} = \frac{N_{zf}}{t} \pm \frac{6 \cdot M_{zf}}{t^2} \quad \text{deformabilna impulzivna komponenta,} \quad (2.50)$$

$$f_{z1} = \frac{N_{z1}}{t} \pm \frac{6 \cdot M_{z1}}{t^2} \quad \text{konvekcijska komponenta 1. nihajne oblike,} \quad (2.51)$$

$$f_{zv} = \frac{N_{zv}}{t} \pm \frac{6 \cdot M_{zv}}{t^2} \quad \text{vertikalna impulzivna komponenta.} \quad (2.52)$$

Rezultanta napetosti:

$$f_{ze} = \sqrt{(f_{zi}^2 + f_{z1}^2 + f_{zv}^2)}, \quad (2.53)$$

$$f_{zi} = f_{zr} + f_{zf}, \quad (2.54)$$

kjer je:

M_{zr} maksimalni impulzivni moment pri togem rezervoarju na enoto dolžine,

M_{zf} maksimalni impulzivni moment pri deformabilnem rezervoarju na enoto dolžine,

M_{z1} maksimalni konvekcijski moment prve nihajne oblike na enoto dolžine,

M_{zv} maksimalni vertikalni impulzivni moment na enoto dolžine,

N_{zr} maksimalna impulzivna osna sila pri togem rezervoarju na enoto dolžine,

N_{zf} maksimalna impulzivna osna sila pri deformabilnem rezervoarju na enoto dolžine,

N_{z1} maksimalna konvekcijska osna sila prve nihajne oblike na enoto dolžine,

N_{zv} maksimalna vertikalna impulzivna osna sila na enoto dolžine.

2.3.2 Izračun napetosti in deformacij

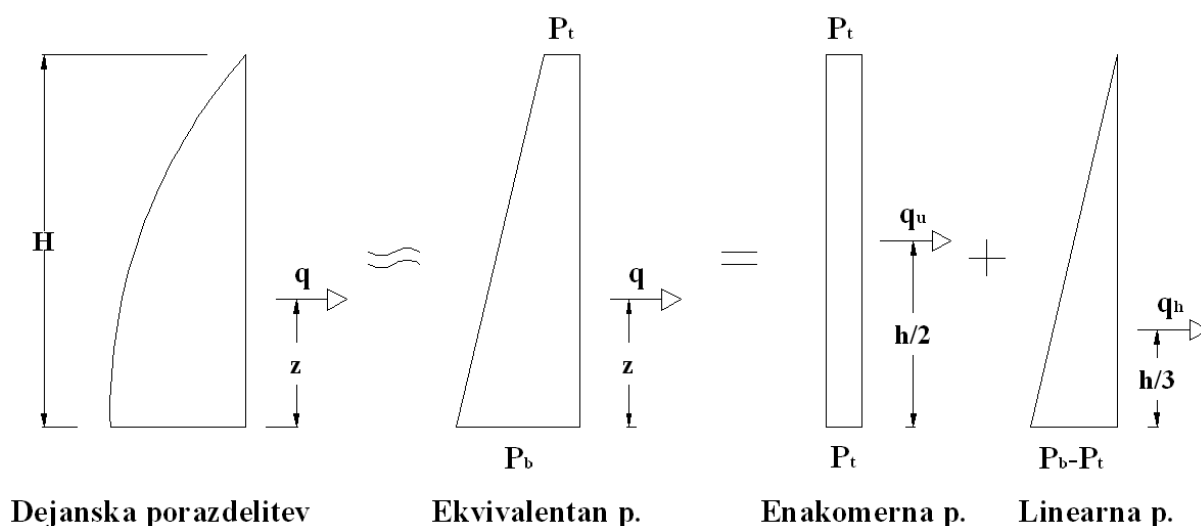
2.3.2.1 Natančna analiza (rezervoarji s konstantno debelino stene po višini)

Natančna analiza pritiskov je definirana v točki 2.1.2. Notranje obodne sile in momenti se lahko izračunajo ob predpostavki, da so pritiski enakomerno porazdeljeni po obodu. Pri izračunu vzamemo maksimalne vrednosti za pritiske, kar pomeni, da jih računamo v smeri delovanja potresa ($\theta = 0$). Za to analizo se uporabijo brezdimenzijski diagrami, ki so podani v točki 2.5.

2.3.2.2 Približna metoda (rezervoarji s spreminjajočo debelino stene po višini)

Dejanski potek pritiskov (v obliki kosinusne krivulje) se poenostavi v linearno porazdelitev. Upošteevamo najbolj neugodno delovanje potresa, zato pritiske izračunamo v smeri delovanja potresa ($\theta = 0$).

Poenostavljena porazdelitev pritiskov:



Slika 13: Poenostavitev porazdelitve pritiskov

Za izračun pritiskov uporabimo notranje sile, ki se jih izračuna v skladu s točko 2.2. Maksimalna notranja sila na enoto dolžine se lahko izračuna s pomočjo kotelne formule:

$$q = \frac{V}{\pi \cdot R} \quad (2.55)$$

Ekvivalentna linearna porazdelitev se nato izračuna:

$$q = q_u + q_h = (p_t + p_b) \cdot \frac{h}{2} \quad (2.56)$$

Kjer q_u in q_h predstavljata enakomerno in linearno porazdelitev pritiskov. Pri izračunu momentov na steno rezervoarja tik nad dnom se enačba 2.56 preoblikuje v:

$$q \cdot h = q_u \cdot \frac{h}{2} + q_h \cdot \frac{h}{3} = (2 \cdot p_t + p_b) \cdot \frac{h}{6} \quad (2.57)$$

2.3.3 Prevrnitveni efekt

2.3.3.1 Rezervoarji, ki se ne dvignejo

2.3.3.1.1 Osne napetosti v steni rezervoarja

To so rezervoarji, ki so primerno sidrani v temelj ali rezervoarji, katerih moment, ki preprečuje prevrnitev M_R je večji od prevrnitvenega momenta M_{OT} .

Rezervoarje, ki niso sidrani v temelj, je potrebno preveriti na morebitni dvig pri potresnem projektne stanju. Prevrnitveni moment se lahko izračuna v skladu s točko 2.2.2.

$$M_{OT} = \sqrt{[(m_0 - m_f)h_0 C_d(\check{T}_0)g + (m_f h_f + m_w h_w + m_t h_t) C_d(\check{T}_f)g]^2 + (m_1 h_1 C_d(T_1)g)^2}. \quad (2.58)$$

Simboli, ki nastopajo v zgornji enačbi, so definirani v točki 2.2. Potrebno je biti pozoren pri impulzivni komponenti, saj sta komponenti, ki opisujeta odziv deformabilnega in togega rezervoarja podani skupaj kot direktna vsota, ki se potem po metodi SRSS kombinira skupaj s konvekcijsko komponento. Za tog rezervoar je $m_f = 0$, zato se impulzivna komponenta poenostavi v $(m_w \cdot h_w + m_t \cdot h_t + m_0 \cdot h_0) \cdot C_d(\check{T}_0) \cdot g$.

Moment, ki preprečuje prevrnitev, se izračuna s pomočjo spodnje enačbe:

$$M_R = (m_w + m_t) \cdot g \cdot R. \quad (2.59)$$

Za rezervoarje, ki se ne dvignejo, se lahko dodatne napetosti in deformacije zaradi prevrnitvenega momenta izračuna pod predpostavko, da se rezervoar obnaša kot konzolni nosilec.

Dodatne napetosti zaradi prevrnitvenega momenta:

$$f_{zp} = \frac{M_{OT}}{Z_T}, \quad (2.60)$$

$$Z_T = \pi \cdot R_m^2 \cdot t, \quad (2.61)$$

kjer je:

Z_T plastični odpornostni moment lupine rezervoarja.

$$\text{Opomba: } Z_T = W_{pl} = D^3 \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{2 \cdot t_w}{D} \right)^3 \right] \cdot \frac{1}{6} \approx D^2 \cdot t_w \approx \pi \cdot R^2 \cdot t_w,$$

kjer je:

R_m glavni radij rezervoarja,

t debelina stene tik nad dnom rezervoarja.

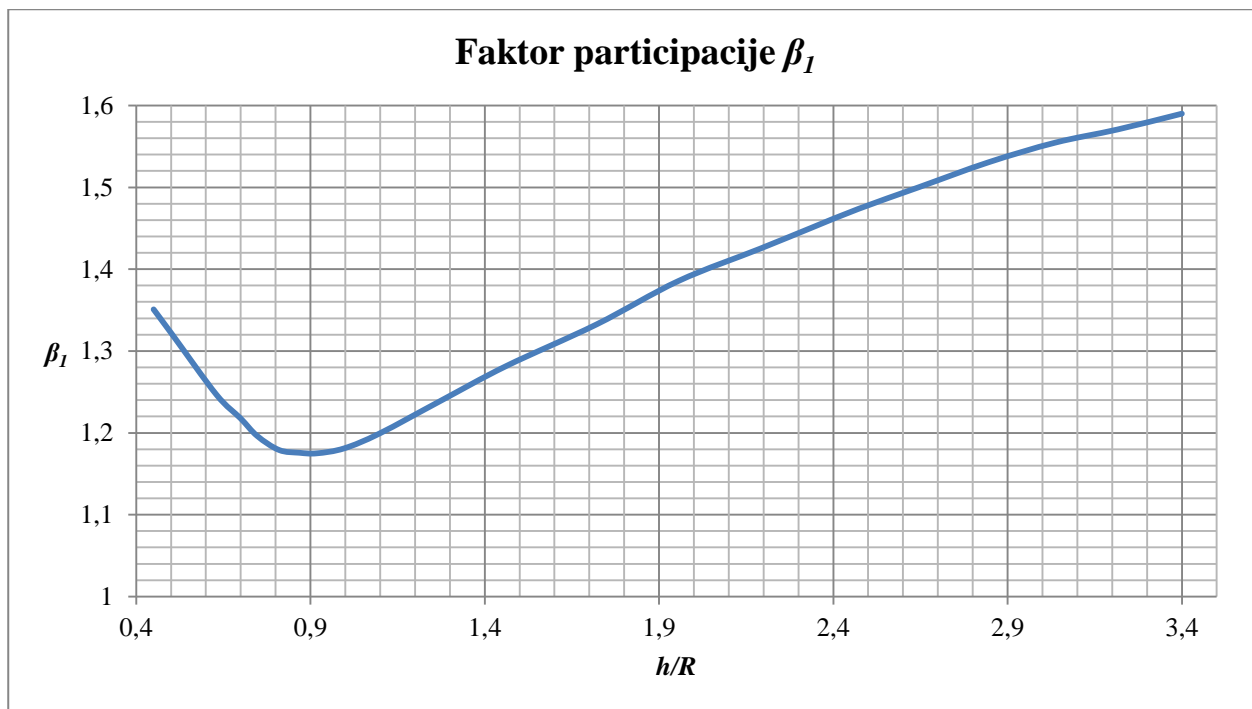
2.3.3.1.2 Deformacije

Maksimalen pomik na vrhu rezervoarja zaradi prevrnitvenega momenta (zanemarimo vpliv interakcije med zemljino in rezervoarjem) se lahko konservativno izračuna po spodnji formuli:

$$|u|_{max} \approx \beta_1 \cdot C_d(T_f) \cdot g \cdot \left(\frac{T_f}{2 \cdot \pi}\right)^2, \quad (2.62)$$

T_f nihajni čas deformabilnega rezervoarja na togih temeljih s faktorjem duktilnosti $\mu = 1,25$,

β_1 faktor participacije osnovne nihajne oblike, ki se ga razbere s pomočjo spodnjega grafa.



Graf 20: Vrednost faktorja β_1 (Clough in Niwa, 1979 [1, str. 94])

2.3.3.2 Rezervoarji, ki se dvignejo

Če je prevrtni moment M_{OT} (enačba 2.58) večji kot M_R , se bo pojavil dvig rezervoarja. Primarna posledica dviga so povečane tlačne napetosti v lupini. Pri zadostnem dvigu se lahko pojavi plastični členek v okolici stikovanja dna in stene rezervoarja.

Del vsebine, ki je nad dvignjenim delom rezervoarja pomaga stabilizirati rezervoar. Večji kot je prevrtni moment M_{OT} , večji del se bo moral aktivirati za to, da bo rezervoar stabilen (večja širina dvignjenega dela).

Moment, ki nasprotuje dvigu:

$$M_R = W_s \cdot kR + W_f \cdot (R - r), \quad (2.63)$$

W celotna teža tekočine,

W_f teža tekočine v območju, kjer se rezervoar ne dvigne,

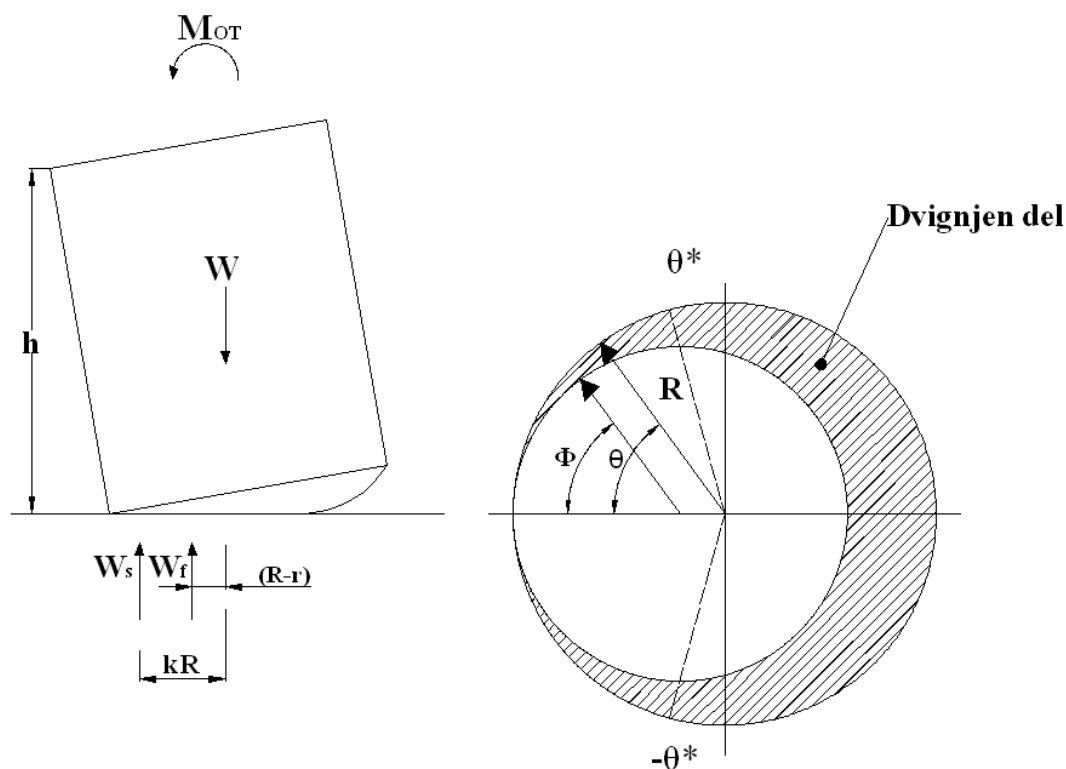
W_w teža strehe in stene rezervoarja,

$W_s = W + W_w - W_f$ teža tekočine nad dvignjenim delom rezervoarja (dodatna tlačna reakcija, ki deluje na steno rezervoarja, zaradi prevrnitvenega momenta M_{OT}),

R polmer rezervoarja,

kR razdalja od središča rezervoarja do tlačne reakcije W_s ,

θ^* kot, ki definira lok dna rezervoarja v kontaktu s temeljem.



Slika 14: Dvignjen del rezervoarja

Moment, ki nasprotuje dvigu, se izračuna po iterativnem postopku:

I. predpostavimo vrednost $\tau = r/R$, (2.64)

II. izračunamo $\theta^* = \arctan\left(\frac{\tau}{1-\tau}\right)$, (2.65)

III. izračunamo $k = \frac{2}{\theta^{*2}} (1 - \cos\theta^*)$, (2.66)

IV. izračunamo $M_R = R \cdot W \left[k \cdot \left(1 + \frac{W_w}{W} \right) + (1 - k) \cdot \tau^2 - \tau^3 \right]$, (2.67)

V. prilagodi τ dokler ni $M_R \approx M_{OT}$.

2.3.3.2.1 Osne napetosti v steni rezervoarja

Maksimalna osna napetost se izračuna s pomočjo spodnjega izraza:

$$f_{max} = \frac{C \cdot W_s}{R \cdot \theta^* \cdot t} C_F, \quad (2.68)$$

$$W_s = W + W_w - W_f = W \cdot \left(1 + \frac{W_w}{W} - \tau^2\right), \quad (2.69)$$

kjer je:

C faktor togosti temeljev $C = 1,0$ za toge temelje,

$C = 0,5$ za deformabilne temelje,

CF faktor kalibracije ($CF = 2,5$).

2.3.3.2.2 Obodne napetosti v dnu rezervoarja

Vrednost obodne napetosti v dnu zaradi dviga rezervoarja je podana s spodnjo enačbo:

$$f_{rb} = \frac{1}{t_b} \cdot \left[\frac{2 \cdot \bar{E} \cdot t_b \cdot p_0^2 \cdot R^2 \cdot (1 - \tau)^2}{3} \right]^{\frac{1}{3}}, \quad (2.70)$$

$$\bar{E} = \frac{E}{(1 - \nu^2)}, \quad (2.71)$$

kjer je:

t_b debelina dna rezervoarja v območju dviga,

E modul elastičnosti,

ν Poissonovo število,

p_0 hidrostatični pritisk na dnu rezervoarja.

2.3.3.2.3 Dvig rezervoarja

Dvig se izračuna s pomočjo spodnje formule:

$$\nu = \frac{1}{C} \cdot \left[\frac{f_{yb} \cdot t_b^2}{6 \cdot N_x} + \frac{p_0 \cdot L_b}{N_x} \cdot \left[\frac{L_b}{2} - \sqrt{\left(\frac{\bar{E} \cdot t_b^3}{12 \cdot N_x} \right)} \right] \right], \quad (2.72)$$

$$N_x = f_{rb} \cdot t_b, \quad (2.73)$$

$$L_b = 2 \cdot R \cdot (1 - \tau). \quad (2.74)$$

f_{yb} napetost na meji tečenja dna rezervoarja,

C faktor togosti temeljev definiran v točki 2.3.3.2.1,

f_{rb} obodna napetost v dnu rezervoarja (točka 2.3.3.2.2) za faktor duktilnosti $\mu = 1,25$,

τ definirano v točki 2.3.3.2 za faktor duktilnosti $\mu = 1,25$,

ν višina dviga rezervoarja,

L_b širina dvignjenega dela.

2.4 KONTROLE

2.4.1 Obtežna kombinacija za potresno projektno stanje

Obtežna kombinacija je sestavljena iz stalne, spremenljive ter potresne obtežbe:

$$A_{Ed} = G + Q + E_u, \quad (2.75)$$

kjer je:

G obtežba zaradi stalne teže rezervoarja,

Q obtežba zaradi vsebine rezervoarja,

E_u obtežba zaradi potresnega vpliva (MSN).

Za mejno stanje poškodb ni potresne obtežne kombinacije, saj ne moremo zagotavljati velikih redukcij elastičnih sil (faktor obnašanja μ je majhen).

2.4.2 Stabilnost rezervoarjev

2.4.2.1 Omejitve sidranja

Pri velikih rezervoarjih je majhna verjetnost prevrnitve pri potresu, saj je potrebno veliko energije, da se rezervoar lahko prevrne.

Rezervoarji morajo biti sidrani, če je izpolnjena katera od naslednjih dveh neenačb:

$$\frac{H}{R} > \frac{2}{C_d(\check{T}_f)}, \quad (2.76)$$

$$R < [C(0)]^2 \cdot \frac{H}{R}, \quad (2.77)$$

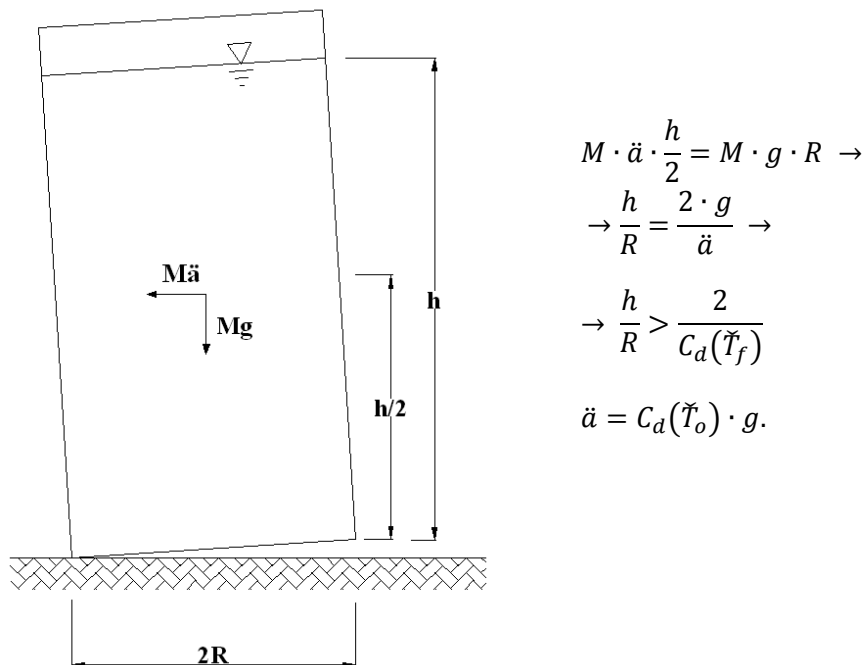
kjer je:

$C_d(\check{T}_f)$ potresni vpliv za prvo nihajno obliko impulzivne komponente za horizontalno projektno stanje, ki vključuje interakcijo z zemljino za faktor duktilnosti $\mu = 1,25$,

$C(0)$ koeficient odvisen od stopnje tveganja za čas $T = 0$, kjer se uporabi modalni spekter odziva.

Ishiyama (1984) je dokazal, da pride pri togih rezervoarjih do prevrnitve samo pri prekoračenih maksimalnih pospeških temeljnih tal \ddot{a}_0 . Pospešek mora biti dovolj velik da povzroči zibanje rezervoarja («rocking motion») in povzroči dovolj energije da pride do prevrnitve. Ampak ker so v splošnem rezervoarji deformabilni, je maksimalni pospešek odziva (\ddot{a}) bolj pomemben za začetek zibanja kot maksimalni pospešek temeljnih tal (\ddot{a}_0).

Slika 15 prikazuje poenostavljen model s katerim določimo, ali je sidranje potrebno ali ne. Predpostavljeno je, da se rezervoar dvigne čez celoten premer (slika 15), brez porušitve materiala. Ta predpostavka da konservativne vrednosti.



Slika 15: Začetek zibanja pri togem rezervoarju

2.4.2.2 Sidranje

Podani sta dve enačbi za potrebno minimalno sidrno silo na enoto dolžine za dva primera moznikov, in sicer za neduktilne in duktilne.

- neduktilni mozniki:

najmanjša sila na enoto dolžine je:

$$P = \frac{4 \cdot M_{OT}}{\pi \cdot D_{HD}^2} - W_t, \quad (2.78)$$

kjer je:

D_{HD} premer med sidrnimi vijaki,

M_{OT} prevrtnitveni moment za faktor duktilnosti $\mu = 1,25$,

W_t teža strehe in stene rezervoarja na enoto dolžine [kN/m].

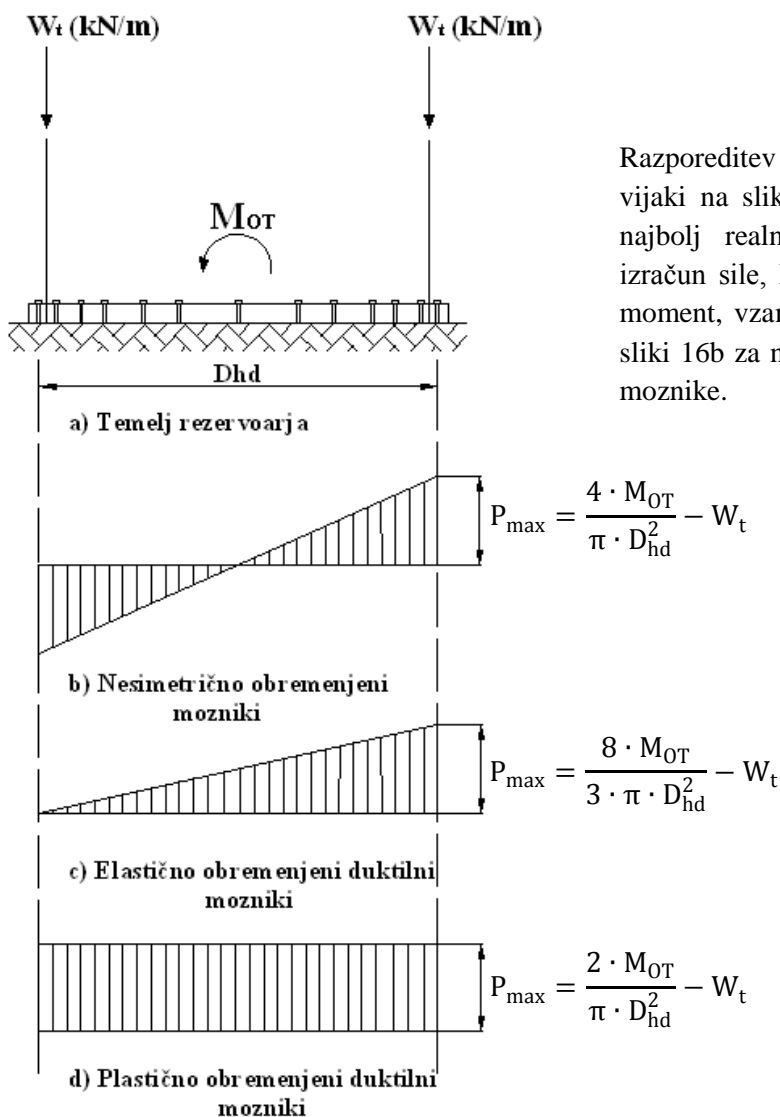
- Duktilni mozniki:

najmanjša sila na enoto dolžine je:

$$P = \frac{8 \cdot M_{OT}}{3 \cdot \pi \cdot D_{HD}^2} - W_t, \quad (2.79)$$

kjer je:

M_{OT} prevrtni moment za faktor duktilnosti $\mu = 2,0$.



Slika 16: Možni raspored sil, ki delujejo na moznike

2.4.3 Pomiki rezervoarja

2.4.3.1 Vertikalni pomiki

Maksimalni dvig rezervoarja je omejen s spodnjo neenačbo:

$$v \cdot \left(\frac{H}{2} + v \right) \leq \frac{R^2}{2}. \quad (2.80)$$

2.4.3.2 Obodne deformacije na vrhu rezervoarja

Obodne deformacije na vrhu morajo biti omejene, zaradi tega da ne pride do oviranja vertikalnih pomikov plavajoče strehe.

2.4.3.3 Zdrs rezervoarja

Če ni narejena potrebna (bolj poglobljena) študija, mora strižno silo, ki nastane zaradi potresa, ustrezno prevzeti trenje med dnom rezervoarja in tlemi.

2.4.3.4 Višina valovanja

Če rezervoar nima strehe, mora biti višina prostega roba enaka višini valovanja v skladu s točko 2.1.7.1.

Rezervoarji s streho morajo biti projektirani tako, da streha zdrži pritiske, ki jih povzroči trk valov in vzgon vsebine.

2.4.4 Omejitve napetosti v steni rezervoarja

Napetosti, ki jih povzroči obtežba, morajo biti določene v skladu z mejnim stanjem nosilnosti (MSN) za potresno projektno stanje (obtežba v skladu s točko 2.4.1).

Napetosti, ki jih povzroči obtežba za potresno projektno stanje, ne smejo biti večje od napetosti, ki povzročijo:

- izbočenje lupine v tlaku (diamantna oblika porušitve),
- elasto – plastično porušitev (slonova noga),
- izbočenje zaradi striga,
- prekoračitev napetosti na meji tečenja.

2.4.4.1 Izbočenje lupine v tlaku (diamantna oblika porušitve)

Za kontrolo izbočenja lupine v tlaku se uporabi faktor duktilnosti $\mu = 1,25$ (preglednica 7).

Vertikalna napetost, ki povzroči izbočenje, je funkcija osnih napetosti, notranjega pritiska in relativne amplitude nepopolnosti (δ/t) v steni rezervoarja. Nepopolnosti zmanjšajo dejansko nosilnost rezervoarja le na delček nosilnosti za perfektno konstrukcijo. Notranji pritisk zmanjšuje vpliv nepopolnosti, kar pomeni da se povečajo napetosti, ki so potrebne za izbočenje stene. Napetosti, ki se spreminjajo po obodu, zmanjšujejo verjetnost, da se bosta maksimalna napetost in nepopolnost pojavila na istem mestu, kar ponovno poveča odpornost proti izbočenju.

V tem primeru se zaradi notranjega pritiska poveča trdnost (elastična stabilizacija), zato zaradi varnosti vzamemo minimalni notranji pritisk, saj deluje ugodno.

Izbočenje lupine v tlaku:

$$\frac{f_m}{f_{c1}} \leq 0,19 + 0,81 \cdot \frac{f_p}{f_{c1}}, \quad (2.81)$$

f_m maksimalna vertikalna membranska tlačna napetost za rezervoar z notranjim pritiskom.

Enačba 2.81 predstavlja povečanje izbočne napetosti bolj zaradi upogiba, kot zaradi osnih tlačnih napetosti.

$$f_p = f_{c1} \cdot \sqrt{\left(1 - \left(1 - \frac{\bar{p}}{5}\right)^2 \cdot \left(1 - \left(\frac{f_0}{f_{c1}}\right)^2\right)\right)} \leq f_{c1}. \quad (2.82)$$

Enačba 2.82 predstavlja vpliv povečanja izbočnih napetosti zaradi notranjega pritiska.

$$f_{c1} = 0,6 \cdot E \frac{t}{R}, \quad (2.83)$$

f_{c1} maksimalna klasična napetost zaradi izbočenja pri idealni konstrukciji,

$$\bar{p} = \frac{p \cdot R}{t \cdot f_{c1}} \leq 5, \quad (2.84)$$

$$p_{\min} \approx p_h + \sqrt{p_i^2 + p_l^2} - p_v, \quad (2.85)$$

kjer je:

p minimalni notranji pritisk,

\bar{p} razmerje med napetostmi v obodu.

Opomba: minimalni notranji pritisk (p_{\min}) se pojavi, ko je vertikalna komponenta največja v navpični smeri delovanja potresa, kar zmanjša hidrostatični pritisk.

p_h hidrostatična komponenta pritiska,

p_i impulzivna komponenta pritiska,

p_l konvekcijska komponenta pritiska prve nihajne oblike,

p_v vertikalna komponenta pritiska.

Enačbe 2.82-2.84 opisujejo redukcijo napetosti zaradi vpliva nepopolnosti.

$$f_0 = \begin{cases} f_y \cdot \left(1 - \frac{\lambda^2}{4}\right); & \text{za } \lambda^2 = \frac{f_y}{\bar{\sigma} \cdot f_{c1}} \leq 2 \\ \bar{\sigma} \cdot f_{c1}; & \text{za } \lambda^2 = \frac{f_y}{\bar{\sigma} \cdot f_{c1}} > 2 \end{cases} \quad (2.86)$$

f_y napetost na meji tečenja,

$$\bar{\sigma} = 1 - \psi \cdot \left(\frac{\delta}{t}\right) \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{2}{\psi \cdot \left(\frac{\delta}{t}\right)}} - 1 \right], \quad (2.87)$$

δ/t razmerje med maksimalno nepopolnostjo in debelino stene,

$$\psi = 1,24,$$

$$\frac{\delta}{t} = \frac{0,06}{a} \sqrt{\frac{R}{t}}, \quad (2.88)$$

$$a = \begin{cases} 1,0 & \text{normalne konstrukcije} \\ 1,5 & \text{kvalitetne konstrukcije} \\ 2,5 & \text{zelo kvalitetne konstrukcije} \end{cases}$$

Obremenitev:

$$f_m = \sigma_{axial,sw} + \sigma_{axial,MOT} = \frac{(m_w + m_t) \cdot g}{2 \cdot \pi \cdot R \cdot t_w} + \frac{M_{OT}}{Z}, \quad (2.89)$$

kjer je:

$\sigma_{axial,sw}$ osna napetost zaradi lastne teže,

$\sigma_{axial,MOT}$ osna napetost zaradi prevrtnenega momenta M_{OT} , ki se ga določi z enačbo 2.58,

m_w lastna teža lupine,

m_t lastna teža strehe,

Z odpornostni moment rezervoarja ($Z = \pi \cdot R^2 \cdot t_w$).

2.4.4.2 Elasto – plastična porušitev (slonova noga)

Za kontrolo elasto – plastične porušitve se uporabi faktor duktilnosti $\mu = 2,0$ (preglednica 7).

V spodnjem delu je rezervoar podvržen dvoosnemu napetostnemu stanju, in sicer obodnim nateznim napetostim in vertikalnim tlačnim napetostim (v najslabši možni situaciji). Radialne deformacije zaradi notranjega pritiska povzročajo dodatne ekscentričnosti, kar lahko privede do porušitve v obliki slonove noge.

Notranji pritisk v tem primeru zmanjša trdnost materiala (plastična destabilizacija), zato vzamemo maksimalno vrednost notranjega pritiska.

Nosilnost se izračuna s pomočjo spodnjega izraza:

$$f_m \leq f_{c1} \left[1 - \left(\frac{p \cdot R}{t \cdot f_y} \right)^2 \right] \cdot \left(1 - \frac{1}{1,12 + s^{1,5}} \right) \cdot \left(\frac{s + f_y/250}{s + 1} \right), \quad (2.90)$$

$$s = \frac{R/t}{400}, \quad (2.91)$$

$$p_{\max} = p_h + \sqrt{p_i^2 + p_1^2 + p_v^2}, \quad (2.92)$$

kjer je:

f_y napetost na meji tečenja v MPa,

p **maksimalni notranji pritisk.**

Opomba: maksimalni notranji pritisk se pojavi, ko je vertikalna komponenta največja v navpični smeri delovanja potresa.

Obremenitev se izračuna s pomočjo enačbe 2.89. Paziti je potrebno, da se vzame ustrezen faktor duktilnosti.

2.4.4.3 Napetosti na meji tečenja

Zmanjšana napetost na meji tečenja $\Phi \cdot f_y$ nam da zgornjo mejo dovoljenih napetosti v vertikalni in obodni smeri. Napetost na meji tečenja zmanjšamo zaradi hkratnega delovanja obodnih napetosti, vertikalnih osnih napetosti in upogibnega momenta.

Kontrole:

- $f_m < \Phi \cdot f_y,$
 - $f_h < \Phi \cdot f_y,$
 - $f_b < \Phi \cdot f_y,$
- (2.93)

f_m vertikalna membranska tlačna napetost,

f_h obodna membranska napetost,

f_b napetost zaradi vertikalnega upogibnega momenta v steni na površini.

2.4.4.3.1 Maksimalna natezna obodna napetost

Maksimalna natezna obodna napetost mora biti manjša od natezne trdnosti materiala:

$$f_{h,max} < f_y, \quad (2.94)$$

f_{max} maksimalna natezna obodna napetost, ki se jo določi z enačbo 2.113,

f_y napetost na meji tečenja materiala.

2.4.4.3.2 Maksimalna upogibna napetost

Maksimalna upogibna napetost mora biti manjša od natezne trdnosti materiala:

$$f_{b,max} < f_y, \quad (2.95)$$

$f_{b,max}$ maksimalna upogibna napetost, ki se jo določi z enačbo 2.120.

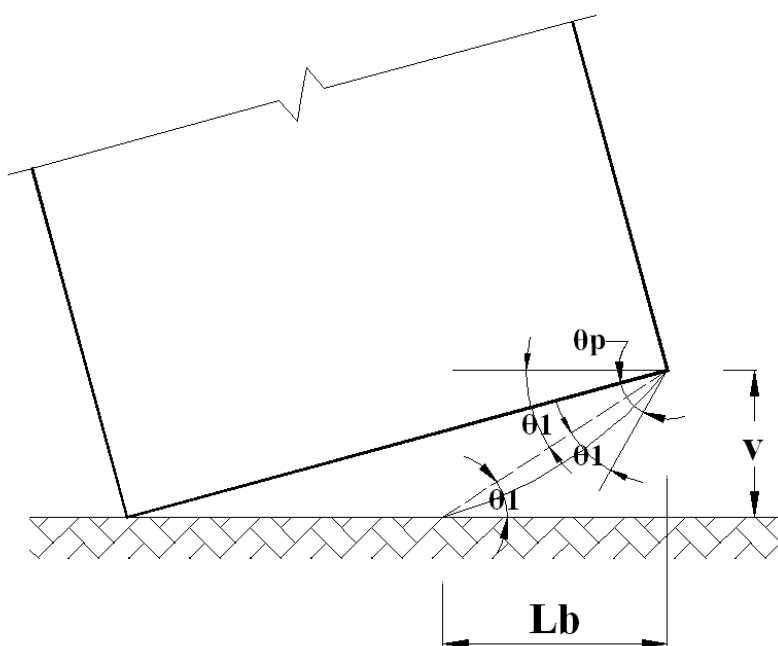
2.4.5 Dno rezervoarja

Debelina dna mora biti manjša od debeline stene rezervoarja, zato da v steni ne pride do tečenja materiala.

Če je možen dvig, potem mora biti debelina dvignjenega dela konstantna (v območju kjer do dviga ne pride, je po navadi lahko debelina dna manjša).

Pri dvigu rezervoarja se pojavi dvoosno napetostno stanje, zato moramo znižati efektivno napetost na meji tečenja f_y na konservativno radialno napetost $0,6f_y$.

Rotacijo dna rezervoarja moramo omejiti na 0,20 radiana, zato da se izognemo lomu materiala.



Slika 17: Rotacija dna rezervoarja

Rotacija dna rezervoarja:

$$\theta_p = \left(\frac{2 \cdot v}{L_b} - \frac{v}{2 \cdot R} \right) \leq 0,20 \text{ rad.} \quad (2.96)$$

Širno dvignjenega dela L_b se določi z enačbo 2.74, višino dviga pa z enačbo 2.72.

Če je rotacija prekoračena, lahko povečamo debelino dna in s tem zmanjšamo dvig rezervoarja pri enaki širini dvignjenega dela L_b (slika17). Če je dno debelejše od stene, potem moramo rezervoar sidrati, zato da do dviga ne pride.

Minimalne debeline stene rezervoarja so podane v preglednici 9.

Preglednica 9: Nominalna debelina lupin

Premer rezervoarja [m]	Minimalna debelina lupine [mm]
<15	5
15-36	6
36-60	8
>60	10

Minimalne debeline so določene zaradi konstrukcijskih zahtev in lahko vključujejo tudi povečano debelino zaradi vpliva korozije.

Maksimalna debelina lupine je 40 mm.

2.5 BREZDIMENZIJSKI DIAGRAMI ZA DOLOČITEV OBODNIH SIL, MOMENTOV TER NAPETOSTI PRI KONSTANTNI DEBELINI STENE

Ta del vsebuje brezdimenzijsko metodo za določitev obodnih sil $N_{\theta nj}$ in vertikalnega upogibnega momenta M_{znj} za impulzivno, konvekcijsko, vertikalno ter hidrostatično komponento. S pomočjo teh notranjih sil lahko izračunamo napetosti v rezervoarju zaradi potresne obtežbe.

Obodna sila je podana kot:

$$N_{\theta j} = N_{\theta nj} \cdot R \cdot P_j, \quad (2.97)$$

$j = h, l, ir, if, v$; (za hidrostatično, konvekcijsko, togo impulzivno, deformabilno impulzivno in vertikalno komponento).

Vertikalni upogibni moment:

$$M_{zj} = M_{znj} \cdot R \cdot P_j \cdot t, \quad (2.98)$$

$j = h, l, ir, if, v$; (za hidrostatično, konvekcijsko, togo impulzivno, deformabilno impulzivno in vertikalno komponento)

R polmer rezervoarja,

t debelina stene rezervoarja,

P_j reprezentativni pritisk odvisen od j -te komponente.

Za hidrostatično komponento je reprezentativni pritisk na dnu rezervoarja:

$$P_h = \gamma_l \cdot h. \quad (2.99)$$

Za impulzivno komponento je maksimalni pritisk (enačba 2.9) na dnu ($z = 0$) pri kotu $\theta = 0$:

$$P_i = p_i(0,0) = q_0(0) \cdot C_d(\check{T}_0) \cdot \gamma_l \cdot R, \quad (2.100)$$

$q_0(0)$ se določi s pomočjo grafa 6.

Za konvekcijsko komponento je maksimalni pritisk (enačba 2.10) na vrhu ($z = h$) pri kotu $\theta = 0$:

$$P_c = p_c(H,0) = 0,837 \cdot C_d(T_l) \cdot \gamma_l \cdot R. \quad (2.101)$$

Obodne sile in napetosti:

I. hidrostatična komponenta

$$N_{\theta h} = N_{\theta nh} \cdot R \cdot \gamma_l \cdot H. \quad (2.102)$$

$$\text{Napetosti: } f_{hh} = N_{\theta h} / t, \quad (2.103)$$

II. konvekcijska komponenta (1. nihajna oblika)

$$N_{\theta 1} = 0,837 \cdot N_{\theta n1} \cdot R \cdot C_d(T_1) \cdot \gamma_l \cdot R. \quad (2.104)$$

$$\text{Napetosti: } f_{h1} = N_{\theta 1} / t, \quad (2.105)$$

III. toga impulzivna komponenta

$$N_{\theta ir} = N_{\theta nir} \cdot R \cdot q_0(0) \cdot C_d(\check{T}_0) \cdot \gamma_l \cdot R. \quad (2.106)$$

$$\text{Napetosti: } f_{hir} = N_{\theta ir} / t, \quad (2.107)$$

IV. deformabilna impulzivna komponenta

$$N_{\theta if} = N_{\theta nir} \cdot R \cdot q_0(0) \cdot C_d(\check{T}_f) \cdot \gamma_l \cdot R. \quad (2.108)$$

$$\text{Napetosti: } f_{hif} = N_{\theta if} / t, \quad (2.109)$$

V. vertikalna komponenta

$$N_{\theta v} = N_{\theta nh} \cdot R \cdot C_d(\check{T}_v) \cdot \gamma_l \cdot H = N_{\theta h} \cdot C_d(\check{T}_v). \quad (2.110)$$

$$\text{Napetosti: } f_{hv} = N_{\theta v} / t. \quad (2.111)$$

Kombinacija obodnih dinamičnih komponent:

$$N_{\theta} = \sqrt{N_{\theta i}^2 + N_{\theta 1}^2 + N_{\theta v}^2}. \quad (2.112)$$

Kombinacija obodnih napetosti:

$$f_h = f_{hh} + \sqrt{(f_{hir} + f_{hif})^2 + f_{h1}^2 + f_{hv}^2}. \quad (2.113)$$

Napetosti zaradi vertikalnega upogibnega momenta:

I. hidrostatična komponenta

$$f_{bh} = M_{bh} / Z, \quad (2.114)$$

$$Z = \frac{t_w^2}{6}, \quad (2.115)$$

II. konvekcijska

$$f_{b1} = M_{b1}/Z, \quad (2.116)$$

III. toga impulzivna komponenta

$$f_{bir} = M_{bir}/Z, \quad (2.117)$$

IV. deformabilna impulzivna komponenta

$$f_{bif} = M_{bif}/Z, \quad (2.118)$$

V. vertikalna komponenta

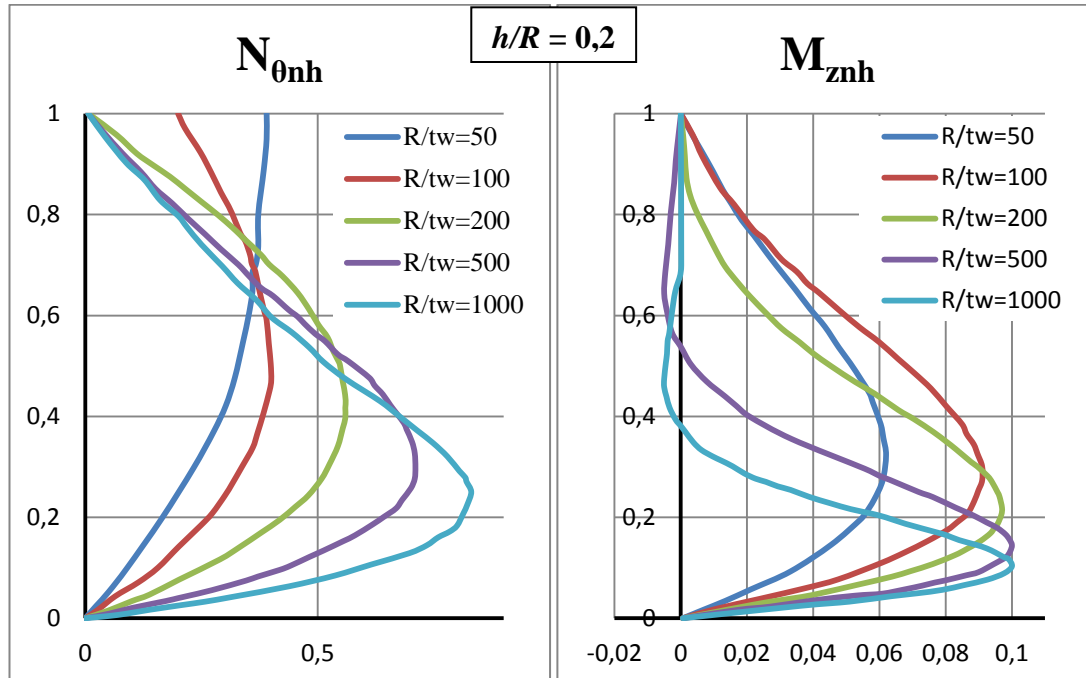
$$f_{bv} = M_{bv}/Z. \quad (2.119)$$

Kombinacija napetosti:

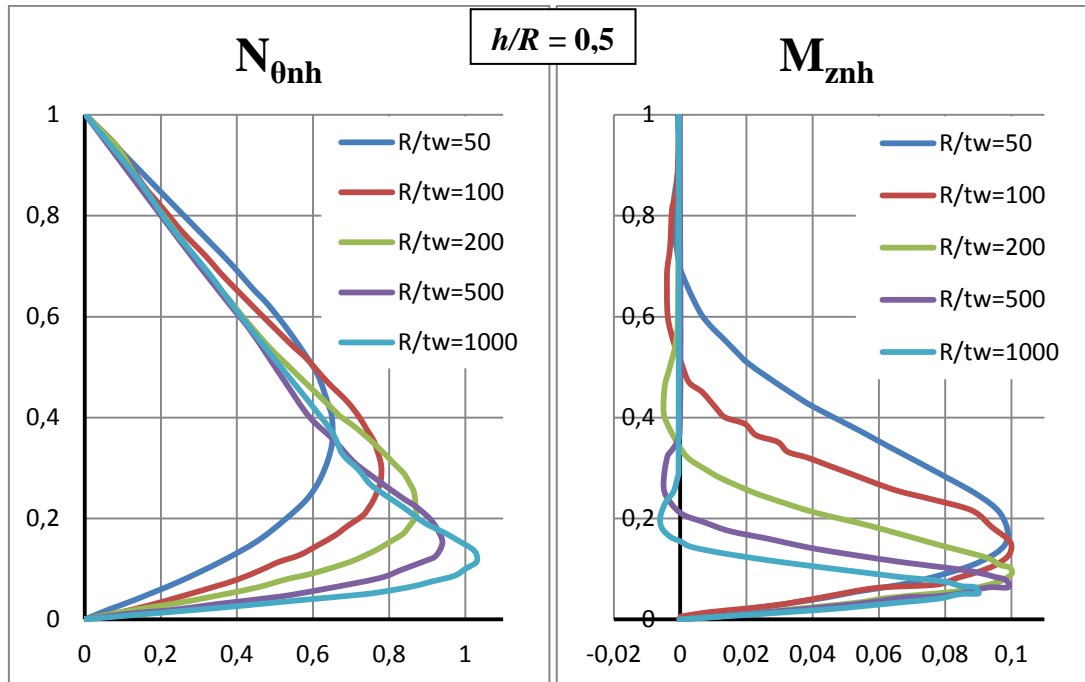
$$f_b = f_{bh} + \sqrt{(f_{bir} + f_{bif})^2 + f_{b1}^2 + f_{bv}^2}. \quad (2.120)$$

Za določitev brezdimenzijskih obodnih sil $N_{\theta nj}$ in upogibnih momentov $M_{z nj}$ uporabimo grafe 21a-23e, ki so odvisni od razmerja polmera in debeline (R/t) ter višine tekočine in polmera rezervoarja (h/R).

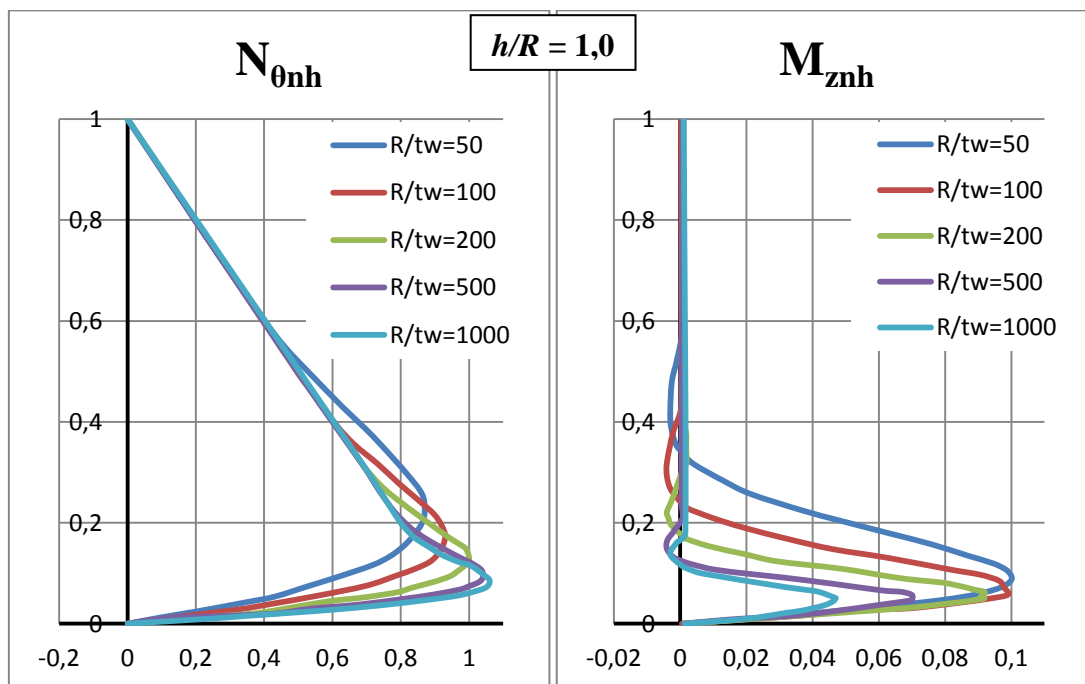
I. Hidrostaticna komponenta



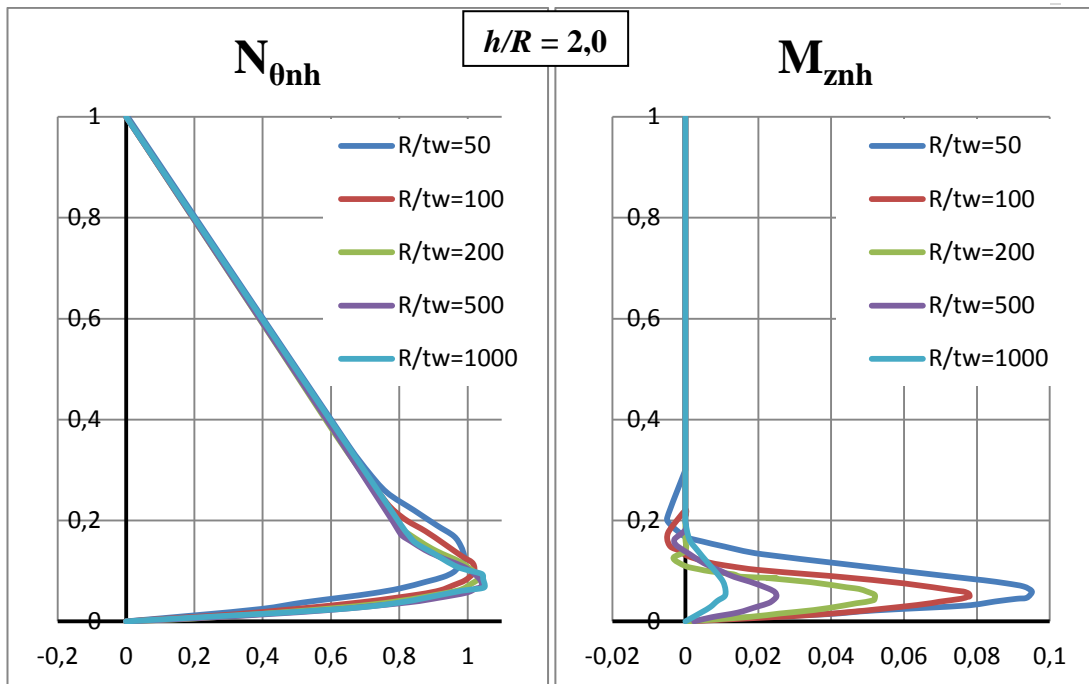
Graf 21a: Brezdimenzijske sile in momenti



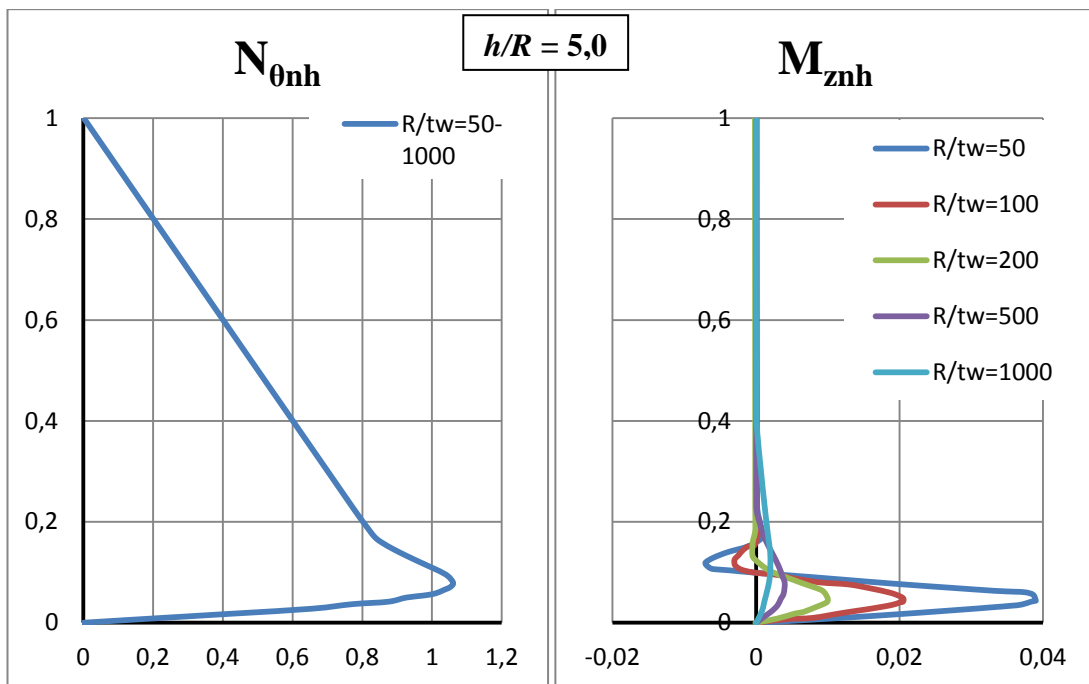
Graf 21b: Brezdimenzijske sile in momenti



Graf 21c: Brezdimenzijske sile in momenti

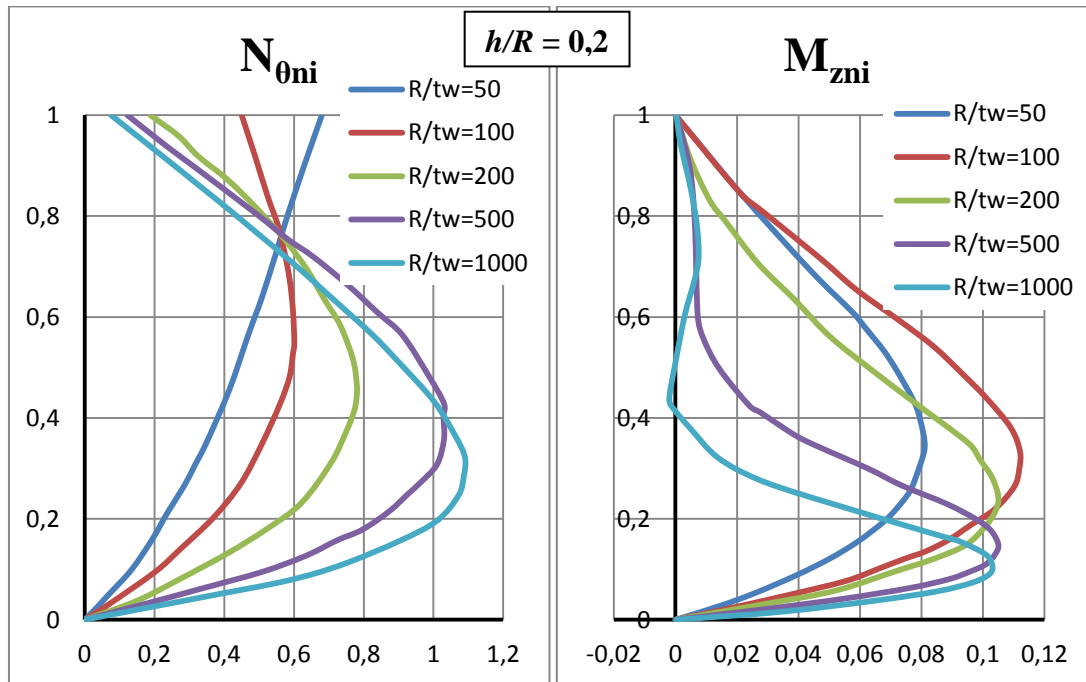


Graf 21d: Brezdimenzijske sile in momenti

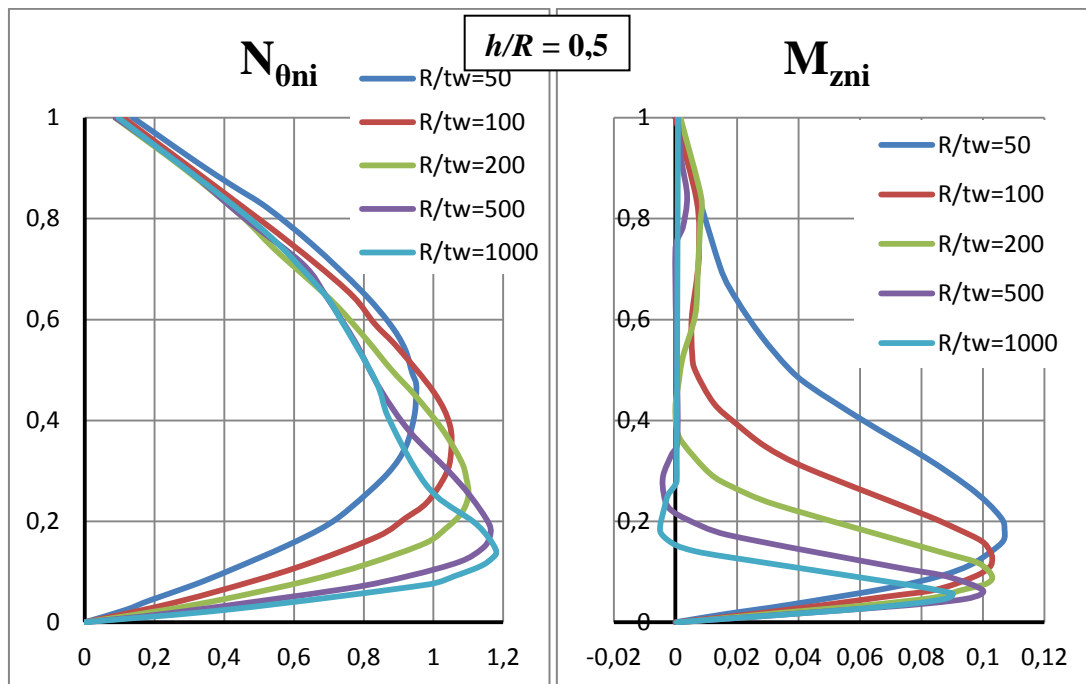


Graf 21e: Brezdimenzijske sile in momenti

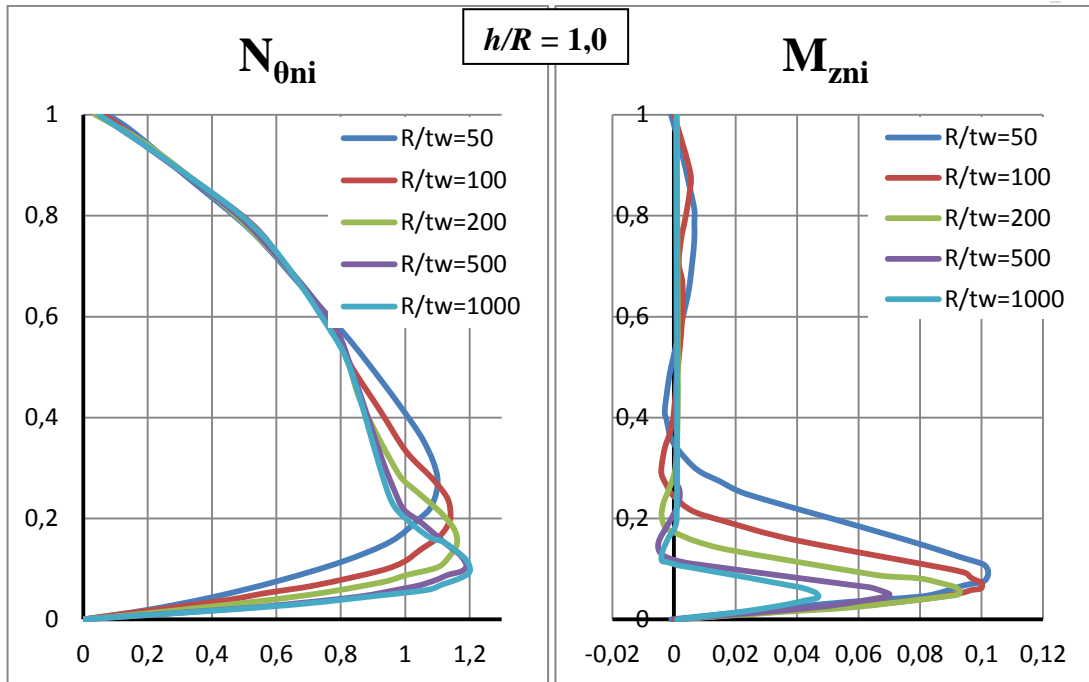
II. Toga impulzivna komponenta



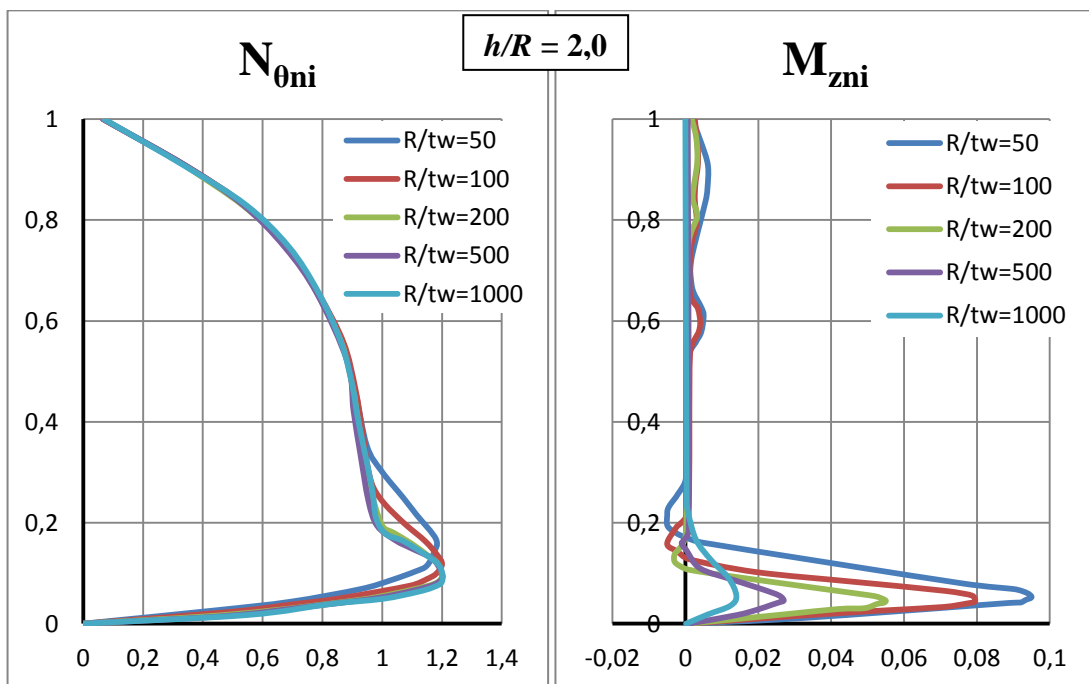
Graf 22a: Brezdimenzijske sile in momenti



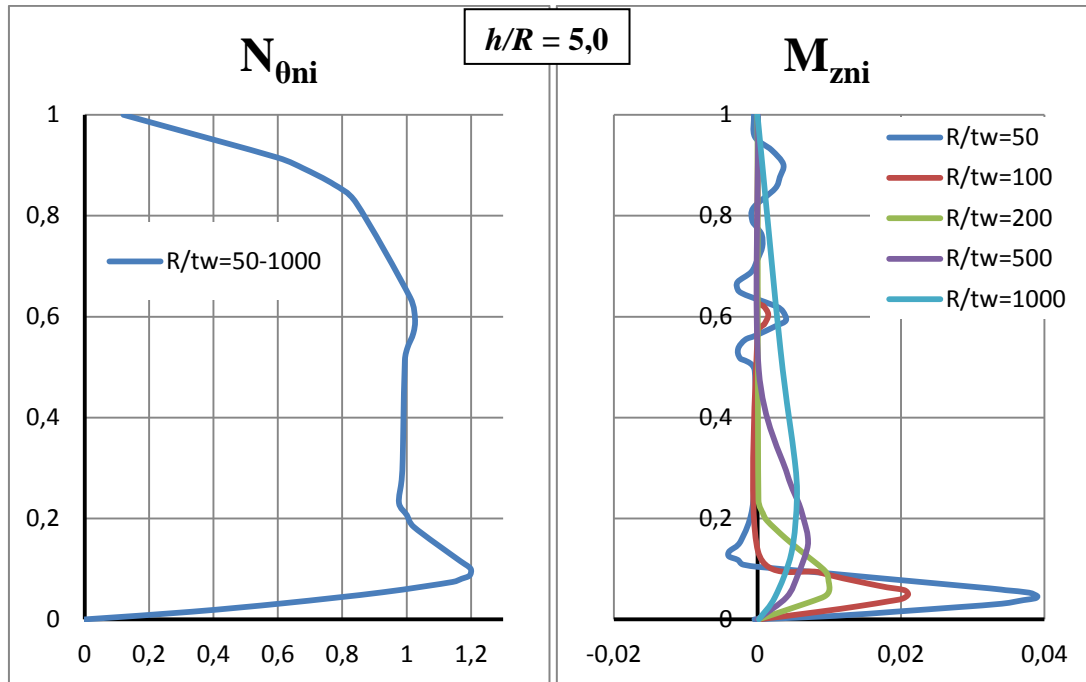
Graf 22b: Brezdimenzijske sile in momenti



Graf 22c: Brezdimenzijske sile in momenti

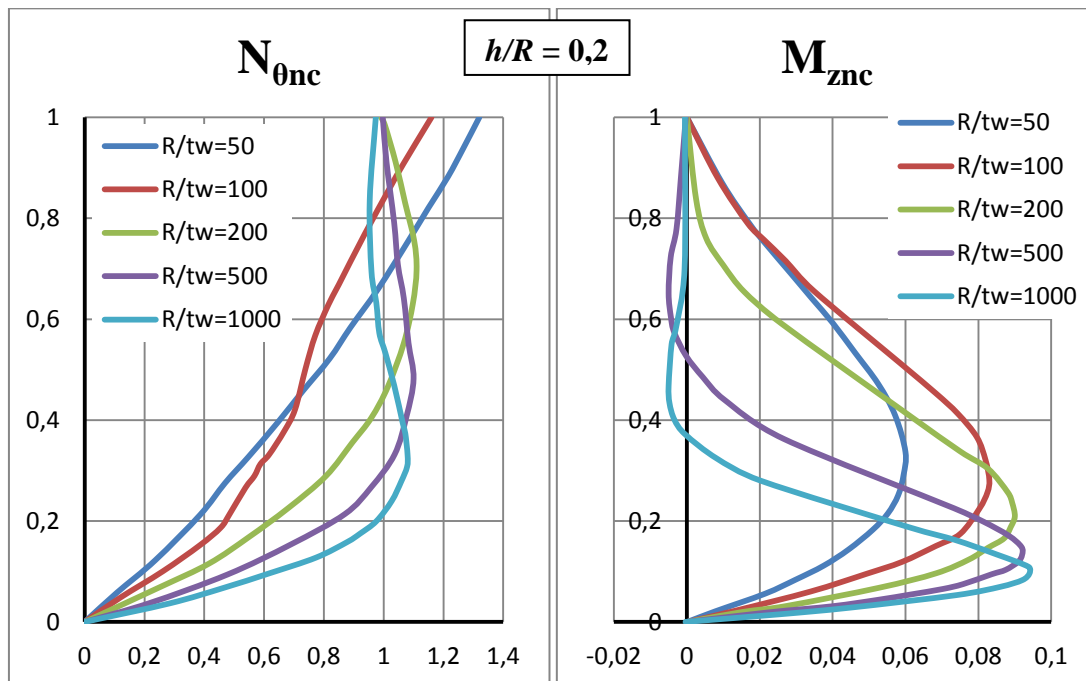


Graf 22d: Brezdimenzijske sile in momenti

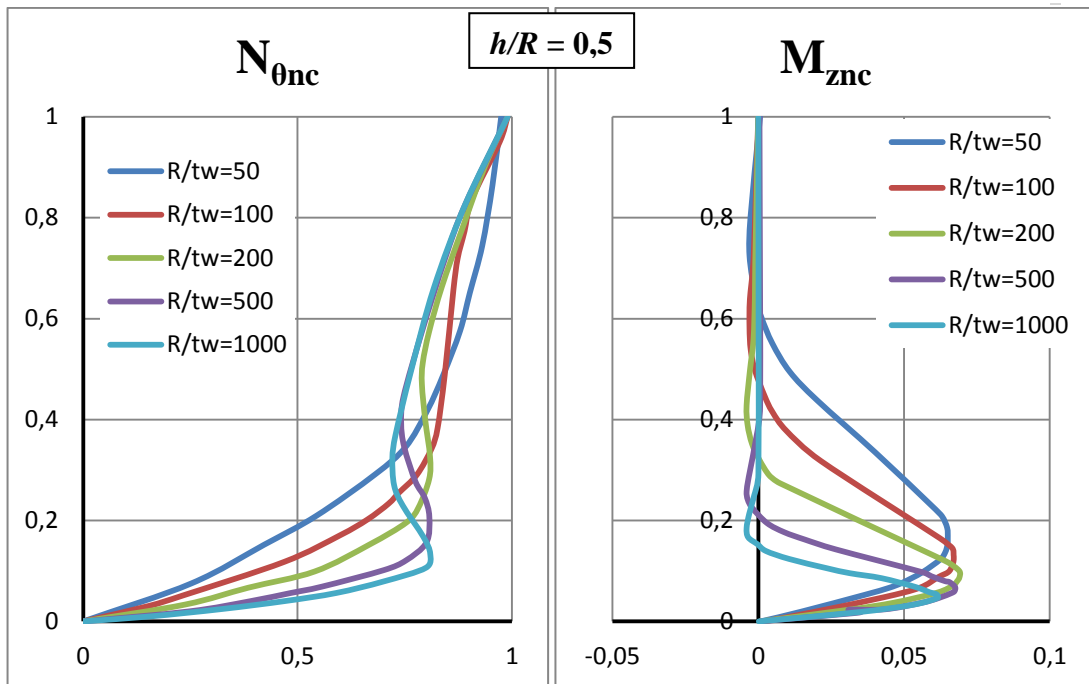


Graf 22e: Brezdimenzijske sile in momenti

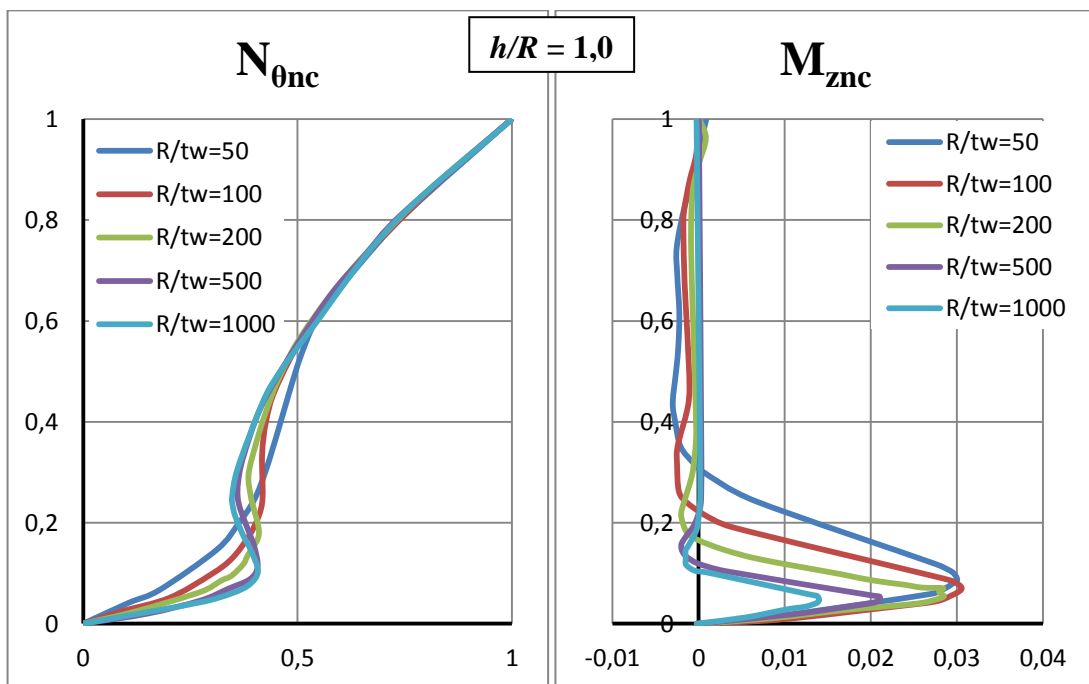
III. Konvekcijska komponenta



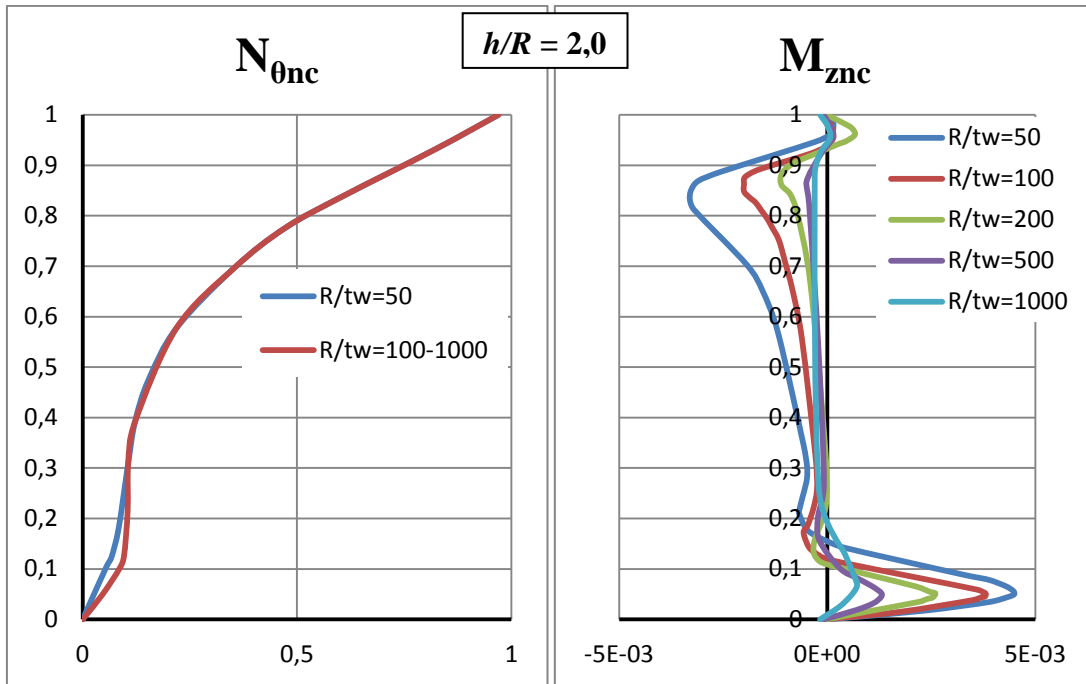
Graf 23a: Brezdimenzijske sile in momenti



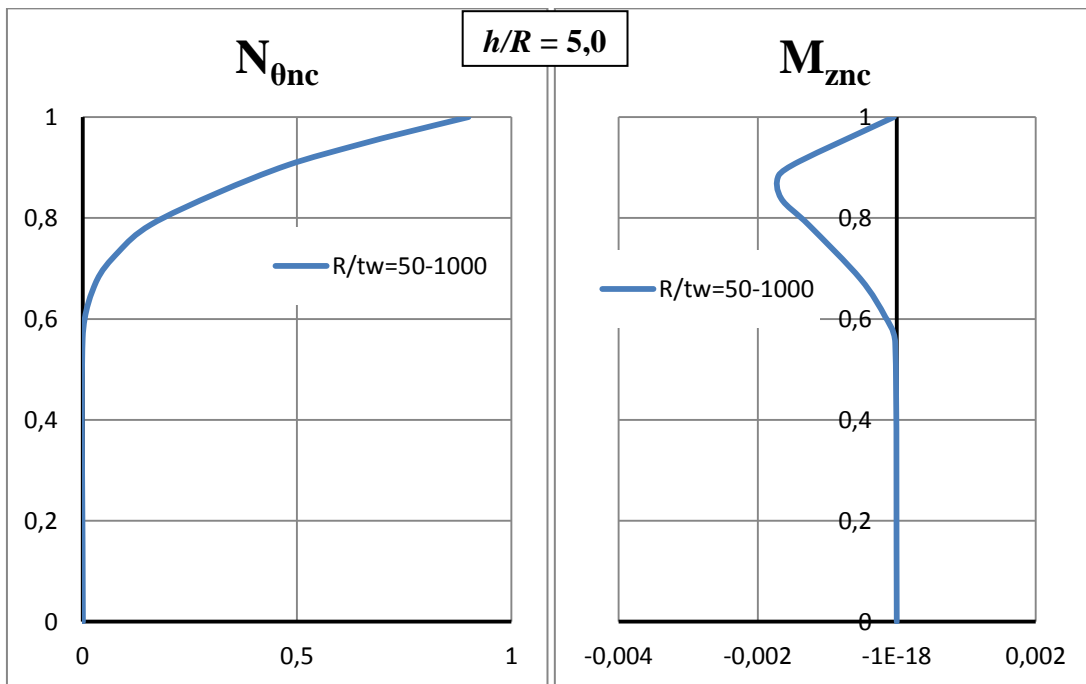
Graf 23b: Brezdimenzijske sile in momenti



Graf 23c: Brezdimenzijske sile in momenti



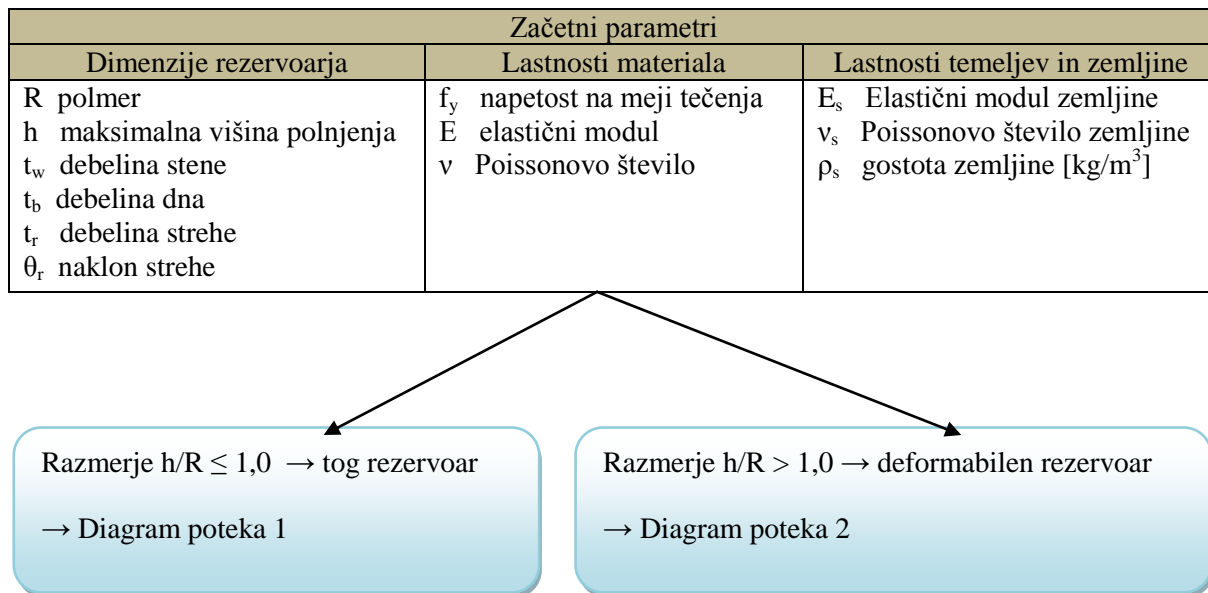
Graf 23d: Brezdimenzijske sile in momenti



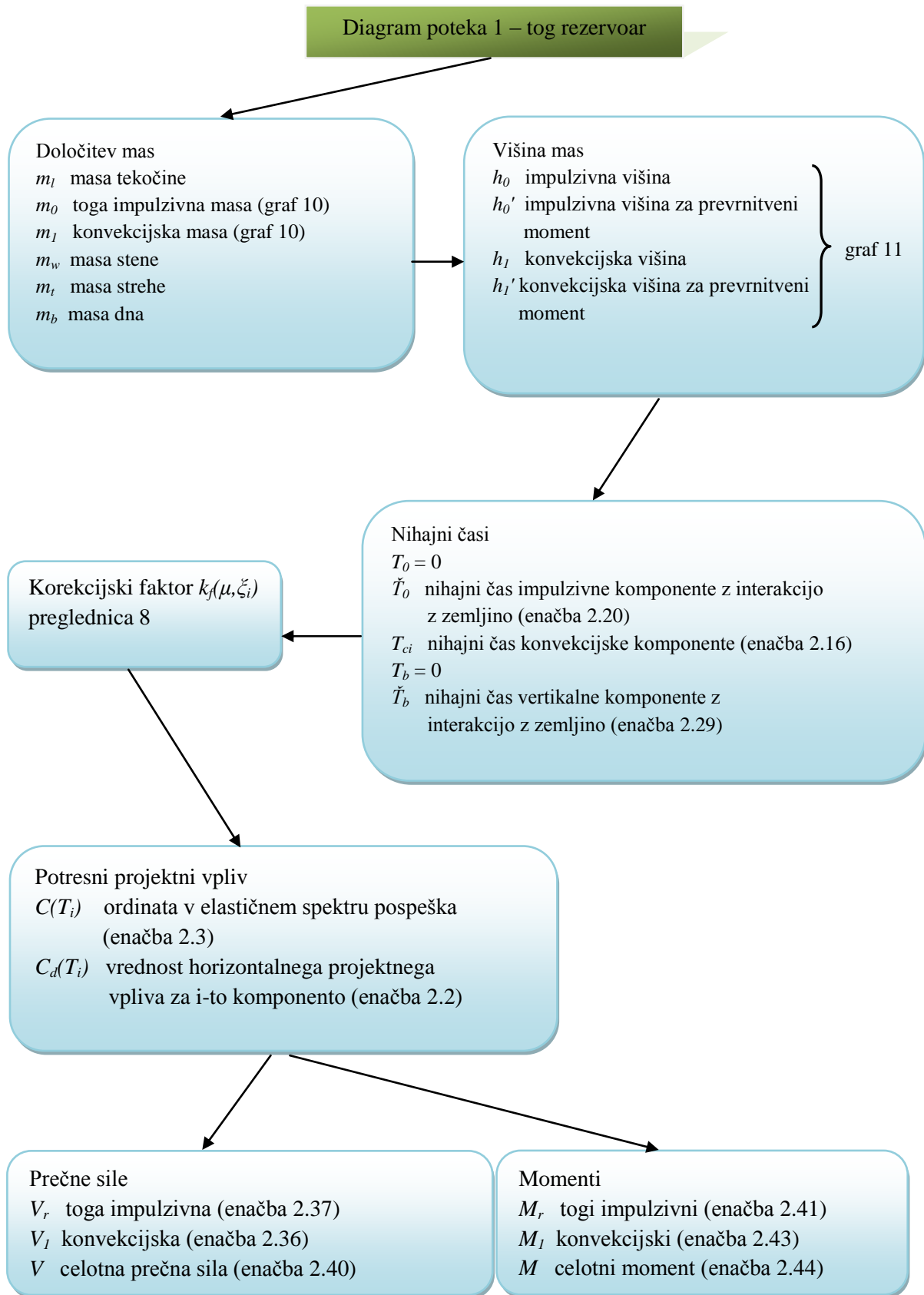
Graf 23e: Brezdimenzijske sile in momenti

2.6 POTEK PROJEKTIRANJA REZERVOARJEV ZARADI POTRESNE OBTEŽBE

Diagram poteka izračuna notranjih sil



Če imamo spreminjajočo debelino stene po višini, lahko za izračun notranjih sil in momentov uporabimo poenostavljen postopek (točka 2.3.2.2), če pa se debelina po višini ne spreminja, pa lahko določimo napetosti v skladu s točko 2.5 in naredimo kontrolo v skladu s točko 2.6.



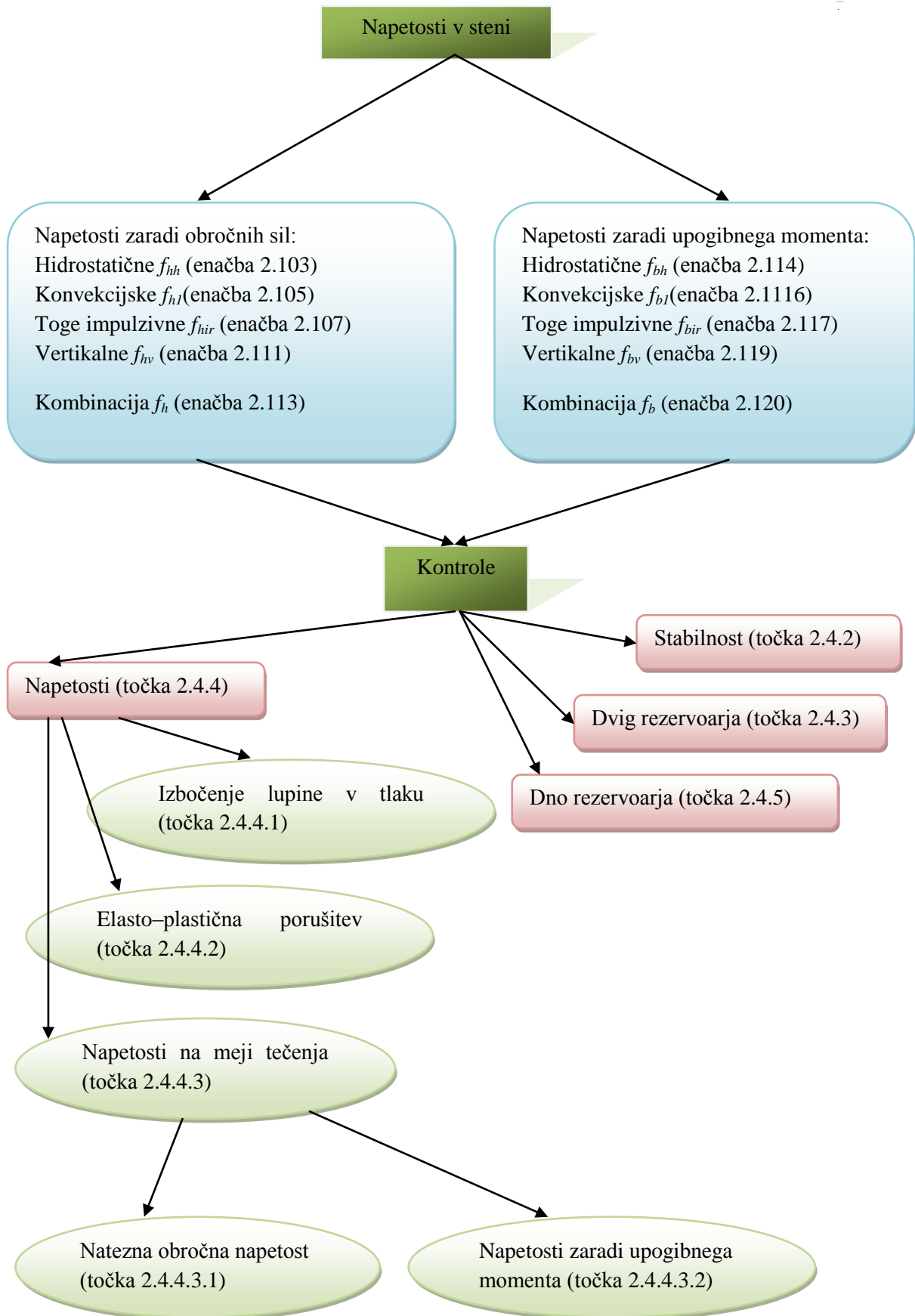
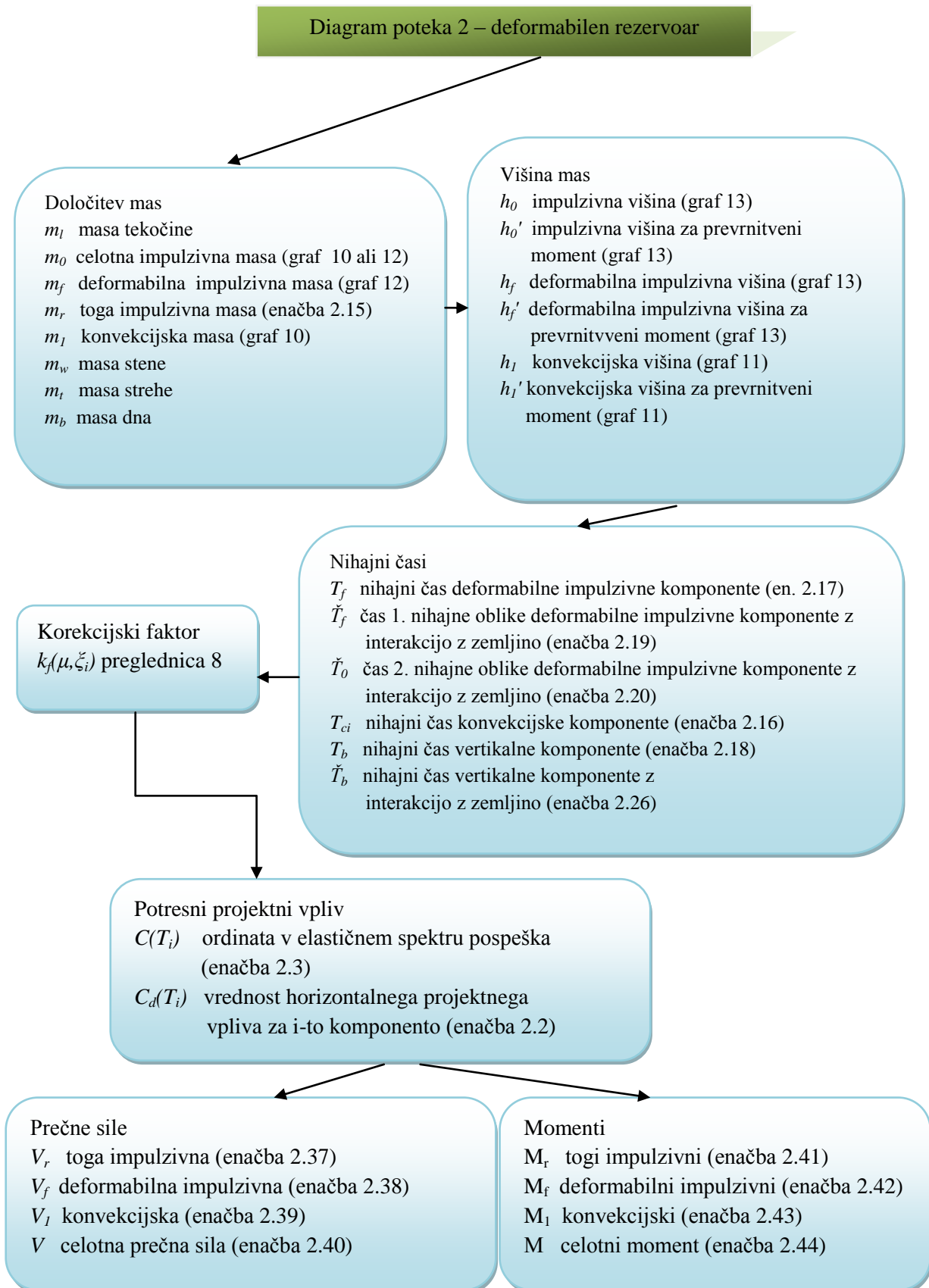
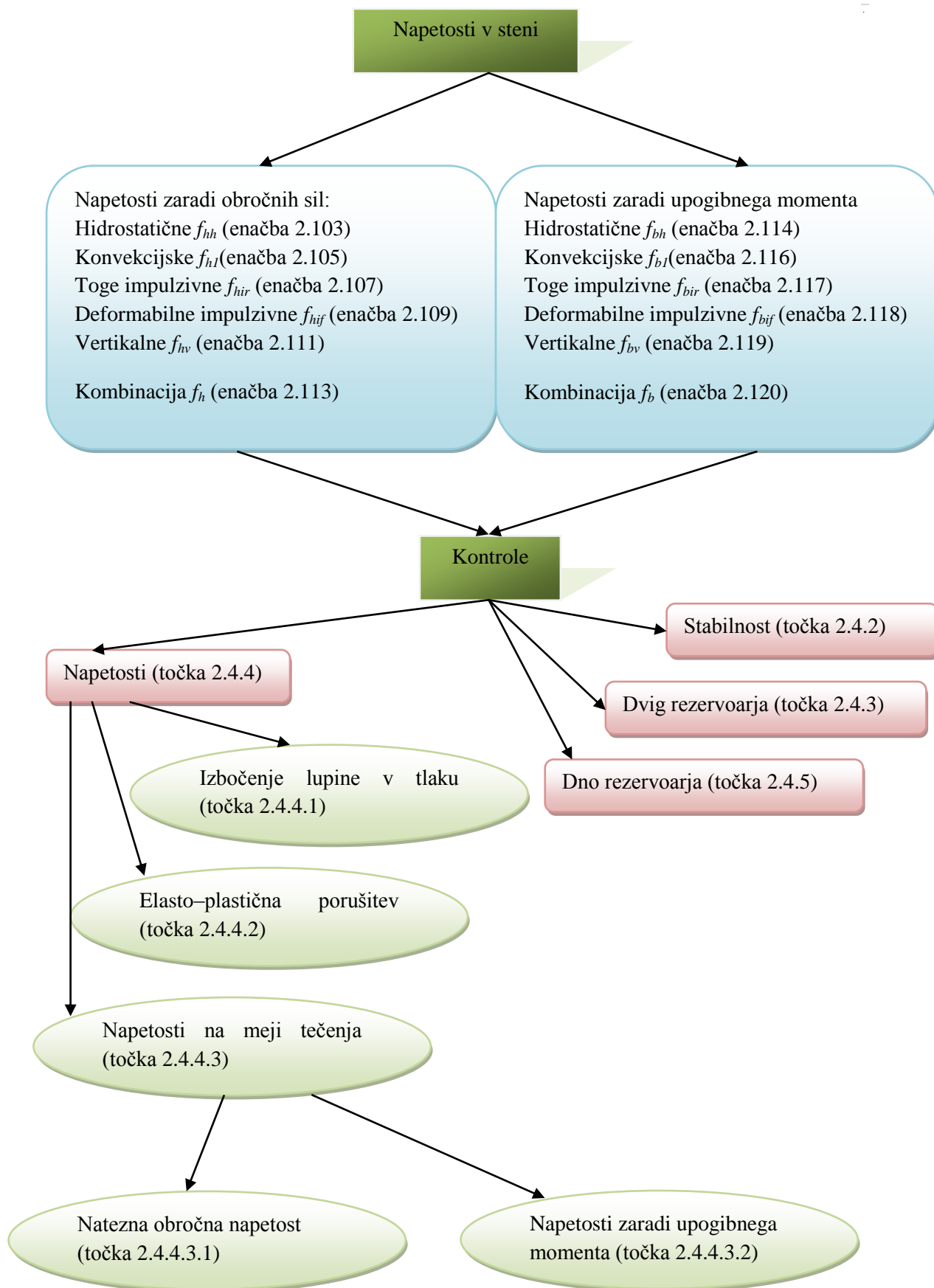


Diagram poteka 2 – deformabilen rezervoar





3 SIST EN 1998-4:2006 Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 4.del: Silosi, rezervoarji in cevovodi [2]

Preveriti moramo dve mejni stanji, in sicer mejno stanje nosilnosti – MSN (da ne pride do porušitve konstrukcije ali njenega dela) ter stanje za omejitev poškodb.

3.0 UVOD

Zagotoviti je potrebno varnost celotne konstrukcije in posameznih delov, tako da ne pride do:

- porušitve,
- izgube ravnotežja,
- prevrnitve,
- izgube stabilnosti.

Za MSN se uporabi potres s povratno dobo 475 let.

Projektni potresni vpliv A_{Ed} je odvisen od referenčnega vpliva A_{Ek} in faktorja pomembnosti konstrukcije γ_I .

$$A_{Ed} = \gamma_I \cdot A_{Ek} \quad (3.1)$$

Večina konstrukcij ima sposobnost disipacije energije z duktilnim obnašanjem elementov, s čimer lahko potresno obtežbo oz. elastični spekter pospeškov zmanjšamo za faktor obnašanja q in tako dobimo projektni spekter pospeškov. Pri rezervoarjih imamo malo območij, kjer bi ta disipacija lahko potekala, zato je ta faktor majhen ($q \leq 2,0$).

Preveriti moramo naslednje situacije:

- stabilnost rezervoarja v skladu z EN 1998-1:2004, točka 4.4.2.4,
- omejitev neelastičnega obnašanja izbranih elementov,
- maksimalne deformacije ne smejo biti prekoračene,
- omejitev izbočenja v skladu s kontrolami.

3.0.1 Zahteva po omejitvi poškodb

Med samim potresom in po potresu je potrebno zagotoviti integriteto konstrukcije, minimalno stopnjo uporabnosti in da ne pride do nesprejemljivih poškodb konstrukcije. Za zahtevo po omejitvi poškodb uporabimo potres s povratno dobo 95 let.

Potrebno je zagotoviti:

- da do puščanja rezervoarja ne pride,
- da je rezervoar še vedno možno uporabljati,
- dovolj visok rob, da ne pride do preliivanja čez steno oz., da ne pride do poškodb strehe rezervoarja,
- pravilno priključitev cevi in priključkov na rezervoar.

3.0.2 Faktor pomembnosti konstrukcije

Faktor pomembnosti konstrukcije se določi v skladu z EN 1998-1: 2004, **2.1(3)P**. Faktor je odvisen od tipa rezervoarja in njegovih morebitnih posledicah pri porušitvi (preglednica 10). Če je le mogoče, naj bo faktor izbran tako, da bo ustrezal višji ali nižji vrednosti povratne dobe potresa. Za faktor pomembnosti $\gamma_I = 1,0$ je za MSN povratna doba enaka 475 let, pri zahtevi za omejitev poškodb pa 95 let. Za kategorijo posledic IV (preglednica 10), se uporabi faktor pomembnosti $\gamma_I = 1,6$, kar ustreza potresu s povratno dobo 2000 let.

Imamo štiri različne faktorje pomembnosti konstrukcije, ki so odvisni od:

- izgub življenj zaradi razlitja vsebine rezervoarja,
- socialnih posledic,
- ekonomskih posledic.

Preglednica 10: Faktorji pomembnosti γ_I

Faktor pomembnosti γ_I	Kategorija posledic	Tip rezervoarja
0,8	I	Majhno tveganje za življenje ljudi, majhne ekonomske in socialne posledice
1,0	II	Srednje tveganje za življenje ljudi, srednje ekonomske in socialne posledice
1,2	III	Visoko tveganje za življenje ljudi, visoke ekonomske in socialne posledice
1,6	IV	Zelo visoko tveganje za življenje ljudi, ekstremno visoke ekonomske in socialne posledice

3.0.3 Potresni vpliv

Projektna obtežba za dimenzioniranje rezervoarjev je definirana v EN 1998-1:2004. Za potresni vpliv v MSN se lahko uporabijo različni spektri pospeškov:

- vodoravni elastični spekter pospeškov (EN 1998-1, točka 3.2.2.2),
- vodoravni projektni spekter pospeškov (EN 1998-1, točka 3.2.2.5),
- vertikalni elastični spekter pospeškov (EN 1998-1, točka 3.2.2.3),
- vertikalni projektni spekter pospeškov (EN 1998-1, točka 3.2.2.5 (5), kjer se vrednost a_g nadomesti z a_{vg}).

Za projektni spekter moramo določiti faktor obnašanja q , ki je po navadi pri rezervoarjih majhen, saj ni veliko območij, kjer bi prišlo do sipanja energije.

Za zahtevo po omejitvi poškodb uporabimo faktor v , saj uporabimo potres s povratno dobo 95 let. Ta faktor je odvisen od razreda pomembnosti konstrukcije, za I in II razred znaša faktor 0,5, za konstrukcije v III in IV razredu pa 0,4.

V osno simetričnih rezervoarjih se lahko za analizo uporabi samo eno smer horizontalnega potresa v kombinaciji z vertikalnim potresom. Če nimamo osne simetrije, se mora uporabiti potresna obtežba v dveh horizontalnih smereh skupaj z vertikalnim vplivom potresa.

Za določitev najbolj neugodnega vpliva se uporabi največja vrednost izmed spodnjih enačb:

$$a) E_{Edx} + (0,30 \cdot E_{Edy}) + 0,30 \cdot E_{Edz}, \quad (3.2)$$

$$b) 0,30 \cdot E_{Edx} + (E_{Edy}) + 0,30 \cdot E_{Edz}, \quad (3.3)$$

$$c) 0,30 \cdot E_{Edx} + (0,30 \cdot E_{Edy}) + E_{Edz}. \quad (3.4)$$

Vendar zaradi osne simetrije cilindričnega rezervoarja uporabimo samo enačbi 3.2 in 3.4 brez upoštevanja prispevka v y-smeri (E_{Edy}). V enačbah 3.2-3.4 je:

E_{Edx} učinek potresnega vpliva zaradi delovanja projektnega potresnega vpliva vzdolž vodoravne osi x,

E_{Edy} učinek potresnega vpliva zaradi delovanja projektnega potresnega vpliva vzdolž vodoravne osi y,

E_{Edz} učinek potresnega vpliva zaradi delovanja projektnega potresnega vpliva vzdolž vertikalne osi z.

Pri opisanih kombinacijah je potrebo uporabiti tisti predznak, ki da najneugodnejši vpliv.

Pri osno-simetričnih rezervoarjih se lahko uporabi samo ena horizontalna smer delovanja potresa v kombinaciji z vertikalno smerjo. Če rezervoar ni osno simetričen, moramo upoštevati delovanje potresa v dveh horizontalnih smereh skupaj z vertikalno smerjo (enačbe 3.2-3.4).

3.0.3.1 Vrednosti v vodoravnem elastičnem spektru odziva

Vrednosti so odvisne od nihajnih časov in se določijo s spodnjimi enačbami:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right], \quad (3.5)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5, \quad (3.6)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right], \quad (3.7)$$

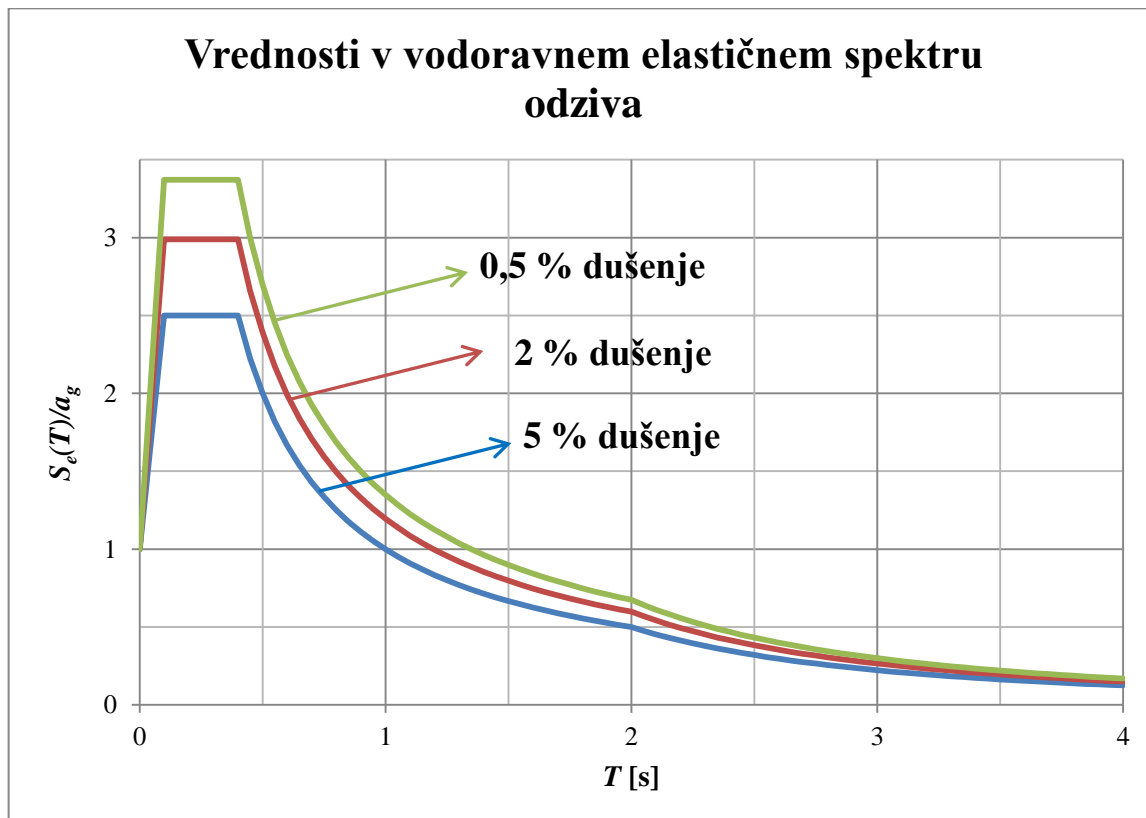
$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right], \quad (3.8)$$

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55, \quad (3.9)$$

kjer je:

$S_e(T)$ vrednost v elastičnem spektru pospeška,

- S tip tal,
 η faktor za korekcijo zaradi vpliva dušenja ($\eta = 1$ pri 5 % dušenju),
 ζ vrednost viskoznega dušenja v odstotkih.



Graf 24: Vrednosti $Se(T)/a_g$ v elastičnem spektru odziva za različna dušenja za tla tipa A

Tipi tal so določeni v tabeli v EN1998-1, točka 3.1.2.

Preglednica 11: Vrednosti parametrov

Tip tal	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

3.0.3.2 Vrednosti v vodoravnem projektne spektru odziva

Faktor obnašanja q je približek k razmerju med potresnimi silami, ki bi delovale na konstrukcijo s 5 % viskoznega dušenja, če bi se obnašala povsem elastično in najmanjšimi potresnimi silami, ki se lahko uporabijo pri projektiranju. Vrednosti v projektne spektru odziva so določene s spodnjimi enačbami:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right], \quad (3.10)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}, \quad (3.11)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right], \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.12)$$

$$T \geq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right]. \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.13)$$

kjer je:

$S_d(T)$ vrednosti v elastičnem spektru pospeška,

β faktor, ki določa spodnjo mejo pri vodoravnem projektnem spektru (priporočena vrednost je $\beta = 0,2$).

3.0.3.3 Vrednosti v vertikalnem elastičnem spektru odziva

Navpična komponenta potresnega vpliva mora biti določena z elastičnim spektrom odziva $S_{ve}(T)$, ki je določen s spodnjimi izrazi:

$$0 \leq T \leq T_B : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right], \quad (3.14)$$

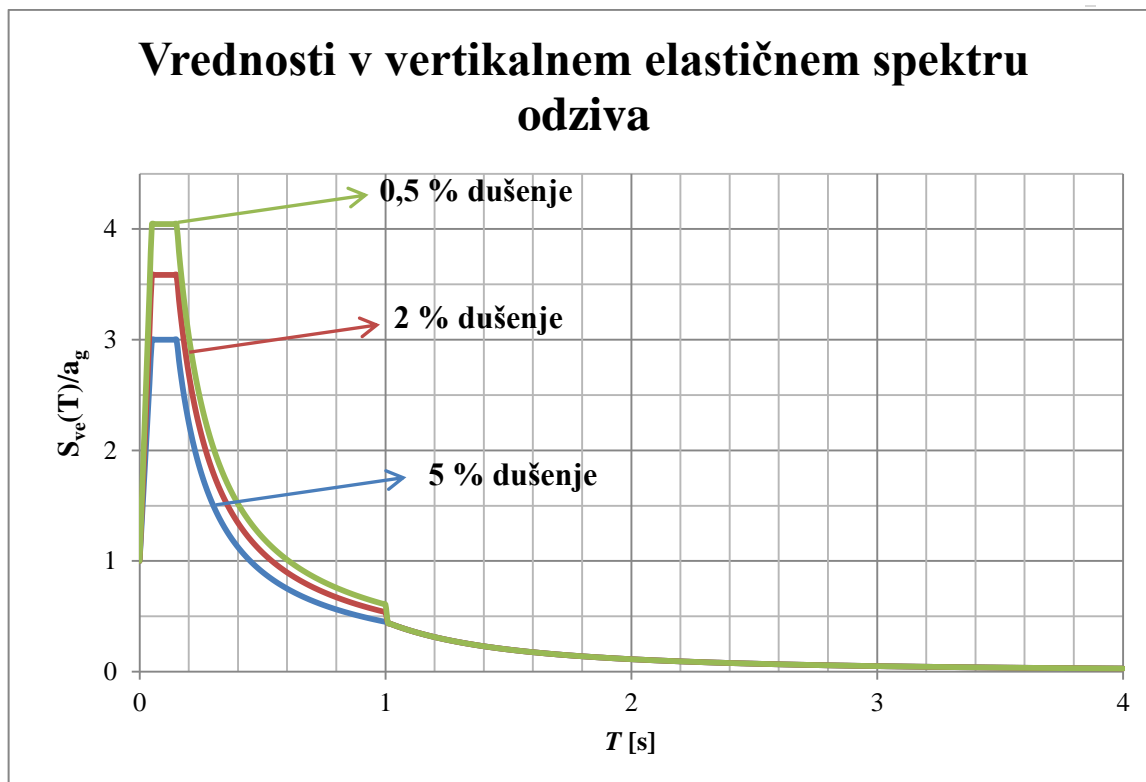
$$T_B \leq T \leq T_C : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0, \quad (3.15)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right], \quad (3.16)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right]. \quad (3.17)$$

Preglednica 12: Priporočene vrednosti parametrov, ki opisujejo navpičen spekter odziva

Spekter	a_{vg}/a_g	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
Vertikalni	0,90	0,05	0,15	1,0



Graf 25: Vrednosti v vertikalnem elastičnem spektru odziva

3.0.3.4 Vrednosti v vertikalnem projektnejem spektru odziva

Uporabijo se enačbe 3.10-3.13, kjer se pospešek tal a_g nadomesti z a_{vg} , ostale vrednosti so opredeljene v točki 3.0.3.3.

3.0.4 Dušenje

1. Za mejno stanje nosilnosti se uporabi delež dušenja $\zeta = 5 \%$ za rezervoar
2. Za dušenje vsebine se uporabi vrednost:
 - $\zeta = 0,5 \%$ za tekočine,
 - $\zeta = 10 \%$ za granuliran material.
3. Maksimalno dušenje temeljev $\zeta_{max} = 25 \%$.

3.0.5 Faktor obnašanja

Za ustrezno vrednost q je potrebno zagotoviti tudi mesta za disipacijo energije. Rezervoarji imajo malo območij, kjer bi lahko energija dispirala, zato so faktorji navadno majhni.

Za konvekcijsko komponento je faktor obnašanja vedno enak 1.

Za jeklene rezervoarje, ki so podprti na tleh, se lahko faktor obnašanja q za impulzivno komponento vzame večji kot 1,5 če:

- je rezervoar ali temelj projektiran tako, da je možen dvig in/ali zdrs,
- so preprečene plastične deformacije v steni, dnu ter na stiku med steno in dnom.

Če sta izpolnjena zgornja pogoja, potem se lahko vzame faktor obnašanja q :

- $q = 2,0$ za rezervoarje, ki niso sidrani in pri katerih je debelina dna debelejša kot stena rezervoarja,
- $q = 2,5$ za rezervoarje z duktilnimi sidrnimi vijaki, ki dovoljujejo njihov raztezek za $R/200$ (R je polmer rezervoarja).

3.0.6 Kombinacije potresnih vplivov z drugimi vplivi

Kombinacija učinkov za potresno projektno stanje E_d se določi v skladu z EN 1990:2002, točka 6.4.3.4:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "A_{Ed}" + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}. \quad (3.18)$$

Pri določitvi potresnega vpliva je potrebno določiti mase, povezane z vsemi težnostnimi silami, ki so vključene v naslednji kombinaciji vplivov:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}, \quad (3.19)$$

kjer je:

$G_{k,j}$ karakteristična vrednost stalnega vpliva j ,

$Q_{k,i}$ karakteristična vrednost spremljajočega spremenljivega vpliva i .

Koeficient $\psi_{E,i}$ upošteva verjetnost, da obtežba $Q_{k,i}$ ni prisotna po celotni konstrukciji v času potresa. Določi se ga v skladu z EN 1998-1, točka 4.2.4.

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i}. \quad (3.20)$$

Preglednica 13: Vrednosti φ za določitev $\psi_{E,i}$

Vrsta spremenljivega vpliva	Etaža	φ
Kategorija A-C*	Vrhna etaža (streha)	1,0
	Zasedba nekaterih etaž je povezana	0,8
	Etaže so zasedene neodvisno	0,5
Kategorije D-F* in arhivi		1,0

Priporočena vrednost φ za poln rezervoar je 1 in 0 za praznega.

Vpliv vsebine je treba upoštevati v dveh obtežnih primerih:

- poln rezervoar,
- prazen rezervoar.

3.0.7 Metoda analize

Metoda za določitev potresnega vpliva mora upoštevati pravilno togost, trdnost, dušenje, mase in geometrijske parametre konstrukcije. Za pravilen odziv konstrukcije je potrebno določiti hidrodinamične pritiske in če je potrebno, interakcijo med zemljino in rezervoarjem. Zemljina ima lahko velik vpliv na samo obnašanje, saj lahko močno spremeni nihajni čas v impulzivni komponenti in poveča celotno dušenje konstrukcije. Vpliv zemljine lahko na podaljšanje konvekcijskega nihajnega časa zanemarimo.

Hidrodinamična obtežba je odvisna od:

- impulzivne komponente v togem rezervoarju (od zdaj naprej toga impulzivna komponenta),
- impulzivne komponente v deformabilnem rezervoarju (od zdaj naprej deformabilna impulzivna komponenta),
- konvekcijske komponente.

Za določitev hidrodinamičnih vplivov predpostavimo, da je vsebina nestisljiva in viskozna.

3.0.8 Kontrole

3.0.8.1 MSN

3.0.8.1.1 Globalna stabilnost

Pri projektnejm pospešku temeljnih tal ne sme biti prekoračena nosilnost temeljnih tal. Upoštevati je potrebno vpliv pospeška temeljnih tal v navpični smeri. Dovoljen je omejen dvig rezervoarja, vendar je treba te vplive ustrezno upoštevati pri izračunu napetosti v rezervoarju in v temeljnih tleh.

3.0.8.1.2 Kontrola napetosti v lupini

Največji vpliv zaradi membranskih sil, upogibnega momenta in striga zaradi potresne obtežbe mora biti manjši ali enak dovoljenim napetostim v lupini. Za jeklene rezervoarje je potrebno preveriti različne porušne mehanizme:

- a) tečenje (plastična porušitev),
- b) izbočenje v strigu,
- c) izbočenje zaradi vertikalnih tlačnih napetosti in nateznih obodnih napetosti (slonova noga).

Izračun odpornosti lupine se izvede v skladu z določili v EN1993-1-1, EN1993-1-5, EN1993-1-6, EN1993-1-7 in EN1993-4-2.

3.0.8.2 MSU

- Pri rezervoarju je potrebno zadostiti mejnemu stanju uporabnosti v skladu z EN 1993-4-2,
- dovolj veliko višino prostega roba,
- pravilno dimenzioniranje priključkov, tako da ne pride do prevelikih vertikalnih pomikov, kar bi lahko povzročilo prevelike napetosti v steni rezervoarja na mestu priključevanja.

3.0.8.3 Sidranje

Sidranje naj bo projektirano tako, da ostanemo v elastičnem območju pri projektni potresni obtežbi. Zagotoviti moramo zadostno duktilnost vijakov, zato da se izognemo krhki porušitvi. Priključek med vijaki in rezervoarjem mora imeti faktor dodatne nosilnosti ("overstrength") 1,25.

3.0.8.4 Temelji

Temelji morajo biti preverjeni v skladu z EN 1998-5:2005 točka 5.4 in EN 1997-1.

3.0.8.5 Priključki

Če ni uporabljena natančnejša analiza, moramo zagotoviti najmanjši možni relativni pomik med točko, kjer se stikujeta cev in rezervoar ter prvo točko kjer je cev sidrana, s spodnjo enačbo:

$$\Delta = \frac{x}{x_o} \cdot d_g, \quad (3.21)$$

x razdalja med priključkom rezervoarja in točko kjer je cevovod sidran (v metrih),

x_o 500 m,

d_g projektni pomik temeljnih tal je določen v EN1998-1, točka 3.2.2.4,

$$d_g = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D. \quad (3.22)$$

3.0.8.6 Valovanje

Potrebna je zadostna prosta višina, saj tako preprečimo prelivanje vsebine čez rezervoar ali poškodovanje strehe zaradi vzgona, ki bi ga povzročila tekočina. Prosta višina mora biti določena v skladu s točko 3.1.4.

Če imamo rezervoar s streho in je streha projektirana na vzgon, ki ga povzroča tekočina, je lahko višina prostega roba manjša od izračunane vrednosti.

3.1 SEIZMIČNA ANALIZA ZA VERTIKALNI KROŽNI REZERVOAR SIDRAN V TEMELJ

Analiza zajema rezervoarje, ki imajo naslednje lastnosti:

- cilindrična oblika z vertikalno osjo,
- tog ali deformabilen rezervoar,
- delno ali popolno sidran v temelj.

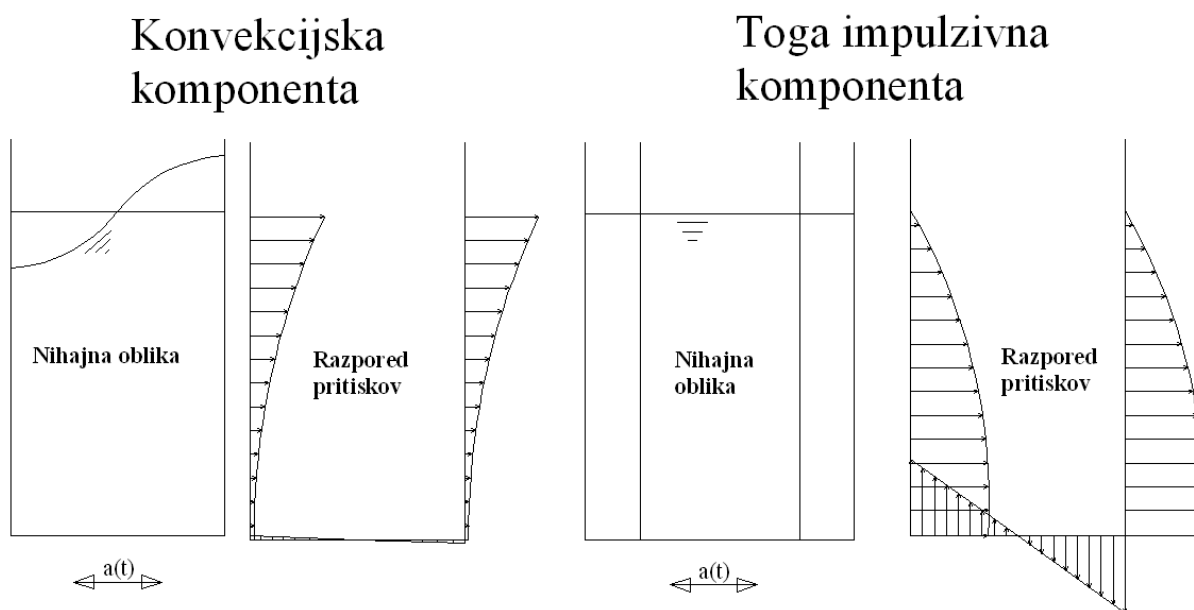
Pri potresni obtežbi rezervoarjev imamo poleg hidrostatičnih pritiskov tudi hidrodinamične, ki jih povzroči horizontalno in vertikalno gibanje tal. Pri tem nastanejo hidrodinamični pritiski (impulzivni

in konvekcijski), deformira se stena rezervoarja ter zemljina, lahko se pojavi dvig in valovanje, kar lahko povzroči prelivanje čez steno ali poškodbe strehe.

3.1.1 Pritiski v rezervoarju in nihajni časi

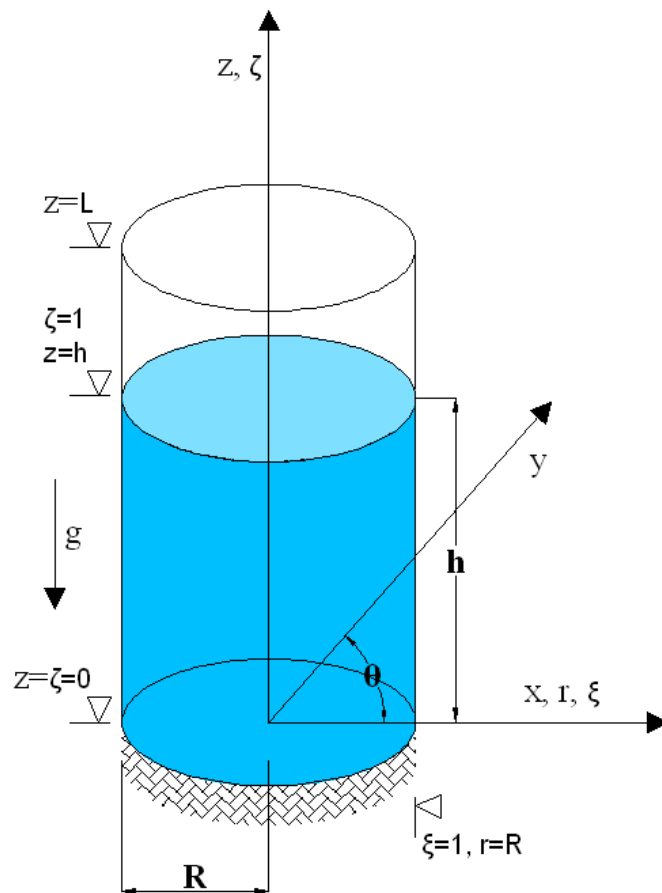
Gibanje tekočine v togem rezervoarju zajamemo z dvema komponentama, in sicer s togo impulzivno ter konvekcijsko. Za togo impulzivno komponento predpostavimo, da je masa dela vsebine togo pritrjena na rezervoar in niha skupaj z njim (slika 7). Konvekcijski del mase pa je pritrjen z različno togimi vzmetmi, ki predstavljajo različne nihajne oblike konstrukcije zaradi valovanja. Impulzivna komponenta povzroči maksimalne pritiske tik nad dnom v steni rezervoarja, konvekcijska pa zaradi valovanja na koti maksimalne višine tekočine (slika 18). Za opis rezervoarja uporabimo cilindrični koordinatni sistem s koordinatami r , z in θ , pri čemer r označuje točko, ki ima začetek v središču kroga na dnu, z predstavlja potek po višini vertikalne osi in θ kot med točko, kjer nas zanimajo vrednosti in smerjo potresa (slika 19).

Slika 18 prikazuje tipičen potek pritiskov po višini in dnu rezervoarja zaradi toge impulzivne ter konvekcijske komponente.



Slika 18: Potek pritiskov

3.1.1.1 Toga impulzivna komponenta pritiskov



Slika 19: Karakteristike rezervoarja

Potek pritiskov za togo impulzivno komponento opisuje spodnja enačba:

$$p_{ir}(\xi, \zeta, \theta, t) = C_i(\xi, \zeta) \cdot \rho \cdot h \cdot \cos\theta \cdot A_g(t), \quad (3.23)$$

$$\xi = \frac{r}{R},$$

$$\zeta = \frac{z}{h},$$

kjer je:

θ kot med izbrano točko in smerjo potresa,

ρ gostota vsebine rezervoarja,

h višina polnjenja vsebine rezervoarja,

$A_g(t)$ časovno odvisen pospešek temeljnih tal z **maksimalno vrednostjo** a_g pri 5 % dušenju in faktorjem obnašanja $q \geq 1,0$,

L višina rezervoarja,

R polmer rezervoarja,

γ razmerje med višino polnjenja in radijem rezervoarja ($\gamma = h/R$).

Funkcija, ki določa potek pritiskov po višini rezervoarja:

$$C_i(\xi, \zeta) = 2 \cdot \gamma \cdot \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n}{I_1'(v_n/\gamma) \cdot v_n^2} \cdot \cos(v_n \cdot \zeta) \cdot I_1\left(\frac{v_n}{\gamma} \cdot \xi\right). \quad (3.24)$$

V SIST EN 1998-4:2006 je napaka v formuli A.2 na str. 46. Za pravilen izračun poteka pritiskov po višini C_i (slika A.1), se mora formula pomnožiti z razmerjem γ (v zgornji enačbi odebeljena vrednost) [15].

C_i prikazuje porazdelitev pritiskov p_i po višini rezervoarja za togo impulzivno komponento,

$$v_n = \frac{2 \cdot n + 1}{2} \pi, \quad (3.25)$$

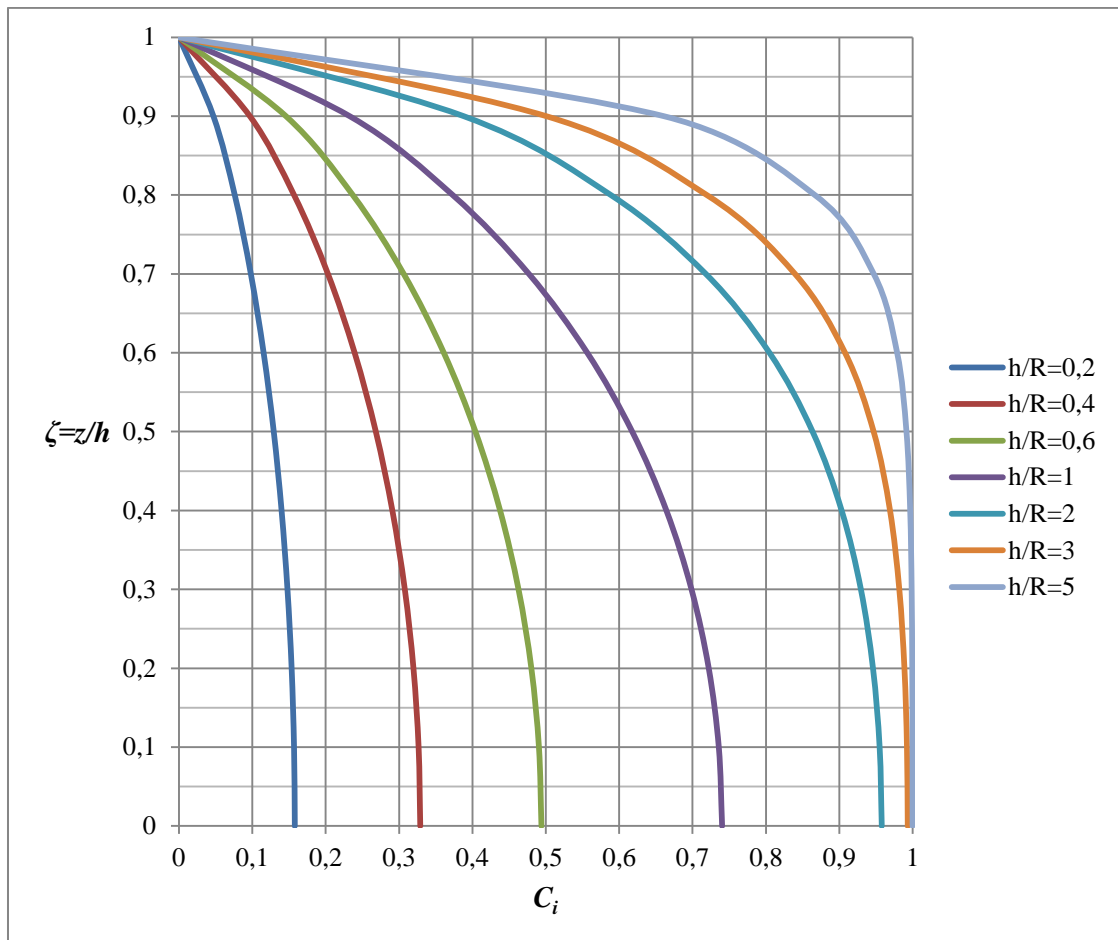
kjer je:

$I_1(\cdot)$ modificirana Besselova funkcija prvega reda,

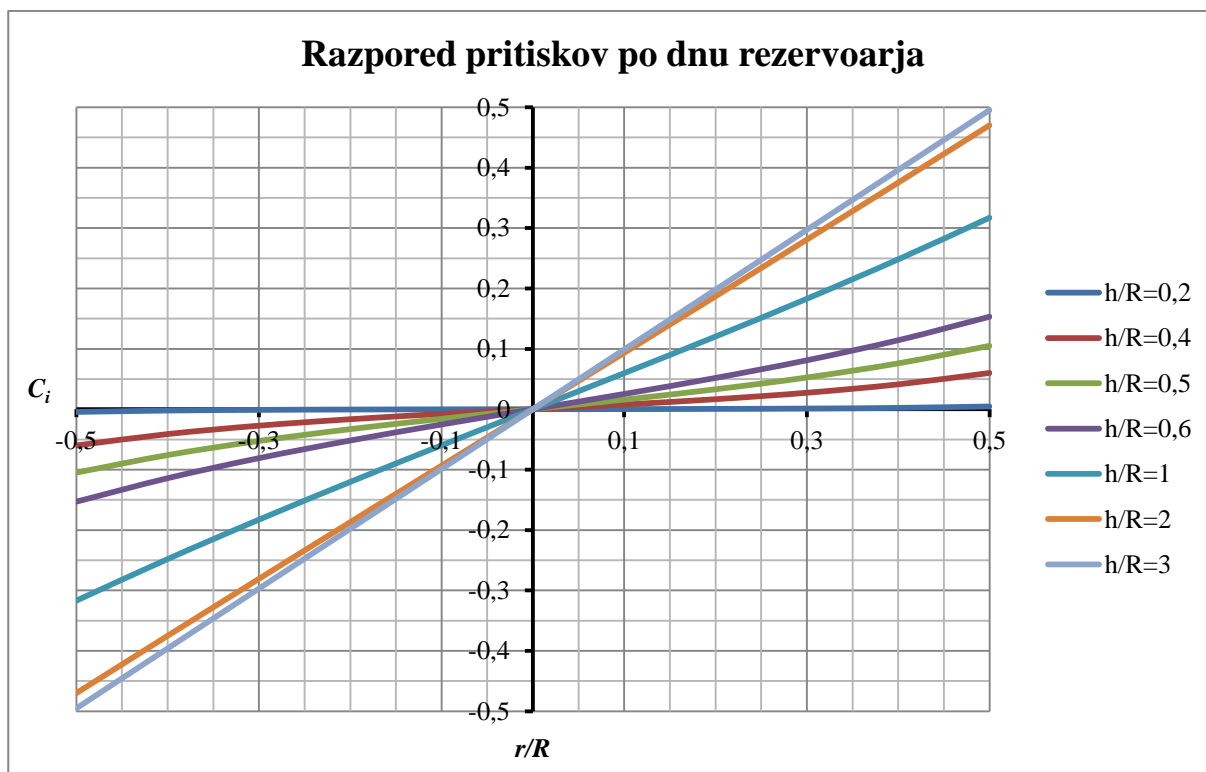
$I_1'(\cdot)$ odvod modificirane Besselove funkcije prvega reda.

Odvod modificirane Besselove funkcije prvega reda se izračuna s spodnjo enačbo:

$$I_1'(x) = \frac{dI_1(x)}{dx} = I_0(x) - \frac{I_1(x)}{x}. \quad (3.26)$$



Graf 26: Potek pritiskov za togo impulzivno komponento

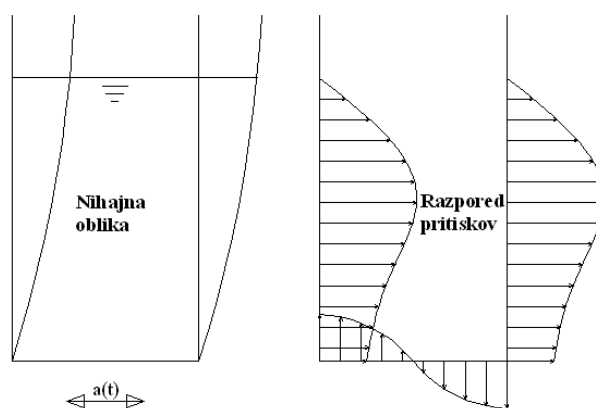
Graf 27: Potek pritiskov C_i po dnu za impulzivno komponento v togem rezervoarju

Pri grafu 26, ki prikazuje porazdelitev pritiskov C_i po višini, smo vzeli najbolj neugodno situacijo, in sicer $\xi = 1$ (porazdelitev pritiskov na steni rezervoarja) in $\cos \theta = 1$ (v smeri delovanja horizontalnega potresa). Graf 27 prikazuje pritiske C_i , ki potekajo po dnu rezervoarja. Vidimo, da je pri višjih rezervoarjih ta porazdelitev linearna in da so pritiski pri majhnih rezervoarjih zanemarljivi.

3.1.1.2 Deformabilna impulzivna komponenta pritiskov

Pri predpostavki togega obnašanja rezervoarja lahko naredimo zelo veliko napako (posebno pri jeklenih rezervoarjih). Zato se pri deformabilnih rezervoarjih pritiski po navadi izračunajo za tri komponente, in sicer togo impulzivno, deformabilno impulzivno ter konvekcijsko. Vpliv hkratnega delovanja konvekcijske in deformabilne impulzivne komponente je zelo majhen, saj je razlika med nihajnimi časi (med tekočino in deformacijo sten) velika. Porazdelitev pritiskov glede na radij oz. po ξ koordinati je enaka kot v togi impulzivni komponenti. Obliko deformacije deformabilnega rezervoarja in vertikalne porazdelitve pritiskov prikazuje slika 20.

Deformabilna impulzivna komponenta



Slika 20: Pritiski in deformacije rezervoarja

Pritiski se lahko izračunajo s spodnjo enačbo:

$$p_{if}(\zeta, \theta, t) = \rho \cdot h \cdot \psi \cdot \cos \theta \cdot \sum_{n=0}^{\infty} d_n \cdot \cos(v_n \cdot \zeta) \cdot A_{fn}(t), \quad (3.27)$$

kjer je:

$$\psi = \frac{\int_0^1 f(\zeta) \cdot \left[\frac{\rho_s \cdot s(\zeta)}{\rho \cdot h} + \sum_{n=0}^{\infty} b'_n \cdot \cos(v_n \cdot \zeta) \right] d\zeta}{\int_0^1 f(\zeta) \cdot \left[\frac{\rho_s \cdot s(\zeta)}{\rho \cdot h} f(\zeta) + \sum_{n=0}^{\infty} d_n \cdot \cos(v_n \cdot \zeta) \right] d\zeta}, \quad (3.28)$$

$$b'_n = 2 \cdot \frac{(-1)^n \cdot I_1(v_n/\gamma)}{v_n^2 \cdot I'_1(v_n/\gamma)}, \quad (3.29)$$

$$d_n = 2 \cdot \frac{\int_0^1 f(\zeta) \cdot \cos(v_n \cdot \zeta) \cdot d\zeta \cdot I_1(v_n/\gamma)}{v_n \cdot I_1'(v_n/\gamma)}, \quad (3.30)$$

ρ_s gostota lupine,

ρ gostota tekočine,

$s(\zeta)$ debelina lupine,

I_1, I_1' modificirana Besslova funkcija in njen odvod,

$A_{fn}(t)$ relativni pospešek glede na temeljna tla, ki ima 5 % dušenje in nihajni čas odvisen od n-te nihajne oblike (osnovna oblika je pri n=1) in s faktorjem obnašanja $q \geq 1,0$,

$s(\zeta)$ debelina lupine,

h višina polnjenja,

$f(\zeta)$ začetna oblika rezervoarja.

V večini primerov deformabilnih rezervoarjev ima pritisk p_{if} veliko večji vpliv na celoten skupen impulziven pritisk kot pritisk v togem rezervoarju p_i , zaradi tega, ker je p_i odvisen od maksimalnega pospeška temeljnih tal a_g , p_f pa od relativnega pospeška $A_{fn}(t)$. Po navadi je vrednost $A_{fn}(t)$ nekajkrat večja kot a_g .

Za določitev prve nihajne oblike se lahko uporabi iterativen postopek, tako da se izbere začetno obliko $f^i(\zeta)$. Potem se izračuna efektivna gostota lupine s spodnjim izrazom:

$$\rho^i(\zeta) = \frac{p_f^i(\zeta)}{2 \cdot g \cdot d(\zeta) \cdot f^i(\zeta)} + \rho_s. \quad (3.31)$$

Osnovna frekvenca rezervoarja z vsebino je

$$\omega_f = 2 \cdot \pi \frac{\sqrt{\frac{Es(\zeta)}{\rho h}}}{R \cdot (0,157 \cdot \gamma^2 + \gamma + 1,49)}. \quad (3.32)$$

Iz tega sledi, da je nihajni čas (T_f) za deformabilno impulzivno komponento enak:

$$T_f = \frac{2 \cdot \pi}{\omega_f} = \frac{R \cdot (0,157 \cdot \gamma^2 + \gamma + 1,49)}{\sqrt{Es(\zeta)/\rho h}}, \quad (3.33)$$

kjer je:

E elastični modul rezervoarja,

$\gamma = h/R$ razmerje med višino polnjenja in polmerom rezervoarja.

3.1.1.3 Konvekcijska komponenta pritiska

Potek pritiskov po višini prikazuje slika 18 in graf 29. Pritisk zaradi konvekcijske komponente se izračuna s spodnjo enačbo:

$$p_{cn}(\xi, \zeta, \theta, t) = \rho \cdot H \cdot \sum_{n=1}^{\infty} \psi_n \cdot \cosh(\lambda_n \cdot \gamma \cdot \zeta) \cdot J_1(\lambda_n \cdot \xi) \cdot \cos\theta \cdot A_{cn}(t), \quad (3.34)$$

kjer je:

$$\psi_n = \frac{2 \cdot R}{(\lambda_n^2 - 1) \cdot J_1(\lambda_n) \cdot \cosh(\lambda_n \cdot \gamma)}, \quad (3.35)$$

$$\omega_{cn} = \sqrt{g \cdot \frac{\lambda_n}{R} \cdot \tanh(\lambda_n \cdot \gamma)}, \quad (3.36)$$

$$T_{cn} = \frac{2 \cdot \pi}{\omega_{cn}} = \frac{2 \cdot \pi}{\sqrt{g \cdot \frac{\lambda_n}{R} \cdot \tanh(\lambda_n \cdot \gamma)}}, \quad (3.37)$$

$$\lambda_1=1,841; \quad \lambda_2=5,331; \quad \lambda_3=8,536;$$

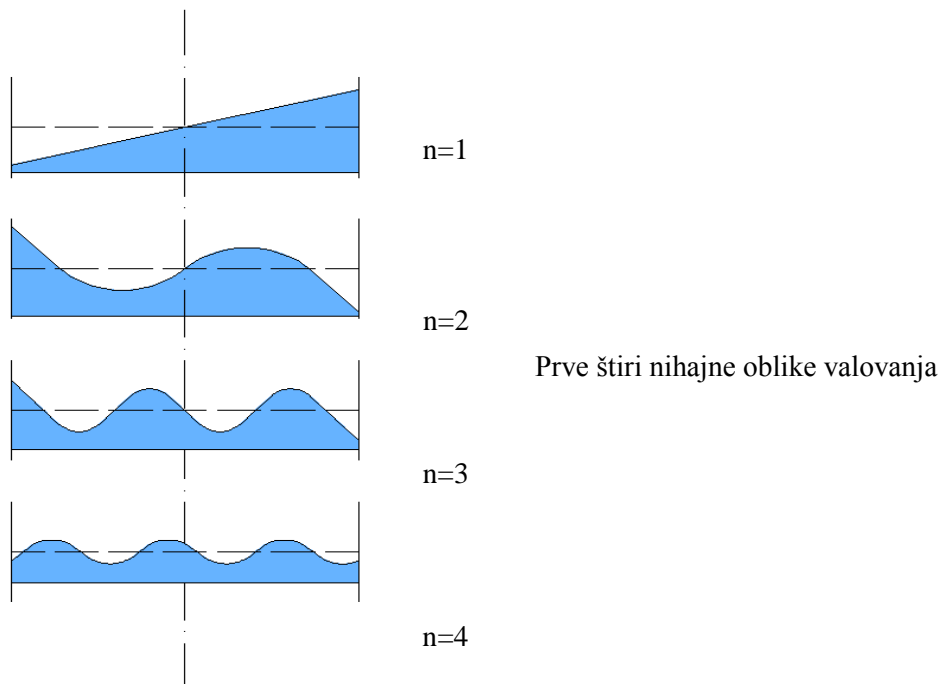
J_1 Besselova funkcija prvega reda,

λ_n ničle za odvod Besselove funkcije prvega reda n-te nihajne oblike,

ω_{cn} lastna frekvenca rezervoarja za konvekcijsko komponento,

T_{cn} nihajni čas rezervoarja za konvekcijsko komponento,

$A_{cn}(t)$ časovno odvisen pospešek temeljnih tal nihala z eno prostostno stopnjo s frekvenco ω_{cn} pri 0,5 % dušenju in faktorjem obnašanja $q = 1,0$.



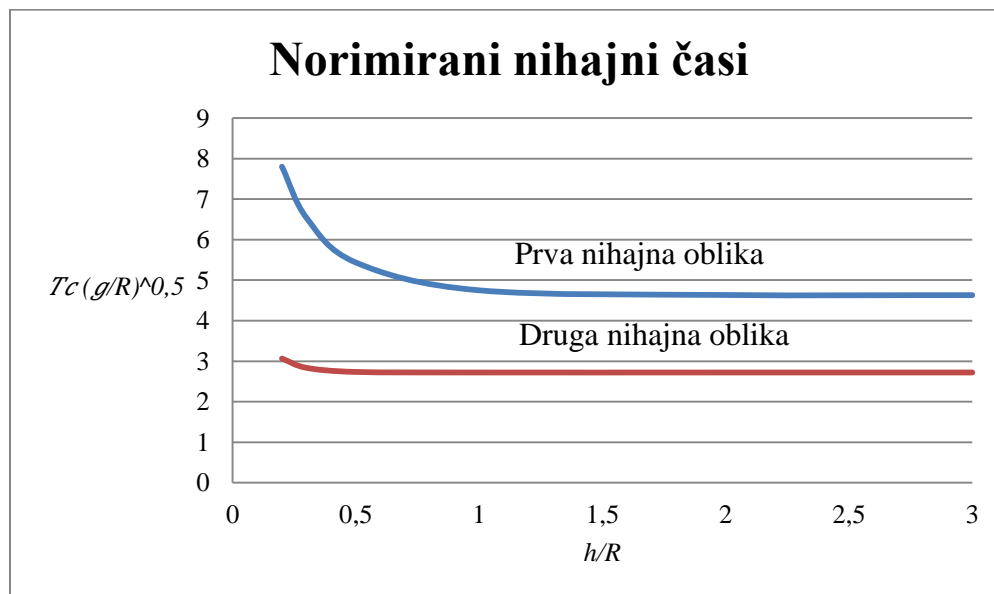
Slika 21: Oblike valovanja

Opomba: Vrednost kritičnega dušenja za tekočine je $\zeta = 0,5 \%$.

Vsebina rezervoarja ne povzroča horizontalnih deformacij (deformabilna impulzivna komponenta jih) in zaradi tega se zgodi vertikalni pomik tekočine. Ker se tekočina premakne samo v vertikalni smeri, je potrebno izračunati višino prostega roba rezervoarja, tako da ne pride do prelivanja čez steno oz. do poškodb strehe zaradi vzgona tekočine. Prve štiri nihajne oblike valovanja prikazuje slika 21.

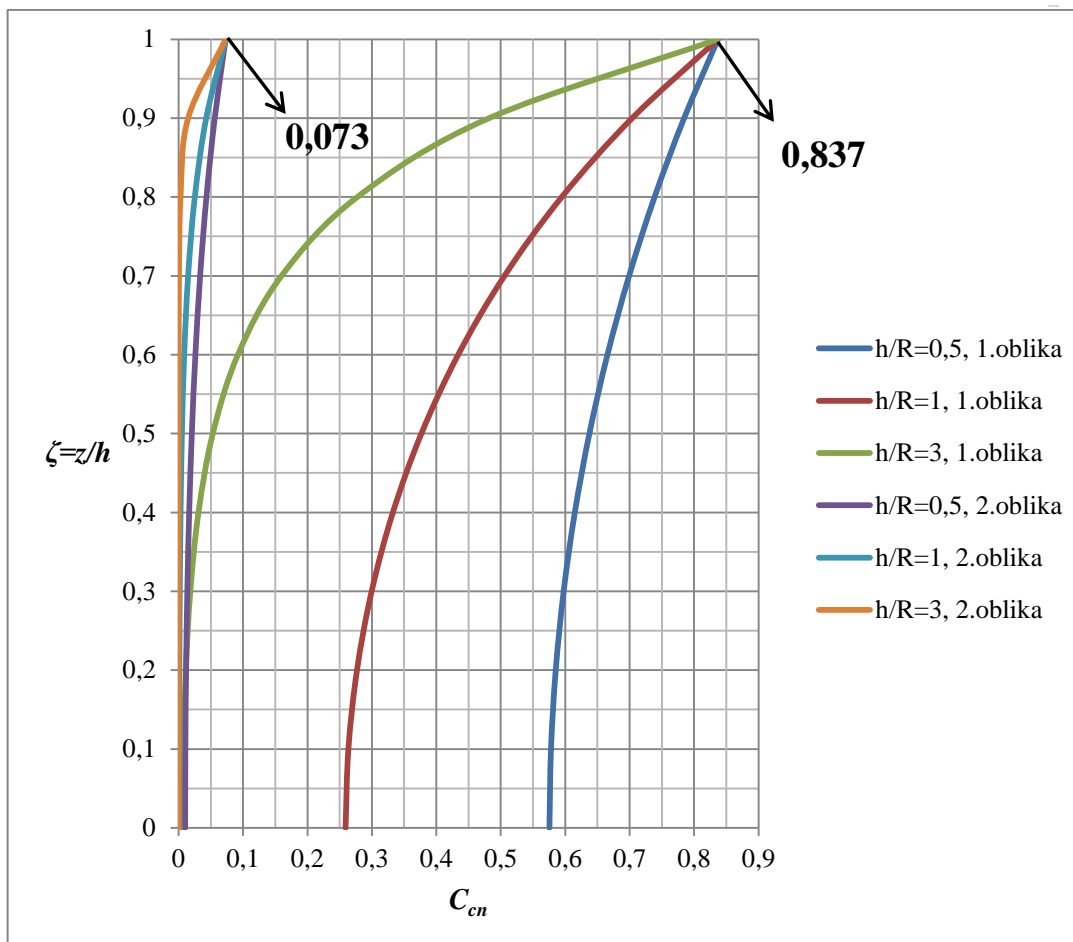
Za dimenzioniranje je dovolj, da vzamemo samo prvo nihajno obliko valovanja ($n = 1$). Če vzamemo vrednosti samo za prvo nihajno obliko, potem je frekvenca enaka:

$$\omega_{c1} = \frac{4,2}{\sqrt{R}}. \quad (3.38)$$



Graf 28: Vrednosti normiranih časov prvih dveh nihajnih oblik

Pri razmerjih h/R večjih kot 1 je velikost nihajnega časa neodvisna od razmerja h/R (odvisna je samo od polmera R).



Graf 29: Potek pritiskov za konvekcijsko komponento

Iz slike je razvidno, da višje nihajne oblike pri konvekcijski komponenti nimajo več velikega vpliva na velikost skupnih pritiskov in da ima valovanje pri nižjih rezervoarjih večji vpliv na pritiske, kot pri višjih.

3.1.1.4 Pritiski zaradi vztrajnosti sten

Pri jeklenih rezervoarjih je doprinos zaradi vztrajnosti sten k celotnim hidrodinamičnim pritiskom majhen, zato ga lahko zanemarimo. Pri betonskih rezervoarjih jih moramo upoštevati. Pritiski se izračunajo s spodnjo formulo:

$$p_w = \rho_s \cdot s(\zeta) \cdot \cos\theta \cdot A_g(t), \quad (3.39)$$

kjer je:

ρ_s gostota materiala rezervoarja,

$s(\zeta)$ debelina stene,

$A_g(t)$ časovno odvisen pospešek temeljnih tal z **maksimalno vrednostjo** a_g pri 5 % dušenju in enakem faktorju obnašanja kot za impulzivno komponento.

Te pritiske je potrebno dodati k impulzivni komponenti.

3.1.1.5 Pritiski zaradi vertikalne komponente potresa v togem rezervoarju

Hidrodinamični pritiski na stene togega rezervoarja zaradi vertikalnega pospeška tal so:

$$p_{vr}(\zeta, t) = \rho \cdot H \cdot (1 - \zeta) \cdot A_v(t), \quad (3.40)$$

kjer je:

ρ gostota tekočine,

$A_v(t)$ vertikalna komponenta pospeška temeljnih tal pri 5 % dušenju in enakem faktorju obnašanja q kot za impulzivno komponento.

Če imamo osno simetrijo, potem ti hidrodinamični pritiski ne ustvarjajo prečnih sil in momentov.

3.1.1.6 Pritiski zaradi vertikalne komponente potresa v deformabilnem rezervoarju

V vertikalni smeri imamo poleg pritiska $p_{vr}(\zeta, t)$, ki nastane zaradi premikanja togega rezervoarja, tudi dodaten pritisk pri deformabilnih rezervoarjih zaradi podajnosti sten. Ta pojav imenujemo dihanje rezervoarja («radial breathing»). Prispevek se lahko izračuna s spodnjim izrazom:

$$p_{vf}(\zeta, t) = 0,815 \cdot f(\gamma) \cdot \rho \cdot h \cdot \cos\left(\frac{\pi}{2} \cdot \zeta\right) \cdot A_{vf}(t), \quad (3.41)$$

$$\text{za } 0,8 \leq \gamma < 4 \quad f(\gamma) = 1,078 + 0,274 \cdot \ln(\gamma), \quad (3.42)$$

$$\text{za } \gamma < 0,8 \quad f(\gamma) = 1,0, \quad (3.43)$$

kjer je:

$A_{vf}(t)$ je vrednost v spektru pospeškov z osnovno frekvenco f_{vf} (vrednost dušenja je 5 %, faktor obnašanja je enak kot za impulzivno komponento).

Osnovna frekvenca se lahko oceni s spodnjim izrazom:

$$\text{za } \zeta = \frac{1}{3} \quad f_{vf} = \frac{1}{4 \cdot R} \cdot \sqrt{\left[\frac{2 \cdot E \cdot I_1(\gamma_1) \cdot s(\zeta)}{\pi \cdot \rho \cdot H \cdot (1 - \nu^2) \cdot I_0(\gamma_1)} \right]}, \quad (3.44)$$

$$\gamma_1 = \frac{\pi}{2 \cdot \gamma}, \quad (3.45)$$

Nihajni čas:

$$T_{vf} = \frac{1}{f_{vf}}. \quad (3.46)$$

$I_0(\cdot)$ in $I_1(\cdot)$ predstavljata modificirano Besselovo funkcijo reda 0 in 1.

E elastični modul rezervoarja,

ν Poisson-ov količnik,

$s(\zeta)$ debelina stene,

ρ gostota vsebine rezervoarja.

Maksimalna vrednost pritiskov je odvisna od vrednosti v vertikalnem spektru odziva za ustrezni nihajni čas in dušenje. Če vpliv temeljnih tal zanemarimo, je vrednost dušenja enaka dušenju rezervoarja (2 % ali 5 %). Če upoštevamo vpliv zemljine, moramo modificirane nihajne čase in dušenja izračunati po točki 3.1.5. Faktor obnašanja q je enak impulzivni komponenti. Maksimalno vrednost za kombinacijo v vertikalni smeri dobimo z metodo korena vsote kvadratov (SRSS pravilo) maksimalnih vrednosti.

$$p_{v,max} = \sqrt{p_{vr}^2 + p_{vf}^2}. \quad (3.47)$$

3.1.1.7 Kombinacija različnih komponent pritiskov

Pri kombinaciji pritiskov moramo prišteti tudi hidrostatični pritisek na steno rezervoarja, kjer stena pospešuje v tekočino in ga odšteti kjer se pojavi srk (na nasprotni strani rezervoarja):

- pri togi impulzivni komponenti je pospešek $A_g(t)$ kar enak projektneemu pospešku tal a_g (če je potrebno, upoštevamo vztrajnost sten), upoštevamo 2-5 % dušenje ter faktor obnašanja $q \geq 1,0$
- deformabilna impulzivna komponenta ima pospešek $A_{fn}(t)$, 2-5 % dušenje ter faktor obnašanja $q \geq 1,0$
- konvekcijska komponenta ima pospešek $A_{cn}(t)$ (lahko zanemarimo višje nihajne oblike), 0,5% dušenje ter faktor obnašanja $q = 1,0$
- pri vertikalni togi komponenti je pospešek $A_v(t)$ kar enak projektneemu pospešku tal v navpični smeri a_{vg} , upoštevamo 2-5 % dušenje in faktor obnašanja, ki je enak impulzivni komponenti
- pri vertikalni deformabilni komponenti imamo pospešek $A_{vf}(t)$, upoštevamo 2-5 % dušenje in faktor obnašanja, ki je enak impulzivni komponenti.

Pri tem je treba biti pozoren na različne faktorje obnašanja q za različne komponente. Za konvekcijsko komponento ne privzamemo možne disipacije energije, zato je ta faktor enak 1,0. Za impulzivno (vključno z vztrajnostjo sten) in vertikalno komponento je lahko ta faktor višji, vendar je potrebno zagotoviti ustrezna mesta za disipacijo, zato lahko namesto elastičnega spektra odziva uporabimo projektne spekter.

Zaradi velike razlike med nihajnimi časi, je lahko uporaba metode korena vsote kvadratov (SRSS-square root of sum squares) nekonservativna, saj bi lahko maksimalne vrednosti impulzivne komponente nastopile v času maksimalnih vrednosti konvekcijske komponente. Zaradi tega se pri vrednotenju notranjih sil in napetosti uporabi metoda direktne vsote maksimalnih vrednosti.

Za upoštevanje kombinacije horizontalne in vertikalne smeri potresa lahko uporabimo enačbi 3.2 in 3.4, kjer upoštevamo najbolj neugodno situacijo.

Za kombiniranje hidrodinamičnih in hidrostatičnih pritiskov uporabimo enačbi 3.48 in 3.49, kjer upoštevamo najbolj neugodno situacijo. Kombinacija pritiskov se izračuna z enačbama 3.48 in 3.49:

$$p = p_h + (p_{ir} + p_w) + p_{if} + \sum_{n=1}^{\infty} p_{cn} + 0,3 \cdot p_{v,max}, \quad (3.48)$$

$$p = p_h + 0,3 \cdot \left[(p_{ir} + p_w) + p_{if} + \sum_{n=1}^{\infty} p_{cn} \right] + p_{v,max}, \quad (3.49)$$

kjer je:

p_h hidrostatični pritiski ($p_h = \rho \cdot g \cdot y$; $y \in [0, h]$),

p_{ir} toga impulzivna komponenta pritiska določena v skladu z enačbo 3.23,

p_{if} deformabilna impulzivna komponenta pritiska določena v skladu z enačbo 3.27,

p_{cn} konvekcijska komponenta pritiska določena v skladu z enačbo 3.34,

p_w pritiski zaradi vztrajnosti sten določeni v skladu z enačbo 3.39,

$p_{v,max}$ maksimalni vertikalni pritiski določeni v skladu z enačbo 3.47.

3.1.2 Deleži mas in višin

3.1.2.1 Toga impulzivna komponenta

- Masa

Masa za togo impulzivno komponento se izračuna s spodnjo formulo:

$$m_i = m \cdot 2 \cdot \gamma \cdot \sum_{n=0}^{\infty} \frac{I_1(v_n/\gamma)}{v_n^3 \cdot I_1'(v_n/\gamma)}, \quad (3.50)$$

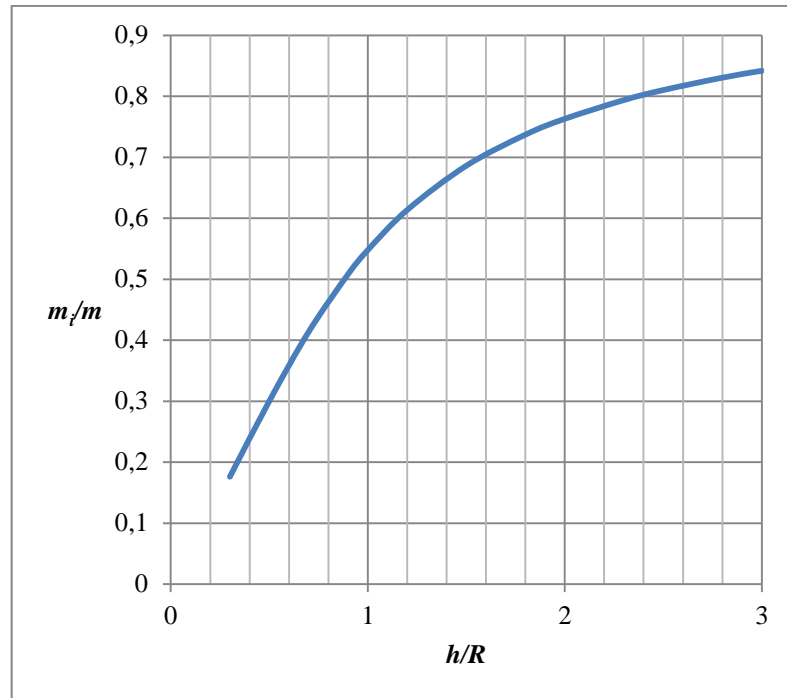
$$m = \rho \cdot \pi \cdot R^2 \cdot h, \quad (3.51)$$

kjer je:

m_i toga impulzivna masa (del vsebine, ki se premika skupaj s togim rezervoarjem),

m celotna masa vsebine,

ρ gostota vsebine.



Graf 30: Delež toge impulzivne vsebine, ki niha skupaj s togim rezervoarjem

- **Višina**

- za določitev momenta tik nad dnom rezervoarja (v steni) se uporabi spodnja formula:

$$h_i = h \cdot \frac{\sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n \cdot I_1(v_n/\gamma)}{v_n^4 \cdot I_1'(v_n/\gamma)} \cdot (v_n \cdot (-1)^n - 1)}{\sum_{n=0}^{\infty} \frac{I_1(v_n/\gamma)}{v_n^3 \cdot I_1'(v_n/\gamma)}}, \quad (3.52)$$

kjer je:

h_i višina od dna rezervoarja do težišča toge impulzivne mase m_i ,

h višina polnjenja rezervoarja,

- za določitev prevrtnenega momenta se uporabi spodnja formula:

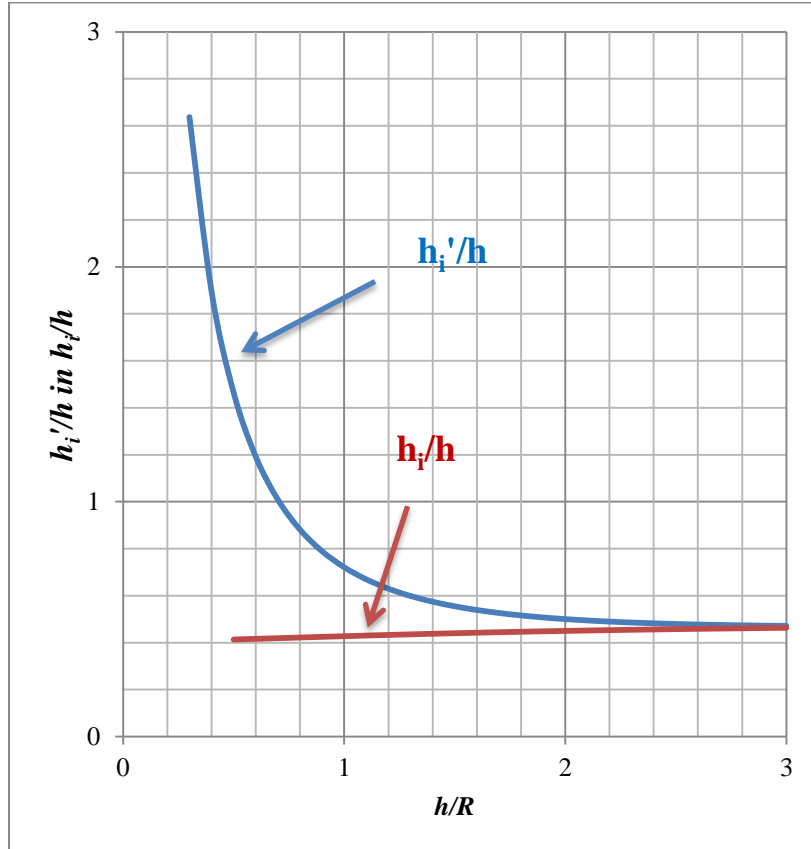
$$h_i' = h \cdot \left(\frac{\sum_{n=1}^{\infty} \beta_n}{\sum_{n=1}^{\infty} \alpha_n} + \frac{\sum_{n=1}^{\infty} \left[\left(1 - \frac{2 \cdot (-1)^{n+1}}{(2 \cdot n - 1) \cdot \pi} \right) \cdot \alpha_n \right]}{\sum_{n=1}^{\infty} \alpha_n} \right), \quad (3.53)$$

kjer je:

$$\alpha_n = \frac{16 \cdot h}{\pi^3 \cdot R \cdot (2 \cdot n - 1)^3} \cdot \frac{I_1 \left[(2 \cdot n - 1) \cdot \frac{\pi \cdot R}{2 \cdot h} \right]}{I_1' \left[(2 \cdot n - 1) \cdot \frac{\pi \cdot R}{2 \cdot h} \right]}, \quad (3.54)$$

$$\beta_n = \frac{16 \cdot (-1)^{n+1}}{\pi^3 \cdot (2 \cdot n - 1)^3} \cdot \frac{I_2 \left[(2 \cdot n - 1) \cdot \frac{\pi \cdot R}{2 \cdot H} \right]}{I_1' \left[(2 \cdot n - 1) \cdot \frac{\pi \cdot R}{2 \cdot H} \right]} \quad (3.55)$$

h_i' višina od dna rezervoarja do težišča deformabilne impulzivne mase m_i za določitev prevrtnenega momenta.



Graf 31: določitev višin h_i in h_i'

3.1.2.2 Deformabilna impulzivna komponenta

- Masa

Masa za deformabilno impulzivno komponento se izračuna s spodnjo formulo:

$$m_f = m \cdot \psi \cdot \gamma \cdot \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n}{v_n} d_n, \quad (3.56)$$

m_f delež deformabilne impulzivne mase vsebine

Izraza za določitev ψ in d_n sta podana v točki 3.1.1.2 z enačbama 3.28 in 3.30.

- Višina

Za določitev momenta tik nad dnem rezervoarja (v steni) se uporabi spodnja formula:

$$h_f = h \cdot \frac{\left[\gamma \cdot \sum_{n=0}^{\infty} d_n \cdot \frac{(-1)^n \cdot v_n - 2}{v_n^2} + \sum_{n=0}^{\infty} d_n \cdot \frac{I_1'(v_n/\gamma)}{v_n} \right]}{\gamma \cdot \sum_{n=0}^{\infty} d_n \cdot \frac{(-1)^n}{v_n}}, \quad (3.57)$$

h_f višina od dna rezervoarja do težišča deformabilne impulzivne mase m_i .

3.1.2.3 Konvekcijska komponenta

- **Masa**

Masa za konvekcijsko komponento se izračuna s spodnjo formulo:

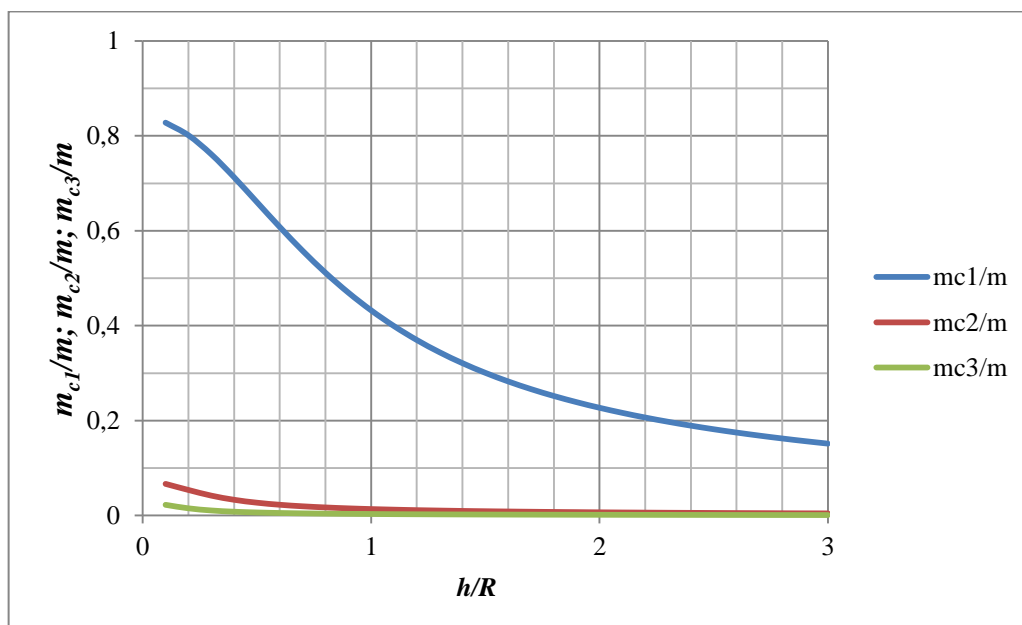
$$m_{cn} = m \cdot \frac{2 \cdot \tanh(\lambda_n \cdot \gamma)}{\gamma \cdot \lambda_n (\lambda_n^2 - 1)}, \quad (3.58)$$

kjer je:

m_{cn} delež mase n -te nihajne oblike,

λ_n ničla za odvod Besselove funkcije prvega reda n -te nihajne oblike.

$\lambda_1=1,841$; $\lambda_2=5,331$; $\lambda_3=8,536$;



Graf 32: Deleži konvekcijskih mas za različne nihajne oblike

Iz grafa je razvidno, da višje nihajne oblike nimajo velikega vpliva na velikost notranjih sil, saj v višjih nihajnih oblikah nastopa majhen delež celotne mase konvekcijske komponente.

- **Višina**

- za določitev momenta tik nad dnom rezervoarja (v steni) se uporabi spodnja formula:

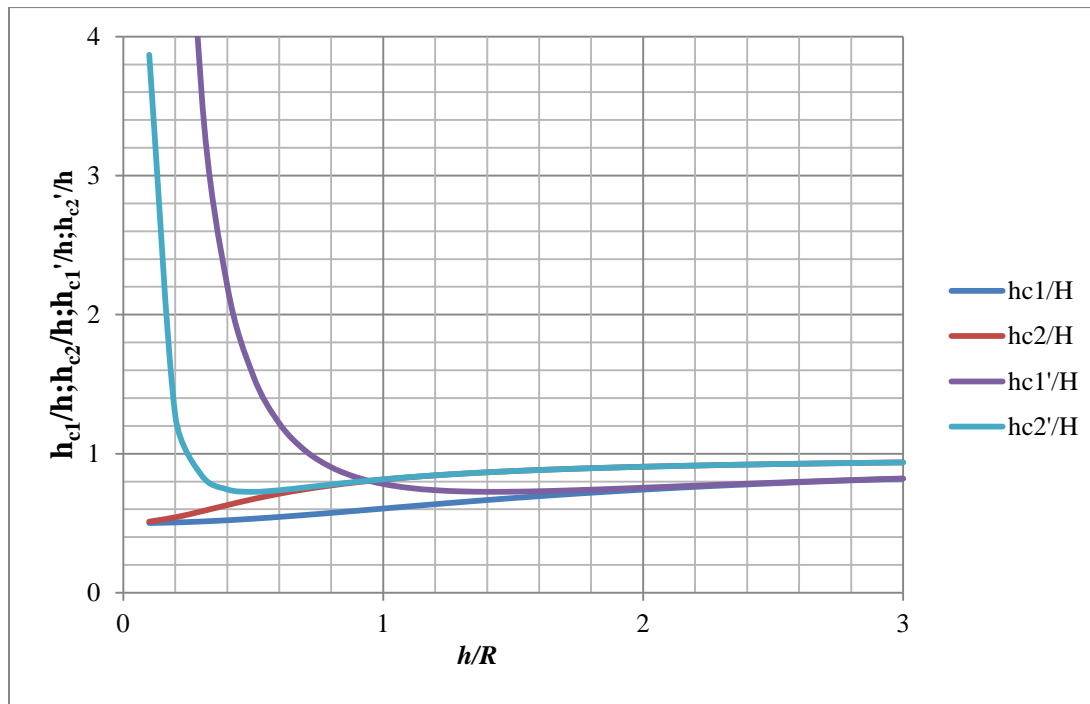
$$h_{cn} = h \cdot \left(1 + \frac{1 - \cosh(\lambda_n \cdot \gamma)}{\gamma \cdot \lambda_n \cdot \sinh(\lambda_n \cdot \gamma)} \right), \quad (3.59)$$

h_{cn} višina od dna rezervoarja do težišča n-te konvekcijske mase m_{cn} ,

- za določitev prevrtnitvenega momenta tik pod dnom rezervoarja se uporabi spodnja formula:

$$h'_{cn} = h \cdot \left(1 + \frac{2 - \cosh(\lambda_n \cdot \gamma)}{\gamma \cdot \lambda_n \cdot \sinh(\lambda_n \cdot \gamma)} \right), \quad (3.60)$$

h'_{cn} višina za določitev prevrtnitvenega momenta od dna rezervoarja do težišča n-te konvekcijske mase m_{cn} .



Graf 33: Določitev višin posameznih delnih konvekcijskih mas

3.1.3 Notranje sile

Za določitev napetosti v steni rezervoarja se uporabijo vrednosti za prečno silo in moment tik nad dnom rezervoarja. Za kontrolo temeljev, sidrnih vijakov in stabilnosti se uporabi vrednost momenta tik pod dnom rezervoarja (prevrtnitveni moment).

Maso lupine in strehe rezervoarja lahko dodamo k masi impulzivne komponente tako za prečno silo kot za moment. Višina težišča lupine s konstantno debelino je na polovici celotne višine rezervoarja.

3.1.3.1 Toga impulzivna komponenta

Upoštevati je potrebno 5 % dušenje in faktor obnašanja $q \geq 1,0$.

- **Prečne sile**

$$Q_i(t) = (m_i + m_r + m_w) \cdot A_g(t). \quad (3.61)$$

- **Moment v steni tik nad dnom rezervoarja**

$$M_i(t) = (m_i \cdot h_i + m_r \cdot h_r + m_w \cdot h_w) \cdot A_g(t). \quad (3.62)$$

- **Prevrnitveni moment tik pod dnom rezervoarja**

$$M'_i = (m_i \cdot h'_i + m_r \cdot h_r + m_w \cdot h_w) \cdot A_g(t), \quad (3.63)$$

kjer je:

m_r masa strehe rezervoarja,

m_w masa stene (lupine) rezervoarja,

h_r težišče strehe rezervoarja,

h_w težišče stene rezervoarja.

3.1.3.2 Deformabilna impulzivna komponenta

Upoštevati je potrebno 5 % dušenje in faktor obnašanja $q \geq 1,0$.

- **Prečne sile**

$$Q_f(t) = m_f \cdot A_f(t). \quad (3.64)$$

- **Moment v steni tik nad dnom rezervoarja**

$$M_f(t) = m_f \cdot h_f \cdot A_f(t). \quad (3.65)$$

3.1.3.3 Konvekcijska komponenta

Upoštevati je potrebno 0,5 % dušenje in faktor obnašanja $q = 1,0$.

- **Prečne sile**

$$Q_c(t) = \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} \cdot A_{cn}(t). \quad (3.66)$$

- **Moment v steni tik nad dnom rezervoarja**

$$M_{cn}(t) = \sum_{n=1}^{\infty} (m_{cn} \cdot A_{cn}(t)) \cdot h_{cn}. \quad (3.67)$$

- **Prevrnitveni moment tik pod dnom rezervoarja**

$$M'_{cn} = \sum_{n=1}^{\infty} (m_{cn} \cdot A_{cn}(t)) \cdot h'_{cn}. \quad (3.68)$$

3.1.3.4 Vertikalna komponenta

Zaradi osne simetrije hidrodinamični pritiski $p_{v,max}$ (kombinacija za tog in deformabilen rezervoar, enačba 3.47) ne povzročajo prečnih sil ali momentov tik nad dnom rezervoarja ali pod njim.

Te pritiski povzročajo samo obodne natezne napetosti.

3.1.3.5 Kombinacija notranjih sil

- **Prečne sile**

$$Q(t) = (m_i + m_r + m_w) \cdot A_g(t) + \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} \cdot A_{cn}(t) + m_f \cdot A_f(t). \quad (3.69)$$

$A_{cn}(t)$ celotni oz. absolutni pospešek s frekvenco ω_{cn} pri dušenju $\xi = 0,5 \%$ zaradi pospeška temeljnih tal,

$A_f(t)$ je relativni pospešek glede na temeljna tla s frekvenco ω_f pri 5 % dušenju zaradi pospeška temeljnih tal $A_g(t)$.

- **Momentv steni tik nad dnom rezervoarja**

$$M(t) = (m_i \cdot h_i + m_r \cdot h_r + m_w \cdot h_w) \cdot A_g(t) + \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} \cdot h_{cn} \cdot A_{cn}(t) + m_f \cdot h_f \cdot A_f(t). \quad (3.70)$$

- **Prevrnitveni moment tik pod dnom rezervoarja**

$$M'(t) = (m_i \cdot h'_i + m_r \cdot h_r + m_w \cdot h_w) \cdot A_g(t) + \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} \cdot h'_{cn} \cdot A_{cn}(t) + m_f \cdot h_f \cdot A_f(t). \quad (3.71)$$

3.1.4 Višina valovanja

Potrebna višina prostega roba je potrebna zato, da pri rezervoarjih brez strehe ne pride do preliivanja čez stene, pri rezervoarjih s streho, pa da ne pride do poškodb strehe zaradi vzgona, ki ga povzroča tekočina. Pri določitvi višine valovanja se predpostavi, da se rezervoar obnaša tako.

Višina valovanja po tem standardu ni odvisna od robnih pogojev (sidran oz. rezervoar, ki ni sidran), čeprav se v realnosti izkaže, da je višina valovanja veliko manjša pri sidranih rezervoarjih kot pri rezervoarjih, ki niso sidrani (razlika je lahko tudi več kot 100 %).

Višina vala je odvisna predvsem od prve nihajne oblike konvekcijske komponente, zato potrebujemo za določitev vrednosti v elastičnem spektru odziva samo čas prve nihajne oblike T_{c1} .

$$d_{max} = 0,84 \cdot R \cdot \frac{S_e(T_{c1})}{g}, \quad (3.72)$$

$S_e(T_{c1})$ je vrednost v elastičnem spektru odziva (faktor $q = 1$) 1 nihajne oblike konvekcijske komponente. Pri tekočinah upoštevamo faktor kritičnega dušenja $\zeta = 0,5 \%$.

3.1.5 Interakcija med zemljino in rezervoarjem

Za rezervoarje, ki ležijo na deformabilnih zemljinah, se lahko gibanje močno razlikuje od prostega gibanja, zato moramo modificirati nihajne čase in upoštevati pojav zibanja ("rocking effect"). Pri slabih zemljinah se nihajni časi povečajo, poveča se tudi dušenje celotnega sistema, zato so lahko notranje sile manjše kot pri dobrih (kompaktnih) zemljinah. Povečanje nihajnega časa (in s tem možno znižanje vrednosti v spektru pospeškov) je bolj izrazito pri visokih in vitkih rezervoarjih, zato ker je pojav zibanja močnejši, vendar pa imamo po drugi strani manjše dušenje celotnega sistema. Pri nižjih rezervoarjih je vpliv dušenja manjši, saj je zibanje konstrukcije manjše (pojav zibanja povečuje vrednost dušenja).

Podaljšanje nihajnega časa upoštevamo samo v impulzivni in vertikalni komponenti, medtem ko za konvekcijsko komponento predpostavimo, da interakcija med zemljino in rezervoarjem ne vpliva na podaljšanje nihajnega časa.

3.1.5.1 Modificirani nihajni časi

Povečajo se nihajni časi v impulzivni in vertikalni komponenti (glede na gibanje tal pri nedeformabilnih temeljnih tleh) tako za tog kot za deformabilen rezervoar. Strogo gledano se nihajni časi spremenijo tudi za konvekcijsko komponento, vendar je sprememba majhna, zato jo lahko zanemarimo.

- a) Horizontalna komponenta
- modificiran nihajni čas za tog rezervoar za impulzivno komponento

$$T_i^* = 2 \cdot \pi \sqrt{\left(\frac{m_i + m_o}{k_x \cdot \alpha_x} + \frac{m_i \cdot h_i'^2}{k_\theta \cdot \alpha_\theta} \right)}, \quad (3.73)$$

- modificiran nihajni čas za deformabilen rezervoar za impulzivno komponento

$$T_f^* = T_f \sqrt{\left(1 + \frac{k_f}{k_x \cdot \alpha_x} \cdot \left[1 + \frac{k_x \cdot h_f^2}{k_\theta \cdot \alpha_\theta} \right] \right)}. \quad (3.74)$$

- b) Vertikalna komponenta
- Tog rezervoar

$$T_{vr}^* = 2 \cdot \pi \sqrt{\left(\frac{m_{tot}}{k_v \cdot \alpha_v} \right)}. \quad (3.75)$$

- Deformabilen rezervoar

$$T_{vf}^* = T_{vf} \sqrt{\left(1 + \frac{k_l}{k_v \cdot \alpha_v} \right)}. \quad (3.76)$$

T_{vf} se določi v skladu z enačbo 3.46.

$$k_x = \frac{8 \cdot G \cdot R}{2 - \nu}; \quad k_v = \frac{4 \cdot G \cdot R}{1 - \nu}; \quad k_\theta = \frac{8 \cdot G \cdot R^3}{3 \cdot (1 - \nu)}; \quad (3.77)$$

kjer je:

m_i, h_i' masa in višina impulzivne komponente za določitev prevrnitvenega momenta,

k_x, k_θ, k_v so horizontalna, zibajoča (»rocking«) in vertikalna togost temeljev,

R polmer temeljev,

G strižni modul zemljine (določi se z enačbo 1.24),

ν poissonov količnik zemljine,

k_f $k_f = 4\pi^2 m_f / T_f^2$ efektivna togost deformabilnega rezervoarja,

k_l $k_l = 4\pi^2 m_l / T_{vd}^2$ togost tekočine,

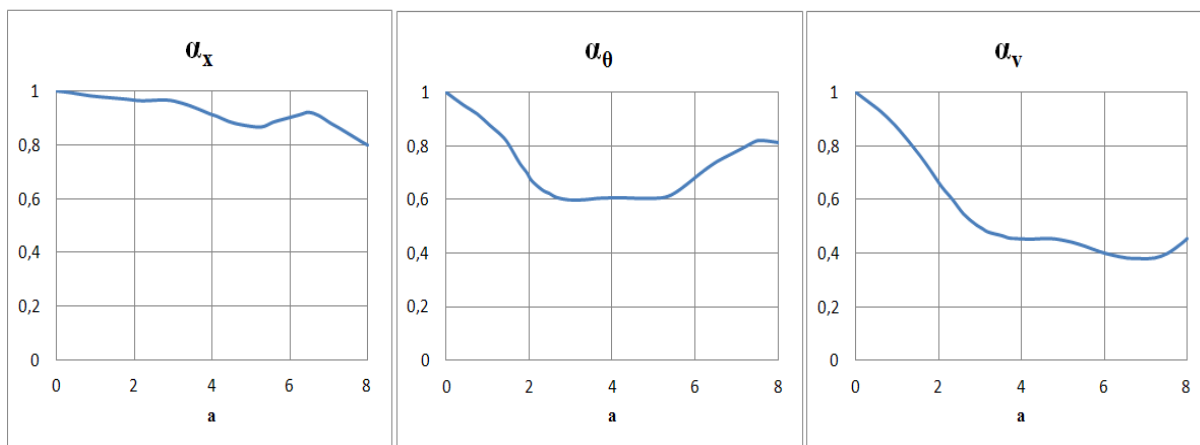
m_{tot} celotna masa vsebine rezervoarja in temeljev,

m_o masa temeljev ,

m_l masa tekočine,

$\alpha_x, \alpha_\theta, \alpha_v$ so brezdimenzijski faktorji, ki spremenijo statično togost v dinamično.

Vrednosti a za poissonov količnik $\nu = 0,3$ se lahko določijo iz spodnjih grafov [5].



Graf 34: Koeficientov α_x , α_θ in α_v

a brezdimenzijska funkcija $a = \frac{2 \cdot \pi \cdot R}{v_s \cdot T}$,

v_s strižna hitrost valovanja (se določi z enačbo 1.8).

3.1.5.2 Modificiran faktor dušenja

Osnovni izraz za vrednost dušenja pri interakciji med rezervoarjem in zemljino je:

$$\xi = \xi_s + \frac{\xi_m}{(T^*/T)^3}, \quad (3.78)$$

kjer je:

ξ_s radialno dušenje zemljine,

ξ_m dušenje vsebine rezervoarja.

Določitev vrednosti za ξ_s :

- horizontalna toga impulzivna komponenta

$$\xi_s = \frac{2 \cdot \pi^2 \cdot m_i \cdot a}{k_x \cdot T_i^{*2}} \cdot \left(\frac{\beta_x}{\alpha_x} + \frac{k_x \cdot h_i^2 \cdot \beta_\theta}{k_\theta \cdot \alpha_\theta} \right), \quad (3.79)$$

- horizontalna deformabilna impulzivna komponenta

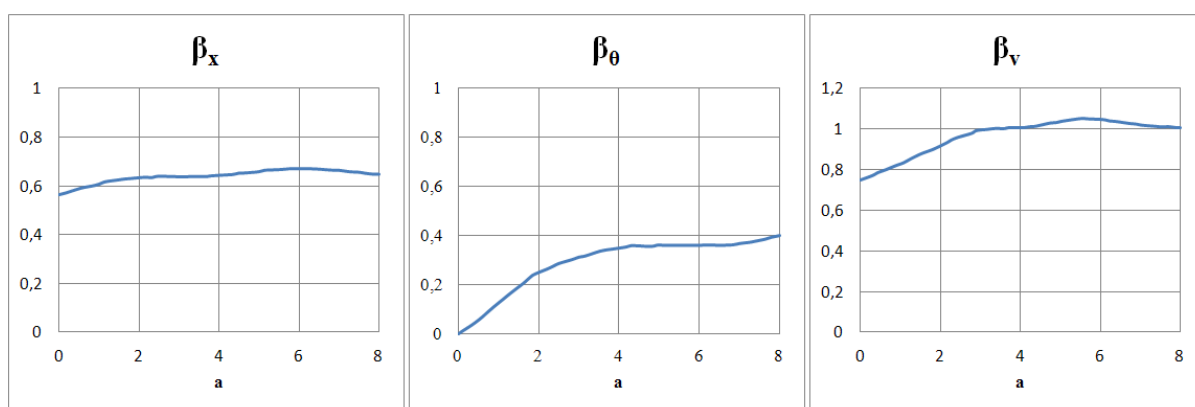
$$\xi_s = \frac{2 \cdot \pi^2 \cdot m_f \cdot a}{k_x \cdot T_f^{*2}} \cdot \left(\frac{\beta_x}{\alpha_x} + \frac{k_x \cdot h_f^2 \cdot \beta_\theta}{k_\theta \cdot \alpha_\theta} \right), \quad (3.80)$$

- vertikalna toga komponenta

$$\xi_s = \frac{2 \cdot \pi^2 \cdot m_{tot}}{k_x \cdot T_{vr}^{*2}} \cdot a \cdot \frac{\beta_v}{\alpha_v}, \quad (3.81)$$

$\beta_x, \beta_\theta, \beta_v$ brezdimenzijski faktorji za radialno dušenje za horizontalno, zibajočo (»rocking«) in vertikalno komponento.

Vrednosti β za poissonov količnik $\nu = 0,3$ se lahko določijo iz spodnjih grafov [5].



Graf 35: Koeficientov β_x, β_θ in β_v

3.1.6 Poenostavljeni postopki

3.1.6.1 Veletsos in Yang-ov postopek

Izraz za celotno prečno silo po Evrokod standardu (enačba 3.68) nadomesti s spodnjim izrazom:

$$Q(t) = m_i \cdot A_{fa}(t) + \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} \cdot A_{cn}(t). \quad (3.82)$$

Predpostavi, da je celoten rezervoar deformabilen, zato je odziv celotnega dela mase vsebine v impulzivni komponenti pomnožen z absolutnim faktorjem pospeška deformabilnega rezervoarja ($A_{fa}(t) = A_f(t) + A_g(t)$) s frekvenco ω_f .

Celotna prečna sila se lahko oceni:

$$Q_w(t) = (\varepsilon_o \cdot m) \cdot A_{fa}(t). \quad (3.83)$$

Vrednost ε_o je delež participacije efektivne mase v prvi nihajni obliki, pri čemer je m celotna masa rezervoarja z vsebino, faktor ε_o pa je podan v spodnji preglednici.

Preglednica 14: za določitev vrednosti ε_o

$\gamma=H/R$	0,5	1,0	3,0
ε_o	0,5	0,7	0,9

Ta postopek predpostavlja zgornjo mejo za razmerja h/R , ki so enaka oz. manjša od 1. Nad vrednostjo $h/R = 1$ je bila predlagana korekcija tega faktorja. Zaradi konservativne metode lahko vztrajnost sten zanemarimo.

3.1.6.2 Haroun in Housner-jev postopek

Spodnji izraz za določitev prečne sile je napisan tako, da lahko uporabimo vrednosti iz spektra odziva:

$$Q(t) = \sqrt{\left((m_i - m_f) \cdot A_g(t) \right)^2 + \left(\sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} \cdot A_{cn}(t) \right)^2 + (m_f \cdot A_{fa}(t))^2}. \quad (3.84)$$

Vrednosti za delne mase m_i in m_f so podane v grafu kot funkcija h/R in s/R skupaj s pripadajočimi višinami teh mas. Vpliv vztrajnosti sten je vključen v vrednosti delnih mas in višin.

Za kombinacijo maksimalnih vrednosti je uporabljena metoda korena vsote kvadratov (SRSS).

3.1.6.3 Sharf-ov postopek

Predpostavi, da razlika med absolutnim in relativnim odzivom pospeška ni velika. Tukaj je uporabljena metoda korena vsote kvadratov (SRSS) za določitev celotne prečne sile

$$Q = \sqrt{(m_i \cdot a_g)^2 + (m_f \cdot a_{fa})^2 + \left(\sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} \cdot a_{cn} \right)^2}. \quad (3.85)$$

3.1.6.4 Poenostavljen postopek po EC8

Odnos med rezervoarjem in vsebino poenostavimo z dvema sistemoma z eno prostostno stopnjo, en sistem predstavlja impulzivno komponento, ki se pomika skupaj z deformabilnim rezervoarjem, drug sistem pa konvekcijsko komponento.

Upoštevamo samo prvi nihajni obliki v impulzivni in konvekcijski komponenti. Po navadi je ta poenostavev dovolj natančna, saj v večini primerov zajameta od 85-98 % celotne mase sistema. Pri višjih rezervoarjih ($h/R \geq 1$) preostanek niha v višjih nihajnih oblikah impulzivne komponente, pri manjših rezervoarjih ($h/R < 1$) pa v konvekcijski. Ta postopek je primeren tako za jeklene kot za armirano betonske rezervoarje. Kombinacijo impulzivne in konvekcijske komponente naredimo z uporabo direktne vsote.

V tem postopku ne upoštevamo faktorja obnašanja, tako da vrednosti vzamemo iz elastičnih spektrov odziva konstrukcije.

Za rezervoarje vzamemo 5 % vrednost dušenja za konstrukcijo in 0,5 % za dušenje njegove vsebine.

- **nihajna časa**

$$T_i = C_i \cdot \frac{H \cdot \sqrt{\rho}}{\sqrt{\frac{s}{R}} \cdot \sqrt{E}}, \quad (3.86)$$

$$T_c = C_c \cdot \sqrt{R}, \quad (3.87)$$

kjer je:

h višina vsebine rezervoarja [m],

R polmer rezervoarja [m],

s debelina stene [m],

ρ gostota vsebine [kg/m^3],

E elastični modul rezervoarja [N/m^2].

Koeficienta C_i in C_c , delne mase m_i in m_c ter višine h_i in h_c so podane v spodnji preglednici.

Preglednica 15: Določitev koeficientov

H/R	C_i	C_c [$\text{s/m}^{0,5}$]	m_i/m	m_c/m	h_i/H	h_c/H	h_i'/H	h_c'/H
0,3	9,28	2,09	0,176	0,824	0,400	0,521	2,640	3,414
0,5	7,74	1,74	0,300	0,700	0,400	0,543	1,460	1,517
0,7	6,97	1,60	0,414	0,586	0,401	0,571	1,009	1,011
1	6,36	1,52	0,548	0,452	0,419	0,616	0,721	0,785
1,5	6,06	1,48	0,686	0,314	0,439	0,690	0,555	0,734
2	6,21	1,48	0,763	0,237	0,448	0,751	0,500	0,764
2,5	6,56	1,48	0,810	0,190	0,452	0,794	0,480	0,796
3	7,03	1,48	0,842	0,158	0,453	0,825	0,472	0,825

- **Celotna prečna sila**

Celotno prečno silo se izračuna z uporabo direktne vsote:

$$Q = (m_i + m_w + m_r) \cdot S_e(T_i) + m_c \cdot S_e(T_c), \quad (3.88)$$

kjer je:

m_i delna masa impulzivne komponente,

m_c delna masa konvekcijske komponente,

m_w masa stene rezervoarja,

m_r masa strehe rezervoarja,

$S_e(T_i)$ impulzivna vrednost v elastičnem spektru odziva pri 5 % dušenju,

$S_e(T_c)$ konvekcijska vrednost v elastičnem spektru odziva pri 0,5 % dušenju.

- **Moment tik nad dnom rezervoarja**

Celotno moment tik nad dnom rezervoarja se izračuna z uporabo direktne vsote:

$$M = (m_i \cdot h_i + m_w \cdot h_w + m_r \cdot h_r) \cdot S_e(T_i) + m_c \cdot h_c \cdot S_e(T_c), \quad (3.89)$$

kjer je:

h_i višina težišča delne mase impulzivne komponente,

h_c višina težišča delne mase konvekcijske komponente,

h_w višina težišča stene merjena od dna rezervoarja,

h_r višina težišča strehe merjena od dna rezervoarja.

- **Prevrnitveni moment tik pod dnom rezervoarja**

Celotno moment tik pod dnom rezervoarja se izračuna z uporabo direktne vsote:

$$M = (m_i \cdot h'_i + m_w \cdot h_w + m_r \cdot h_r) \cdot S_e(T_i) + m_c \cdot h'_c \cdot S_e(T_c). \quad (3.90)$$

- **Maksimalna višina valovanja je podana z enačbo 3.72.**

3.2 REZERVOARJI, KI NISO SIDRANI

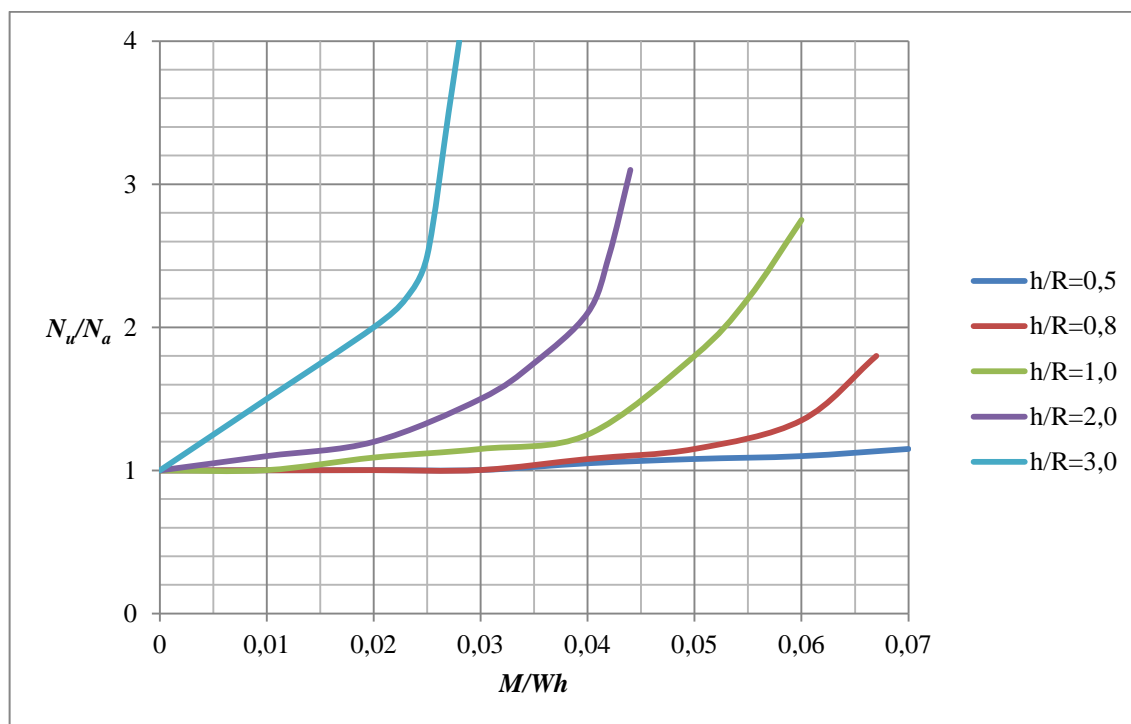
Rezerovarji, ki niso sidrani v temelje, se lahko dvignejo od tal zaradi prevrnitvenega momenta. Dvig je bolj izrazit pri rezervoarjih z odprtim zgornjim delom. Dvig lahko povzroči plastične deformacije v dnu rezervoarja, kar lahko povzroči prevelike deformacije in zaradi tega trganje materiala. Večina rezervoarjev ni sidranih zaradi boljše ekonomičnosti, saj je sidranje in z njim povezano temeljenje lahko zelo drago.

Ko poznamo maksimalne vrednosti hidrodinamičnih pritiskov, lahko napetosti določimo s statično analizo. Za rezervoarje, ki se dvignejo, se mora uporabiti bolj natančna ne-linearna analiza z uporabo končnih elementov, kjer se upošteva tudi vpliv zemljine.

Dvig rezervoarja poveča tudi vertikalne tlačne napetosti v steni, ki se nahaja nasproti dvignjenega dela.

3.2.1 Vertikalne napetosti

Pri vitkih rezervoarjih je doprinos k vertikalnim napetostim zaradi povečanih osnih sil zaradi dviga zelo velik. Povečanje membranskih sil za rezervoar, ki ni sidran N_u proti sidranemu N_a , je odvisen od brezdimenzijskega prevrnitvenega momenta M/Wh (W celotna teža tekočine). Povečanje je prikazano na spodnjem grafu:



Graf 36: Povečanje membranskih sil N_u za rezervoar, ki ni sidran

$M/(m \cdot g \cdot h)$ je brezdimenzijski prevrnitveni moment, kjer m predstavlja maso tekočine.

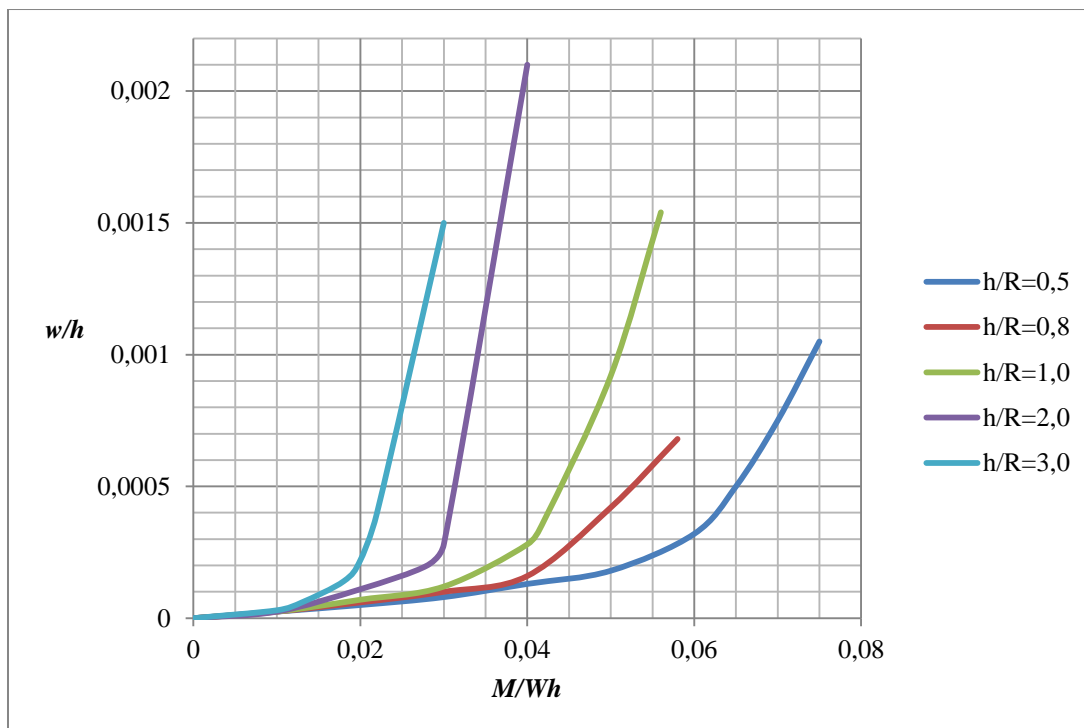
3.2.2 Višina dviga rezervoarja



Maksimalna višina dviga je pomembna zato, da ne pride do poškodb elementov, ki so priključeni na rezervoar (slika 22).

Slika 22: Poškodbe priključka

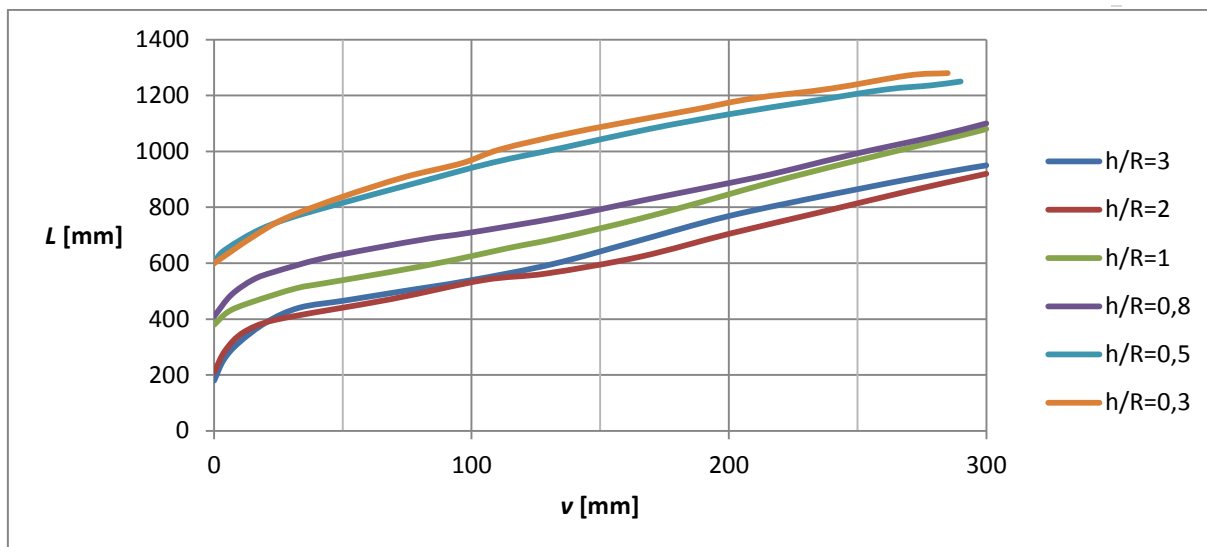
Višina dviga je podana kot razmerje med velikostjo normiranega prevrtnitvenega momenta in vrednostmi γ .



Graf 37: Dvig rezervoarja

w višina dviga rezervoarja.

Za določitev obodnih napetosti v dnu je potrebno določiti dolžino dvignjenega dela rezervoarja L .



Graf 38: Širina dvignjenega dela rezervoarja

3.2.3 Obodne napetosti na dnu rezervoarja

Te napetosti nastanejo zaradi dviga rezervoarja w_{max} . Napetosti morajo biti manjše, kot je napetost na meji tečenja dna rezervoarja. Določijo se s spodnjo enačbo:

$$\sigma_{rb} = \frac{1}{s_b} \cdot \left(\frac{2 \cdot E}{3 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot s_b \cdot p_{max}^2 \cdot R^2 \cdot (1 - \mu)^2 \right)^{\frac{1}{3}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}, \quad (3.91)$$

kjer je:

$$\mu = 1 - \frac{L}{2 \cdot R}, \quad (3.92)$$

L širina dvignjenega dela rezervoarja (slika 23),

s_b debelina dna rezervoarja,

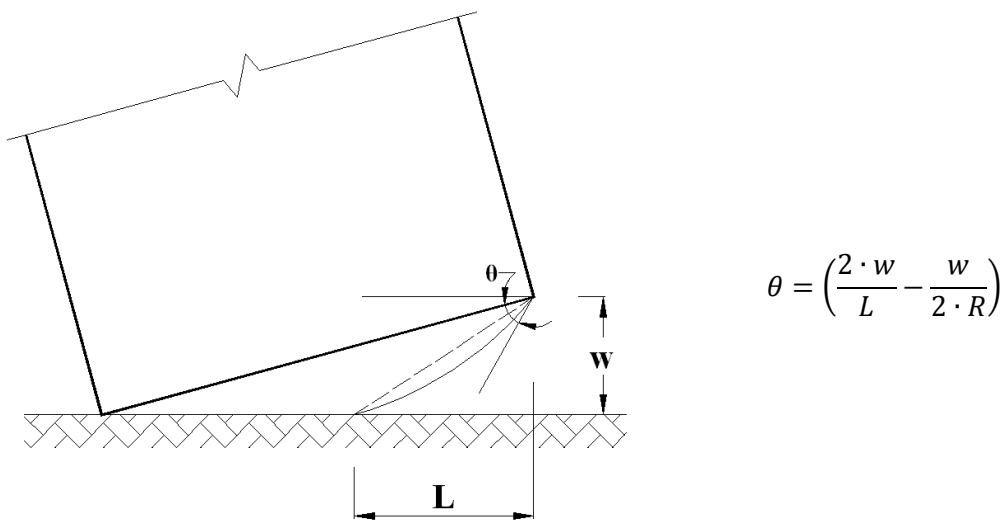
p pritisk na dno rezervoarja.

3.2.4 Rotacija dna rezervoarja

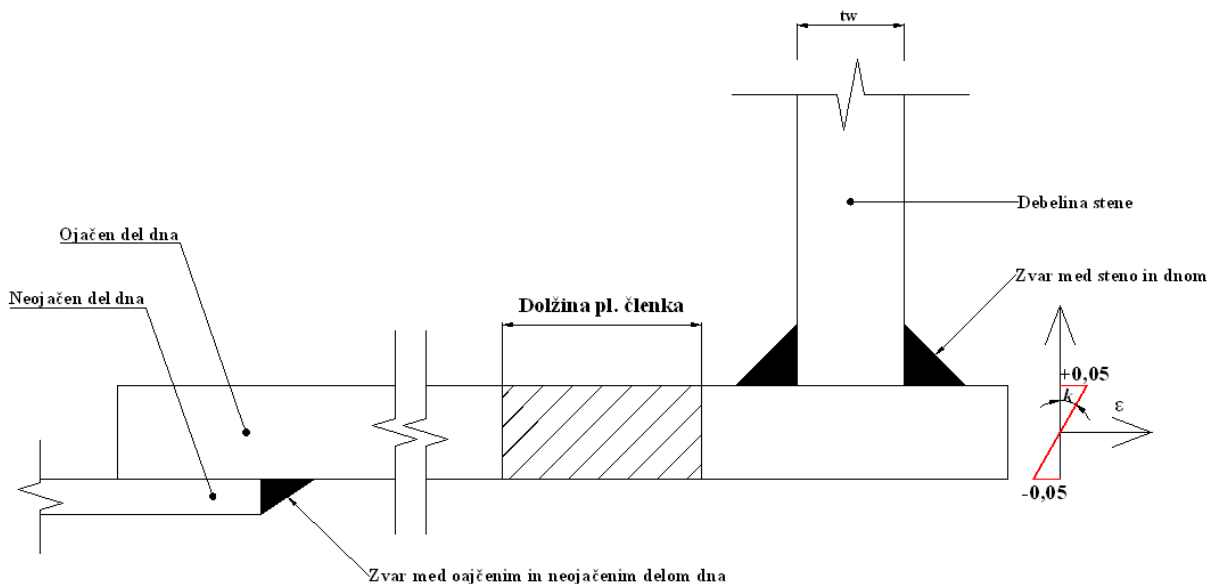
Debelina dna rezervoarja mora biti manjša ali enaka debelini stene, zato da pride do morebitne plastifikacije v dnu rezervoarja.

Do dviga pride pri višjih rezervoarjih, zaradi tega, ker je višina težišča mase vsebine višje kot pri nižjih rezervoarjih.

Največja dovoljena rotacija plastičnega členka, ki ima dolžino $2 \cdot s_b$ (s_b je debelina dna rezervoarja), je 0,20 radiana (slika 24).



Slika 23: Višina dviga in širina dvignjenega dela



Slika 24: Širina plastičnega členka

$$\theta_{max} = \int_0^{2t} k \cdot dx = \frac{\varepsilon}{\frac{s_b}{2}} \cdot 2 \cdot s_b = 0,2 \text{ rad}, \quad (3.93)$$

kjer je:

ε največja dovoljena deformacija (5 %),

s_b debelina ojačenega dela dna rezervoarja.

3.3 KONTROLE

3.3.1 Plastična nosilnost-trajno projektno stanje

Za projektno obtežbo vzamemo Misesov pogoj tečenja:

$$\sigma_{eq,Ed} = \sqrt{\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{\theta,Ed}^2 - \sigma_{x,Ed} \cdot \sigma_{\theta,Ed} + 3 \cdot (\tau_{x\theta,Ed}^2 + \tau_{xn,Ed}^2 + \tau_{\theta n,Ed}^2)}. \quad (3.94)$$

Kjer je:

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{n_{x,Ed}}{t} \pm \frac{m_{x,Ed}}{t^2/4}, \quad (3.95)$$

$$\sigma_{\theta,Ed} = \frac{n_{\theta,Ed}}{t} \pm \frac{m_{\theta,Ed}}{t^2/4}, \quad (3.96)$$

$$\tau_{x\theta,Ed} = \frac{n_{x\theta,Ed}}{t} \pm \frac{m_{x\theta,Ed}}{t^2/4}, \quad (3.97)$$

$$\tau_{xn,Ed} = \frac{q_{xn,Ed}}{t}, \quad (3.98)$$

$$\tau_{\theta n,Ed} = \frac{q_{\theta n,Ed}}{t}, \quad (3.99)$$

$\tau_{xn,Ed}$ in $\tau_{\theta n,Ed}$ lahko zaradi majhne vrednosti in ker ne vplivajo na plastično odpornost zanemarimo.

Odpornost je enaka natezni trdnosti materiala:

$$f_{eq,Rd} = f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}, \quad (3.100)$$

$$\sigma_{eq,Ed} \leq f_{eq,Rd}. \quad (3.101)$$

3.3.2 Elastično izbočenje (diamantna oblika-»diamond shape«, slika 25) - potresno projektno stanje

Nosilnost je močno odvisna od nepopolnosti konstrukcije in kvalitete izdelave, saj nepopolnosti močno zmanjšajo nosilnost.

Zaradi tega, ker se pritiski spreminjajo po obodu in ker je majhna možnost, da bi maksimalni pritisk in maksimalna velikost nepopolnosti konstrukcije nastopala na istem mestu, povečamo nosilnost proti izbočenju.

Notranji hidrodinamični pritiski zmanjšujejo vpliv nepopolnosti, zato se lahko povečajo maksimalne izbočne napetosti.



Slika 25: Izbočenje diamantne oblike (»diamond shape buckling«)

Kontrola se vrši v skladu z Evrokodom EN1993-1-6.

Kot alternativa se lahko vzame spodnjo neenačbo:

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_{c1}} \leq 0,19 + 0,81 \cdot \frac{\sigma_p}{\sigma_{c1}}, \quad (3.102)$$

kjer je:

σ_m maksimalna vertikalna membranska napetost,

$$\sigma_{c1} = 0,6 \cdot E \cdot \frac{s}{R}, \quad (3.103)$$

σ_{c1} maksimalna kritična napetost zaradi izbočenja pri idealni konstrukciji,

R polmer rezervoarja,

s debelina stene,

E elastični modul rezervoarja.

$$\sigma_p = \sigma_{c1} \cdot \sqrt{\left(1 - \left(1 - \frac{\bar{p}}{5}\right)^2 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_o}{\sigma_{c1}}\right)^2\right)} \leq \sigma_{c1}, \quad (3.104)$$

$$\bar{p} = \frac{p_{min} \cdot R}{s \cdot \sigma_{c1}} < 5, \quad (3.105)$$

p_{min} minimalni notranji pritisk pri projektnejem stanju potresa,

$$\sigma_o = f_y \cdot \left(1 - \frac{\lambda^2}{4}\right) \quad \text{za } \lambda^2 = \frac{f_y}{\bar{\sigma} \cdot \sigma_{c1}} \leq 2, \quad (3.106)$$

$$\sigma_o = \bar{\sigma} \cdot \sigma_{c1} \quad \text{za } \lambda^2 \geq 2, \quad (3.107)$$

f_y napetost na meji tečenja,

$$\bar{\sigma} = 1 - 1,24 \cdot \left(\frac{\delta}{s}\right) \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{2}{1,24 \cdot \left(\frac{\delta}{s}\right)}} - 1 \right]. \quad (3.108)$$

Faktor δ/s zajema vpliv nepopolnosti konstrukcije:

$$\left(\frac{\delta}{s}\right) = \frac{0,06}{a} \sqrt{\frac{R}{s}}, \quad (3.109)$$

a faktor, ki upošteva kvaliteto izvedbe konstrukcije,

$$a = \begin{cases} 1 & \text{normalne konstrukcije} \\ 1,5 & \text{kvalitetne konstrukcije} \\ 2,5 & \text{zelo kvalitetne konstrukcije} \end{cases} \quad (3.110)$$

3.3.3 Elasto-plastična porušitev (slonova noga slika 26) - potresno projektno stanje



Slika 26: Slonova noga

Po navadi se ta vrsta porušitve zgodi tik nad dnom rezervoarja, zaradi kombinacije vertikalnih tlačnih in nateznih obodnih napetosti (dvoosno napetostno stanje).

V nasprotju z elastičnim izbočenjem, pa notranji pritisk p , **zmanjšuje upogibno trdnost rezervoarja**, zato moramo vzeti maksimalni notranji pritisk.

$$\sigma_m \leq \sigma_{c1} \cdot \left[1 - \left(\frac{p_{max} \cdot R}{s \cdot f_y} \right)^2 \right] \cdot \left(1 - \frac{1}{1,12 + r^{1,15}} \right) \cdot \left[\frac{r + f_y [MPa] / 250}{r + 1} \right], \quad (3.111)$$

kjer je:

$$r = \frac{R/s}{400}, \quad (3.112)$$

f_y natezna trdnost na meji tečenja materiala

p_{max} maksimalni možni notranji pritisk pri projektni potresni situaciji.

3.3.4 Obodne napetosti

$$\sigma_{\theta,max} = \frac{p \cdot R}{h}, \quad (3.113)$$

p maksimalni pritisk zaradi hidrostatične in hidrodinamične obtežbe (enačba 3.48 ali 3.49).

3.3.5 Maksimalne strižne napetosti

$$\tau_{max} = 2 \cdot \frac{Q}{A_s} = \frac{Q}{\pi \cdot R \cdot h}, \quad (3.114)$$

Q maksimalna prečna sila (enačba 3.69).

3.3.6 Maksimalne osne napetosti zaradi momenta

$$\sigma_{z,max} = \frac{M \cdot R}{I} = \frac{M}{\pi \cdot R^2 \cdot h}, \quad (3.115)$$

M maksimalni moment tik nad dnom rezervoarja (enačba 3.70).

4 EN 14015:2004-priporočila za potresno projektiranje rezervoarjev [3]

Dodatek G v priporočilih EN 14015:2004 temelji na dodatku E v ameriškem standardu API650. Spremenjeni so koeficienti, ki so odvisni od območja potresa v standardu API, tako da ustrezajo tudi območjem izven Amerike.

Potrebno je biti pozoren, da se vrednosti podajajo v enačbe v točno predpisanih enotah za posamezno enačbo.

4.0 PROJEKTNA POTRESNA OBTEŽBA

4.0.1 Prevrnitveni moment

Prevrnitveni moment na dnu lupine zaradi potresa potresnih sil se izračuna z uporabo spodnje enačbe

$$M = \frac{G_i \cdot (m_s \cdot h_s + m_r \cdot H + m_i \cdot h_i) + G_c \cdot m_c \cdot h_c}{102}, \quad (4.1)$$

G_i koeficient horizontalne sile, ki je podan v razmerju zemeljskega pospeška in pospeška tal, ki se določi v skladu s točko 4.2.1,

G_c koeficient horizontalne sile, ki je podan v razmerju zemeljskega pospeška in pospeška tal, ki se določi v skladu s točko 4.2.2,

M prevrnitveni moment, ki deluje na steno tik nad dnom rezervoarja [kNm],

m_i masa dela vsebine rezervoarja, ki se giblje skupaj z lupino – impulzivna komponenta [kg],

m_c masa dela vsebine rezervoarja, ki začne valovati. Upoštevamo samo prvo nihajno obliko – konvekcijska komponenta [kg],

m_r masa strehe rezervoarja skupaj z deležem snega [kg],

m_s masa lupine rezervoarja [kg],

H celotna višina rezervoarja [m],

h_i višina od dna rezervoarja do težišča impulzivne komponente mase [m],

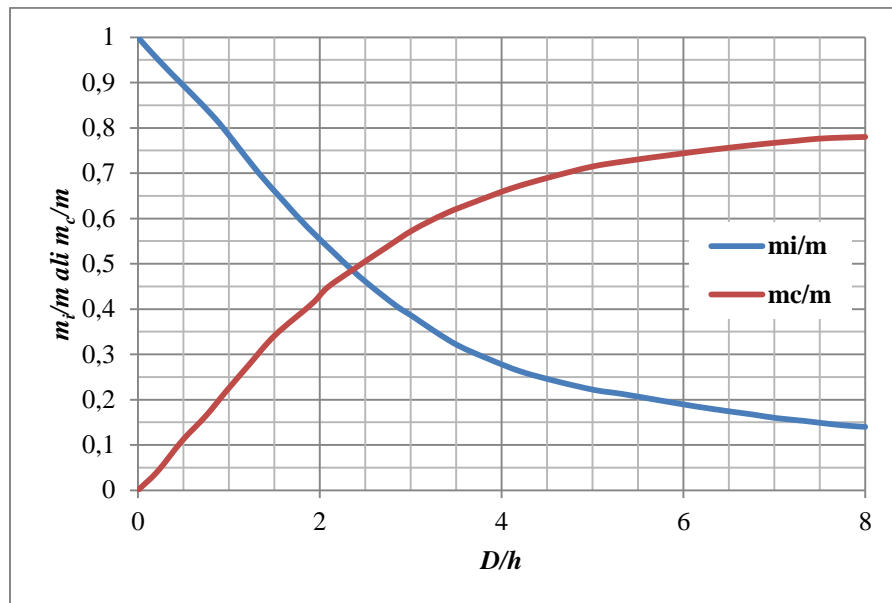
h_c višina od dna rezervoarja do težišča konvekcijske komponente mase [m],

h_s višina od dna rezervoarja do težišča lupine rezervoarja [m].

4.1 EFEKTIVNE MASE IN VIŠINE

4.1.1 Določitev efektivnih mas

Efektivne mase se določijo s pomočjo grafa 39 tako, da se razmerje m_i/m oz. m_c/m pomnoži s celotno maso vsebine rezervoarja m .



Graf 39: Deleži mas

kjer je:

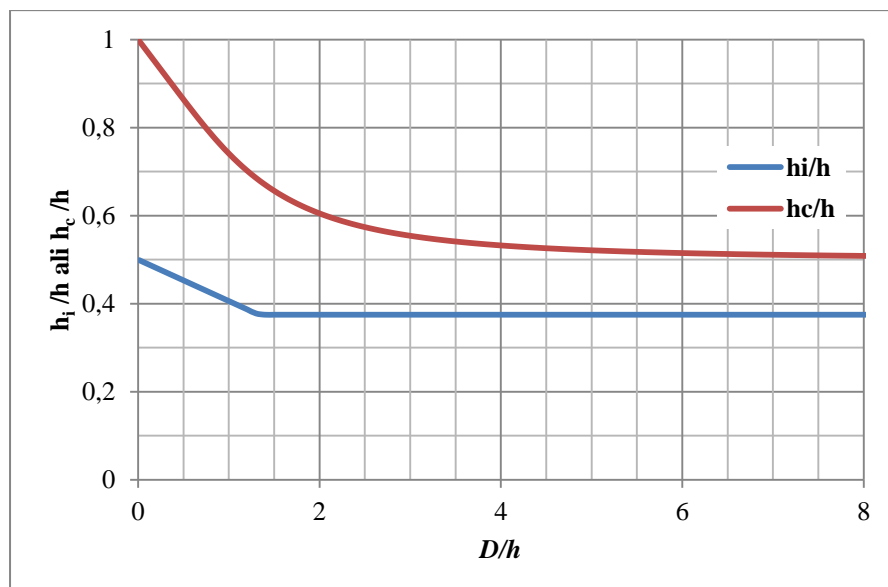
D premer rezervoarja [m],

h maksimalna višina vsebine [m],

m celotna teža vsebine rezervoarja [kg].

4.1.2 Določitev višine težišča delnih mas

Višino od dna rezervoarja do težišča delnih mas impulzivne in konvekcijske komponente se določi s pomočjo grafa 40.



Graf 40: Določitev višin

4.2 KOEFICIENTA HORIZONTALNIH SIL

4.2.1 Impulzivna komponenta

Če koeficienta G_i ne poda investitor, se ga lahko določi kot projektni pospešek temeljnih tal pri 2-eh % kritičnega dušenja.

4.2.2 Konvekcijska komponenta

a) Za nihajni čas $T_c \leq 4,5s$

$$G_c = \frac{1,25 \cdot G_i \cdot j}{T_c} \quad (4.2)$$

b) Za nihajni čas $T_c > 4,5s$

$$G_c = \frac{5,625 \cdot G_i \cdot j}{T_c^2} \quad (4.3)$$

Čas prve nihajne oblike valovanja T_c se izračuna po naslednji enačbi:

$$T_c = 1,8 \cdot K_c \cdot \sqrt{D} \quad (4.4)$$

$$K_c = \frac{0,578}{\sqrt{\tanh\left(\frac{3,67}{D/h}\right)}} \quad (4.5)$$

T_c čas prve nihajne oblike konvekcijske komponente [s],

K_c faktor, ki se ga določi s pomočjo grafa 41 in je odvisen od razmerja D/h ,

j faktor odvisen od kvalitete temeljnih tal, ki ga določimo s pomočjo spodnje preglednice.

Preglednica 16: Vrednosti faktorja j

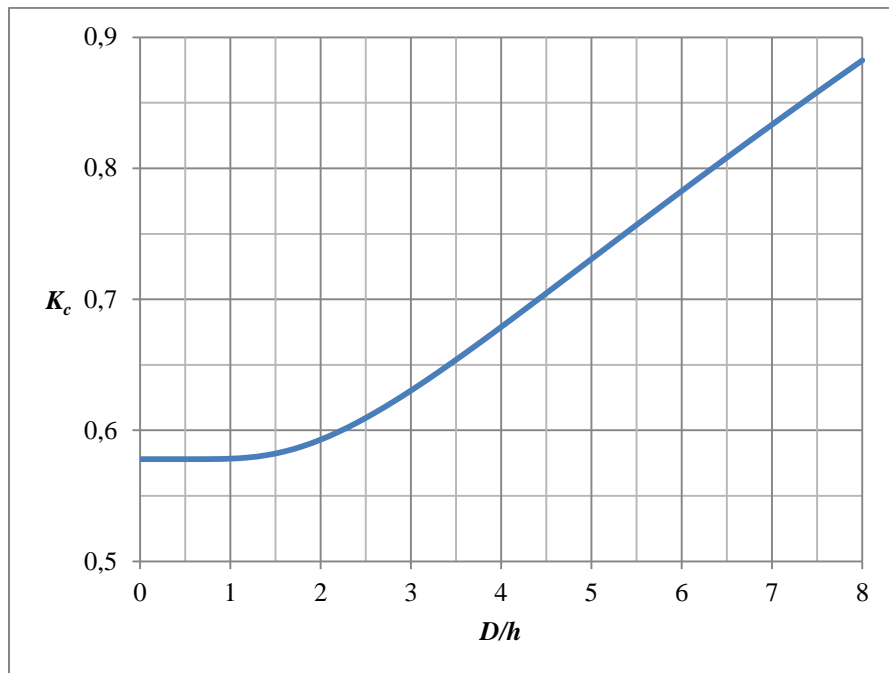
Faktor odvisen od temeljnih tal	Tip zemljine		
	A ¹⁾	B ²⁾	C ³⁾
j	1,0	1,2	1,5

¹⁾ a) Skala, katere strižna hitrost valovanja je najmanj 760 m/s
b) Pesek, grušč ali kompaktna glina. Globina teh kamnin sega do 60 metrov in prekriva skalnat profil.

²⁾ Enako kot ¹⁾ samo da globina zemljine presega 60 metrov.

³⁾ Mehka do srednje toga glina in pesek. Globina teh zemljin je večja kot 10 metrov.

Opomba: Na območjih, kjer ne poznamo sestavo temeljnih tal, vzamemo faktor $j = 1,5$.



Graf 41: Določitev koeficienta Kc

4.3 ODPORNOST PROTI PREVRNITVENEMU MOMENTU

4.3.1 Vsebina rezervoarja

Odpor proti prevrnitvenemu momentu povzroča teža lupine rezervoarja in sidranje oz. za rezervoarje, ki niso sidrani, del teže vsebine rezervoarja nad dvignjenim delom skupaj z lupino (slika 27). Za rezervoarje, ki niso sidrani, je delež vsebine, ki jo uporabimo za odpornost proti prevrnitvenemu momentu odvisna od širine spodnjega dela dna, ki se dvigne od temeljev. Določi se s pomočjo spodnje enačbe:

$$w_l = 0,1 \cdot t_{ba} \cdot \sqrt{f_y \cdot w_s \cdot h} \leq 0,2 \cdot w_s \cdot h \cdot D \cdot g, \quad (4.6)$$

kjer je:

w_l sila, ki nasprotuje prevrnitvenemu momentu, zaradi vpliva teže dela vsebine rezervoarja [kN/m],

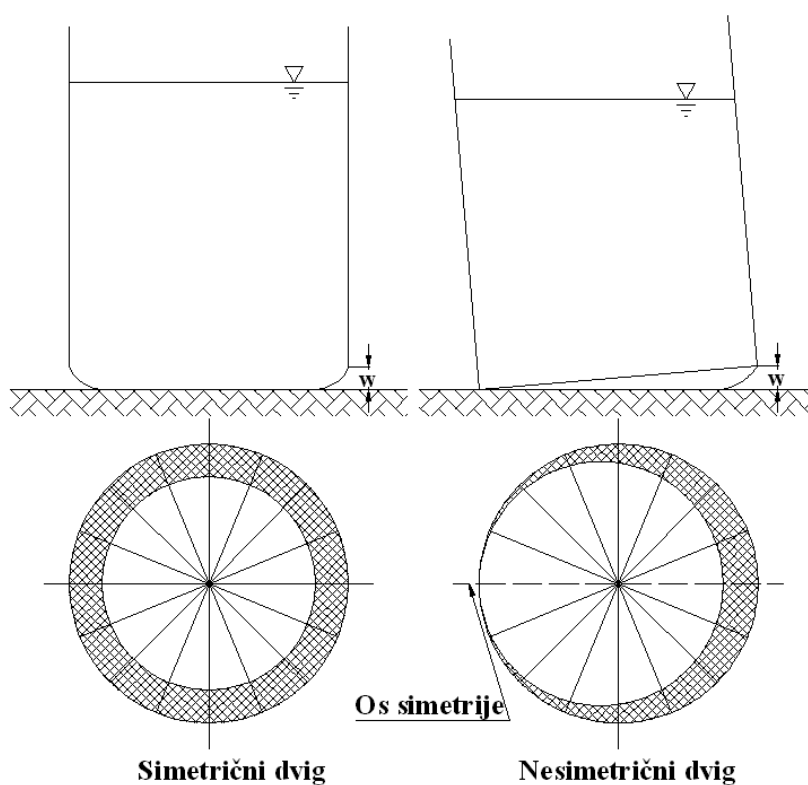
f_y natezna trdnost na meji tečenja dna rezervoarja [N/mm²],

D premer rezervoarja [m],

h maksimalna višina vsebine, merjena od dna rezervoarja do višine maksimalnega valovanja [m],

w_s maksimalna gostota tekočine [ne manj kot 1,0 kg/l],

t_{ba} debelina dna rezervoarja [mm].



Slika 27: Dvignjen del rezervoarja

4.3.2 Debelina dna rezervoarja in širina ojačenega dela

Debelina dna ne sme biti večja od debeline stene, saj moramo zagotoviti, da pride do plastifikacije v dnu in ne v steni rezervoarja. Kjer je del dna debelejši od preostalega, se širina tega dela določi s spodnjo enačbo (debelejši je zunanji del dvignjenega kroga (slika 29)):

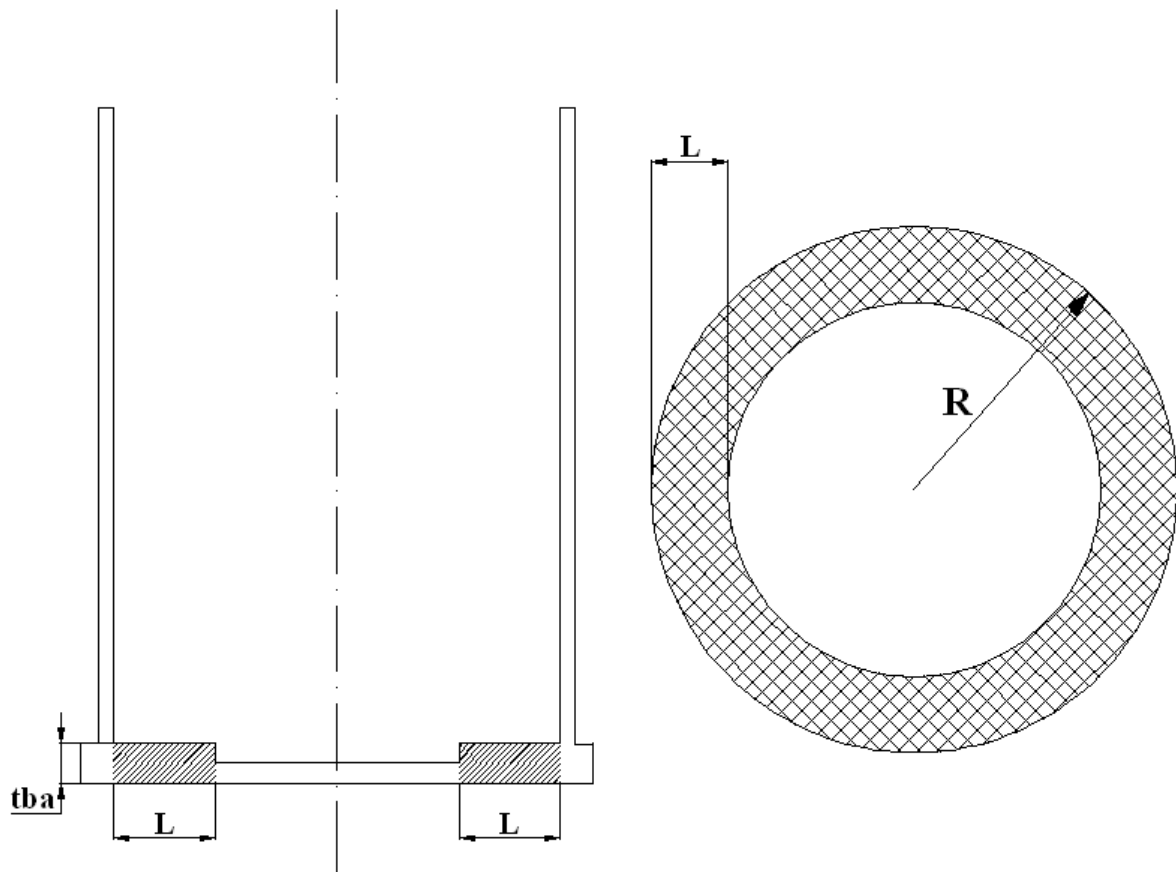
$$L > 0,1744 \cdot \frac{w_l}{w_s \cdot h}, \quad (4.7)$$

kjer je:

L širina odebeljenega dela dna rezervoarja (slika 28) [m],

w_l sila, ki nasprotuje prevrnitvenemu momentu, zaradi vpliva teže vsebine rezervoarja [kN/m],

w_s maksimalna gostota tekočine [ne manj kot 1,0 kg/l].



Slika 28: Širina ojačenega dela

4.4 TLAČNE NAPETOSTI V LUPINI

4.4.1 Rezervoarji, ki niso sidrani

Maksimalna vzdolžna tlačna sila w_b [kN/m] v vertikalni smeri v spodnjem delu lupine je:

$$a) w_b = w_t + 1,273 \cdot \frac{M}{D^2} \quad \text{pri} \quad \frac{M}{D^2 \cdot (w_t + w_l)} \leq 0,785 \quad (4.8)$$

$$b) \frac{w_b + w_l}{w_t + w_l} = \frac{1}{0,6262 - 0,18667 \cdot \left(\frac{M}{D^2 \cdot (w_t + w_l)} \right)^{2,4}} \quad \text{pri} \quad 0,785 < \frac{M}{D^2 \cdot (w_t + w_l)}$$

$\leq 1,5$ (4.9) grafa 42

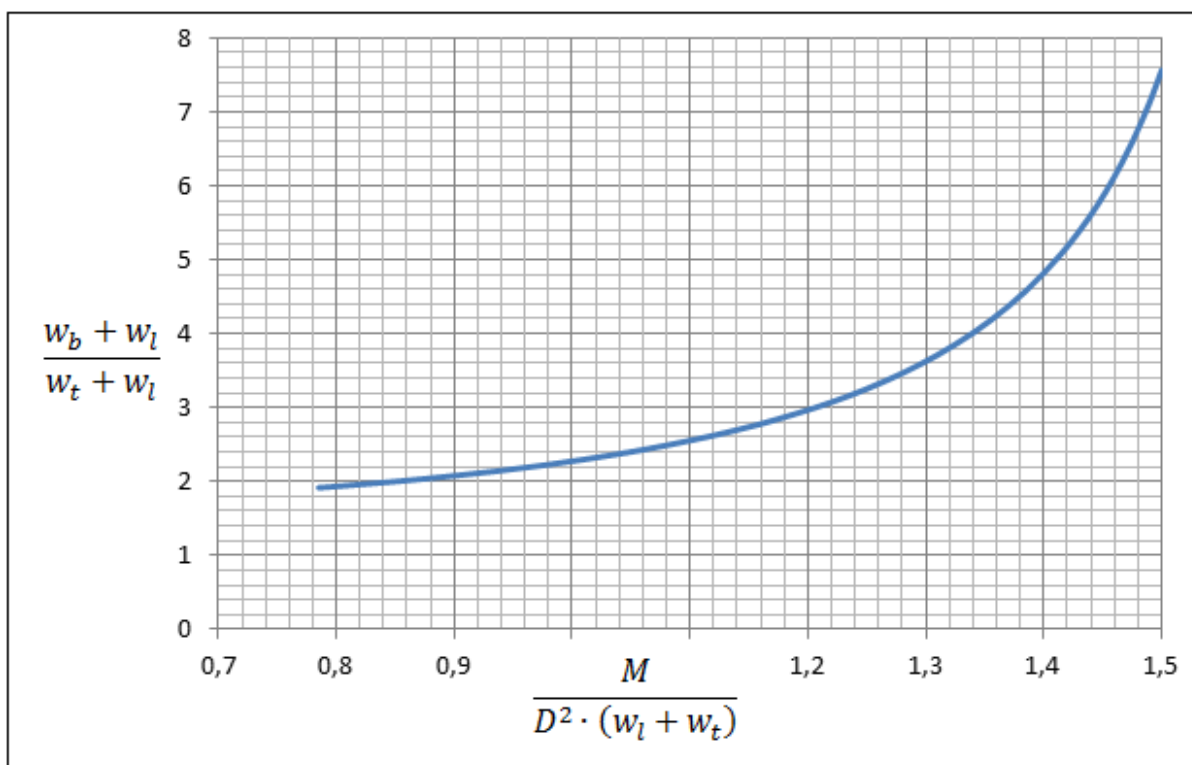
grafa 42

kjer je:

w_b celotna vzdolžna tlačna sila v lupini [kN/m],

w_t vzdolžna tlačna sila zaradi teže lupine in dela obežbe zaradi strehe [kN/m],

w_l sila, ki nasprotuje prevrtnitvenemu momentu, zaradi vpliva teže vsebine rezervoarja [kN/m].



Graf 42: Vrednosti za določitev w_b

Če je $\frac{M}{D^2 \cdot (w_l + w_t)} > 1,5$ oz. ko je $\frac{w_b}{t_{bs}} > f_a$ (podano v točki 4.4.3) je rezervoar nestabilen.

V takem primeru je potrebno zagotoviti stabilnost rezervoarja, tako da:

- i. Povečamo debelino dna t_{ba} , s tem povečamo w_l ,
- ii. Povečamo debelino stene t_{bs} , povečamo w_t ,
- iii. Spremenimo dimenzije rezervoarja, tako da povečamo premer in zmanjšamo višino,
- iv. Sidramo rezervoar v skladu s točko 4.5.

4.4.2 Sidrani rezervoarji

Vzdolžna tlačna sila w_b [kN/m] v spodnjem delu lupine je:

$$w_b = w_t + 1,273 \cdot \frac{M}{D^2}, \quad (4.10)$$

Enačba 4.10 je enaka enačbi 4.8 za rezervoar, ki ni sidran pri razmerju $\frac{M}{D^2 \cdot (w_l + w_t)} \leq 0,785$. Pri tem razmerju do dviga rezervoarja ne pride. Razmerje $\frac{M}{D^2 \cdot (w_l + w_t)}$, ki je večje kot 0,785 in manjše od 1,5

zagotavlja stabilnost pri dvigu rezervoarja. V primeru razmerja večjega od 1,5, pa imamo nestabilen rezervoar.

4.4.3 Maksimalne dovoljene vzdolžne tlačne napetosti

Maksimalne vzdolžne tlačne napetosti v lupini $\frac{w_b}{t_{bs}}$ [N/mm²] ne smejo prekoračiti maksimalnih dovoljenih napetosti f_a [N/mm²], ki so določene s spodnjo enačbo

$$a) f_a = 83 \cdot \frac{t_{bs}}{D} \leq 0,5 \cdot f_{ys} \quad \text{pri} \quad \frac{w_s \cdot h \cdot D^2}{t_{bs}^2} \geq 44 \quad (4.12)$$

$$b) f_a = 33 \cdot \frac{t_{bs}}{D} + 7,5 \cdot \sqrt{w_s \cdot h} \leq 0,5 \cdot f_{ys} \quad \text{pri} \quad \frac{w_s \cdot h \cdot D^2}{t_{bs}^2} < 44 \quad (4.13)$$

t_{bs} debelina spodnjega dela lupine (brez korozijskega dodatka k debeli stene) [mm],

f_{ys} minimalna natezna trdnost materiala v spodnjem delu lupine [N/mm²],

f_a maksimalna dovoljena vzdolžna tlačna napetost v lupini [N/mm²],

w_s gostota vsebine (ne sme biti manjša kot 1kg/l).

4.5 SIDRANJE REZERVOARJEV

4.5.1 Minimalne zahteve za sidranje

Če je sidranje potrebno ($\frac{M}{D^2 \cdot (w_l + w_t)} > 1,5$), moramo sidrne vijake dimenzionirati glede na spodnjo enačbo, ki izhaja iz točke 4.4.2, kjer w_t deluje ugodno:

$$\frac{1,273 \cdot M}{D^2} - w_t. \quad (4.14)$$

4.5.2 Dimenzioniranje sidranja

Če rezervoar ni primerno sidran, lahko pride do pretrga lupine zaradi prekoračenih napetosti. Trdnost spojev s katerimi sidramo rezervoar, mora biti višja od natezne trdnosti sidrnih vijakov, zato da pride do plastifikacije vijakov pred poružitvijo spojev. Izkušnje so pokazale, da imajo pravilno projektirani sidrani rezervoarji veliko več notranje rezerve za disipacijo energije kot rezervoarji, ki niso sidrani.

Pri rezervoarjih s premerom manjšim kot 15m mora biti maksimalna razdalja med sidrnimi vijaki 2m.

4.6 VIŠINA PROSTEGA ROBA

Višina mora biti zagotovljena zato, da ne pride do prelivanja čez steno rezervoarja oz. poškodbe strehe ali zgornjega dela lupine.

5 Ameriški standard za potresno dimenzioniranje rezervoarjev – API 650 [4]

Dodatek E zagotavlja minimalne zahteve za dimenzioniranje potresno odpornih rezervoarjev. Glavni namen dodatka je preprečitev porušitve rezervoarja pri potresni obtežbi in s tem posledično zaščita življenj ljudi ter možnih uničujočih posledic za okolje. Dodatek ne zagotavlja, da med življenjsko dobo ne bo prišlo do poškodb rezervoarja ter njegovih sestavnih delov (cevi, ojačitve, ventili ipd.), ampak samo, da ne pride do porušitve pri potresni obtežbi.

Potresni vplivi v tem dodatku so izpeljani iz standarda ASCE (American Society of Civil Engineers), ki temelji na maksimalnem možnem potresu s povratno dobo 2500 let (MCE – maximum considered earthquake), kar pomeni da je 2 % možnost, da je intenziteta potresa prekoračena v 50-ih letih. Potresni vplivi v tem dodatku temeljijo na potresu z 10 % možnostjo prekoračitve intenzitete v 50-ih letih (potres s povratno dobo 475 let). Ta pristop je bolj primeren v potresno aktivnih območjih, saj bi bila gradnja konstrukcij drugače neekonomična.

Potresna analiza temelji na projektnem spektru odziva, ki upošteva dve različni obliki odziva rezervoarja in njegove vsebine:

- vpliv dela vsebine rezervoarja, ki togo niha skupaj z rezervoarjem (impulzivna komponenta),
- vpliv dela vsebine rezervoarja, ki je podvržena valovanju tekočine (konvekcijska komponenta).

V dodatku E dinamična analiza rezervoarja ni zajeta niti ni potrebna. Uporabljena je ekvivalentna metoda z vodoravnimi potresnimi silami in prevrtnim momentom, zaradi horizontalnega vzbujanja tal. Predpisi zagotavljajo stabilnost zaradi prevrtnega momenta in odpornost proti izbočenju, zaradi delovanja vzdolžnih tlačnih napetosti.

Pri impulzivni komponenti uporabimo vrednosti iz spektra odziva s 5 % kritičnega dušenja, pri konvekcijski pa vrednosti, ki ustrezajo 0,5 % vrednosti dušenja. Rezervoarje, ki se nahajajo na območjih, kjer je maksimalni pospešek temeljnih tal manjši ali enak 0,05g, ni potrebno dimenzionirati na potresno obtežbo.

Zaradi različne vsebine v rezervoarju, in posledično različnih vplivov na okolje ter človeka pri porušitvi ali previsokem valovanju (pride do prelivanja čez steno rezervoarja), jih razdelimo v različne razrede pomembnosti (preglednica 17).

Preglednica 17: Pomembnost rezervoarjev

Oznaka	Pomembnost rezervoarjev	Opis rezervoarja
I ₃	Zelo pomembni rezervoarji	Rezervoarji, ki so nujni za popotresno obnovo, bistveni za življenje ljudi in njihovo varnost oz. rezervoarji, ki vsebujejo zelo nevarne snovi.
I ₂	Pomembni rezervoarji	Rezervoarji, ki hranijo vsebino, ki lahko povzroči veliko škodo naravi in ljudem.
I ₁	Manj pomembni rezervoarji	Rezervoarji, ki ne spadajo v gornji skupini (rezervoarji za shranjevanje različnih snovi v terminalih, odmaknjenih od naseljenih območij).

Za potresno analizo rezervoarjev za območja znotraj ZDA se uporabi metoda po standardu ASCE 7, ki upošteva jakost potresa s povratno dobo 2500 let. Določiti je potrebno faktorja S_S in S_I , ki sta odvisna od lokacije konstrukcije (za razlago faktorjev glej poglavje 5.1). Določimo ju s pomočjo kart v ASCE standardu (slika 22-1 do 22-14).

Za območja izven Amerike, kjer ne moremo uporabiti ASCE 7 standarda, lahko potresno analizo naredimo v skladu s točko 5.1.

Pri uporabi ameriških standardov je zelo pomembno, da se v enačbe podajajo vrednosti v točno predpisanih enotah za določeno enačbo, le tako se lahko zagotovi pravilen rezultat.

V tem standardu je uporabljena statična metoda za določitev potresnih vplivov, tako da je rezervoar obremenjen s statičnimi silami, ki nadomestijo dinamične sile zaradi potresa. Imamo samo dve komponenti, in sicer impulzivno ter konvekcijsko brez upoštevanja dodatne deformabilne impulzivne komponente zaradi interakcije med rezervoarjem in tekočino. Pri konvekcijski komponenti se upošteva samo prva osnovna oblika valovanja.

5.0 NIHAJNI ČASI

5.0.1 Impulzivna komponenta

Projektne metode pri standardu API 650 so neodvisne od impulzivne komponente nihajnega časa. Čas v sekundah lahko ocenimo s spodnjo enačbo:

$$T_i = \frac{1}{\sqrt{2000}} \cdot \frac{C_i \cdot h}{\sqrt{\frac{t_w}{D}}} \cdot \frac{\sqrt{\rho}}{\sqrt{E}}, \quad (5.1)$$

kjer je:

h višina polnjenja rezervoarja [m],

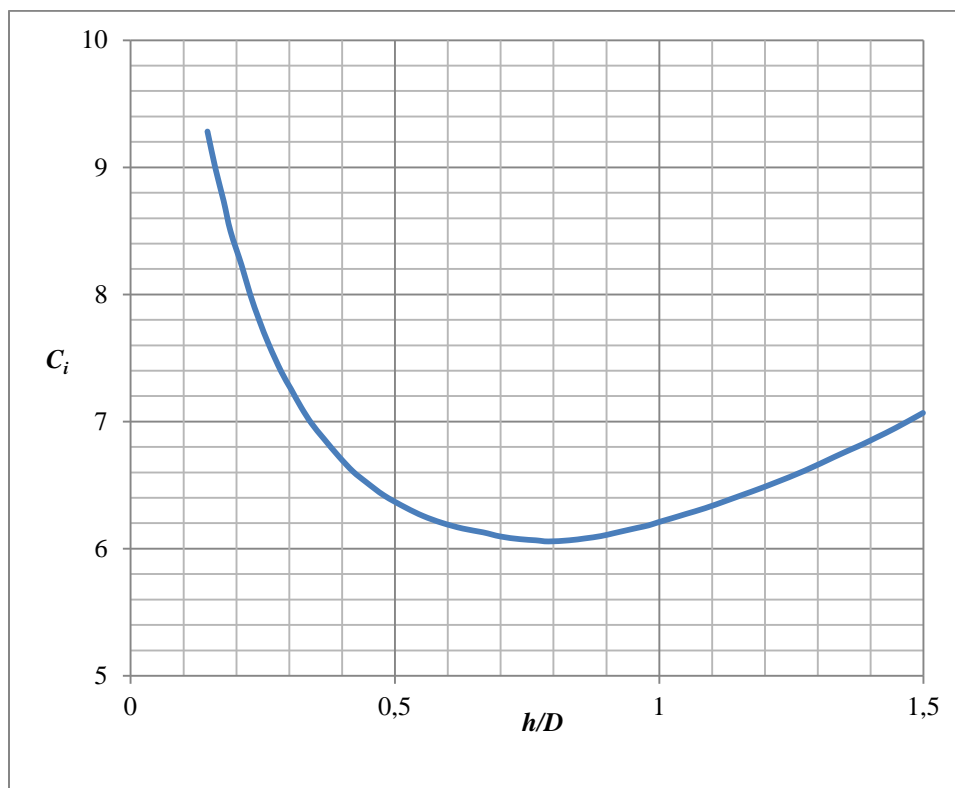
D premer rezervoarja [m],

t_w debelina stene rezervoarja [mm],

E elastični modul rezervoarja [MPa],

ρ gostota vsebine rezervoarja [kg/m^3],

C_i koeficient, ki ga določimo iz grafa 43.



Graf 43: Določitev koeficienta C_i

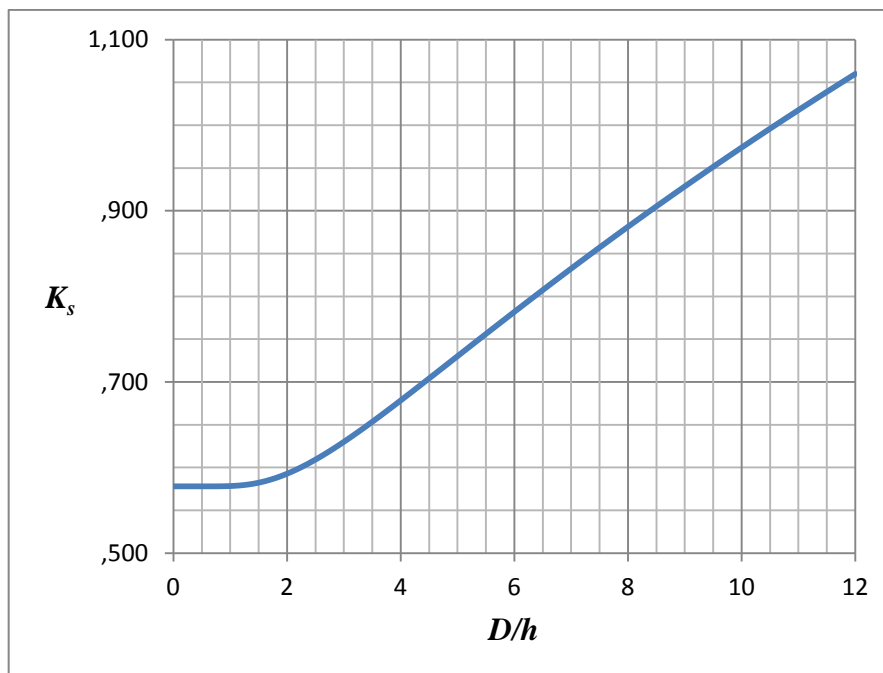
5.0.2 Konvekcijska komponenta

Pri prvi nihajni obliki valovanja se nihajni čas v sekundah izračuna po spodnji enačbi:

$$T_c = 1,8 \cdot K_s \cdot \sqrt{D}, \quad (5.2)$$

$$K_s = \frac{0,578}{\sqrt{\tanh \cdot \left(\frac{3,68h}{D}\right)}}, \quad (5.3)$$

K_s koeficient valovanja, ki se ga lahko določi po enačbi 5.3 ali grafično iz grafa 44.



Graf 44: Določitev vrednosti K_s

5.1 VREDNOSTI V SPEKTRU POSPEŠKOV

5.1.1 Horizontalen pospešek tal

- S_S vrednost pospeška v spektru odziva za maksimalen pričakovan potres (MCE – maximum considered earthquake), za majhne nihajne čase $T = 0,2$ s in 5 % dušenje. Ameriški standard ima posebne karte iz katerih se odčitajo te vrednosti, ki so odvisne od lokacije konstrukcije [% g; npr. 0,25 g za območja Ljubljane],
- S_I vrednost pospeška v spektru odziva za maksimalen pričakovan potres, za nihajne čase $T = 1,0$ s in 5 % dušenje. Ameriški standard ima posebne karte iz katerih se odčitajo te vrednosti, ki so odvisne od lokacije konstrukcije [% g],
- S_{DS} projektni parameter pospeška v spektru odziva pri 5 % dušenju in nihajnem času $T = 0,2$ s [% g],
- S_{DI} projektni parameter pospeška v spektru odziva pri 5 % dušenju in nihajnem času $T = 1,0$ s [% g],
- S_{MS} vrednost pospeška v spektru odziva za maksimalen pričakovan potres, za majhne nihajne čase $T = 0,2$ s in 5 % dušenje, ki je modificiran s faktorjem zemljine F_a [% g],
- S_{MI} vrednost pospeška v spektru odziva za maksimalen pričakovan potres, za nihajne čase $T = 1,0$ s in 5 % dušenje, ki je modificiran s faktorjem zemljine F_v [% g],
- S_p projektni pospešek temeljnih tal zunaj območij, ki jih pokriva ASCE standard (območja zunaj ZDA) [% g].

Če nimamo podatkov za vrednosti S_S in S_1 (če računamo potresne vplive zunaj ZDA), lahko za njuno določitev uporabimo spodnji enačbi, pri predpostavki da poznamo projektni pospešek tal.

$$S_S = 2,5 \cdot S_p, \quad (5.4)$$

$$S_1 = 1,25 \cdot S_p. \quad (5.5)$$

Vrednosti pospeška v spektru odziva, modificirani zaradi temeljnih tal, izračunamo s spodnjima enačbama:

$$S_{MS} = F_a \cdot S_S, \quad (5.6)$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1. \quad (5.7)$$

Vrednosti za F_a in F_v so podane v preglednicah 18 in 19.

Vrednosti pospeška v spektru odziva, modificirana glede na uporabljeno metodo

$$S_{DS} = Q \cdot S_{MS} = Q \cdot F_a \cdot S_S, \quad (5.8)$$

$$S_{D1} = Q \cdot S_{M1} = Q \cdot F_v \cdot S_1. \quad (5.9)$$

Q faktor, ki je odvisen glede na uporabljeno metodo. Za določitev vrednosti A_i , za potres s povratno dobo 475 let po standardu API 650, je ta vrednost 2/3 (glej točko 5.1.1.1), zaradi tega ker po standardu ASCE 7 dobimo vrednosti (S_S in S_1) za maksimalen možen potres (MCE) s povratno dobo 2500 let. Priporočeno je da je na območjih izven Amerike vrednost $Q = 1,0$.

Preglednica 18: Vrednosti F_a v odvisnosti od tipa tal

Tip tal	Parameter v spektru pospeškov za maksimalen obravnavan potres pri majhnih nihajnih časih				
	$S_S \leq 0,25$	$S_S = 0,5$	$S_S = 0,75$	$S_S = 1,0$	$S_S \geq 1,25$
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
D	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
E	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
F	Potrebna je analiza tal				

Preglednica 19: Vrednosti F_v v odvisnosti od tipa tal

Tip tal	Parameter v spektru pospeškov za maksimalen obravnavan potres pri nihajnem času $T=1s$				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
D	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
E	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
F	Potrebna je analiza tal				

Za določitev vmesnih vrednosti F_a in F_v se lahko uporabi linearna interpolacija.

Če lastnosti zemljine ne poznamo, moramo privzeti tip tal D.

Tipi tal:

- A trda skala ($v_s > 1500$ m/s),
- B skala (760 m/s $< v_s < 1500$ m/s),
- C zelo kompaktna zemljina ali mehka skala (360 m/s $< v_s < 760$ m/s),
- D kompaktna zemljina (180 m/s $< v_s < 360$ m/s),
- E mehka zemljina, glina ($v_s < 180$ m/s),
- F potrebna je analiza tal.

Strižno hitrost valovanja izračunamo s spodnjo enačbo:

$$v_s = \sqrt{\frac{G_s}{\rho_s}}, \quad (5.10)$$

$$G_s = \frac{E_s}{2 \cdot (1 + \nu_s)}, \quad (5.11)$$

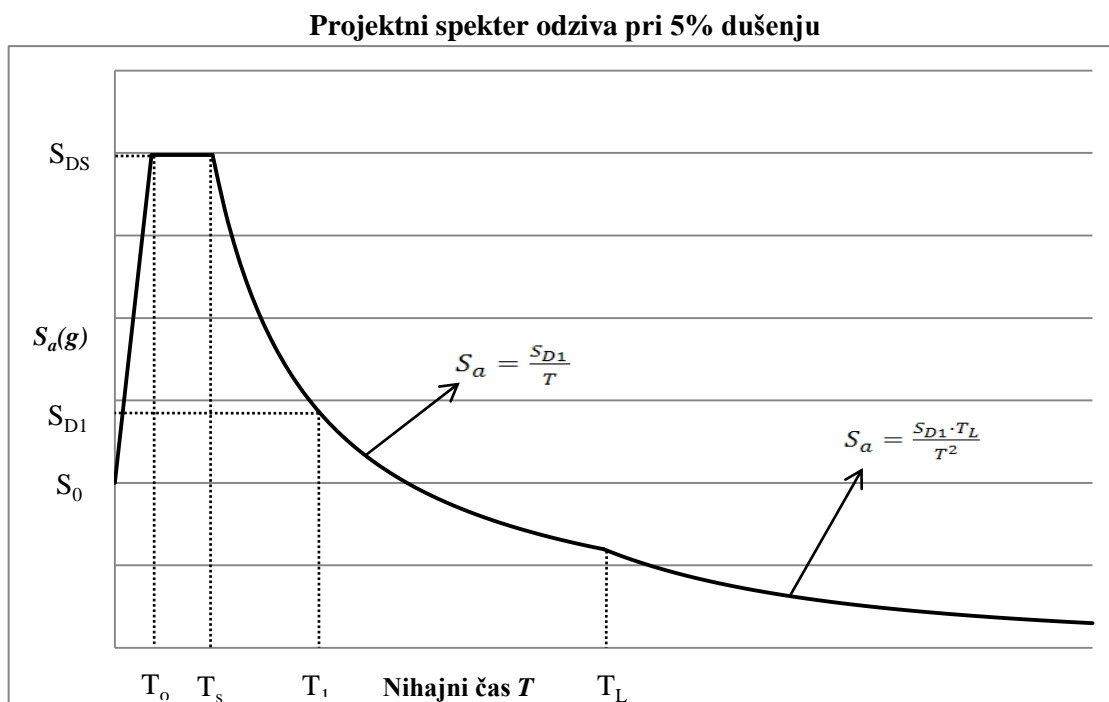
kjer je:

v_s strižna hitrost valovanja [m/s],

E_s elastični modul zemljine [kN/cm²],

G_s strižni modul zemljine [kN/cm²],

ν_s Poissonov količnik zemljine.



Graf 45: Projektni spekter odziva pri 5% dušenju

Vrednosti iz projektnega spektra odziva S_a se izračunajo enačbah:

$$1. T < T_0 \quad S_a = S_{DS} \cdot \left(0,4 + 0,6 \cdot \frac{T}{T_0}\right), \quad (5.12)$$

$$2. T_0 \leq T \leq T_S \quad S_a = S_{DS}, \quad (5.13)$$

$$3. T_S \leq T \leq T_L \quad S_a = \frac{S_{D1}}{T}, \quad (5.14)$$

$$4. T > T_L \quad S_a = \frac{S_{D1} \cdot T_L}{T^2}, \quad (5.15)$$

Kjer je:

$$T_0 = 0,2 \cdot \frac{S_{D1}}{S_{DS}}, \quad (5.16)$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}, \quad (5.17)$$

kjer je:

T_0 nihajni čas, ki označuje začetek platoja v spektru pospeškov,

T_S nihajni čas, ki označuje konec platoja v spektru pospeškov,

T_I nihajni čas ene sekunde za določitev S_I od S_{D1} ,

T_L nihajni čas, ki označuje mejo med daljšimi in krajšimi periodami (ASCE slika 22-15; $T_L = 4-12$ s).

5.1.1.1 Impulzivna komponenta

Impulzivni projektni koeficient pospeška pri 5 % dušenju konstrukcije je:

$$A_i = S_{DS} \cdot \left(\frac{I}{R_{wi}}\right) = 2,5 \cdot Q \cdot F_a \cdot S_0 \cdot \left(\frac{I}{R_{wi}}\right), \quad (5.18)$$

$$A_i \geq 0,007.$$

Za območja s tipom temeljnih tal E in F je:

$$A_i \geq 0,5 \cdot S_1 \cdot \left(\frac{I}{R_{wi}}\right) = 0,625 \cdot S_p \cdot \left(\frac{I}{R_{wi}}\right). \quad (5.19)$$

Če poznamo samo maksimalni projektni pospešek temeljnih tal S_p (območja izven ZDA), se za izračun A_i vzame desni del enačbe 5.18, kjer S_0 zamenjamo z S_p .

Če pa poznamo vrednosti pospeškov za maksimalen potres S_S in S_I (območja, ki jih pokriva ASCE standard) pri 5 % dušenju, za nihajna časa $T = 0,2$ s in $T = 1,0$ s, pa uporabimo za izračun A_i levi del enačbe 5.18, kjer se S_{DS} izračuna po enačbi 5.8. Na območjih, kjer se uporabljajo Evrokodi, bi lahko A_i nadomestili z elastičnim (S_e) ali projektnim spektrom odziva (S_d).

A_i impulzivni projektni koeficient pospeška [% g],

R_{wi} faktor obnašanja pri impulzivni komponenti (preglednica 20),

I faktor pomembnosti konstrukcije (preglednica 21).

5.1.1.2 Konvekcijska komponenta

Konvekcijski projektni koeficient pospeška pri 0,5 % dušenju tekočine je:

Če je $T_c \leq T_L$

$$A_c = K \cdot S_{D1} \cdot \left(\frac{1}{T_c}\right) \cdot \left(\frac{I}{R_{wc}}\right) = 2,5 \cdot K \cdot Q \cdot F_a \cdot S_0 \cdot \left(\frac{T_s}{T_c}\right) \cdot \left(\frac{I}{R_{wc}}\right) \leq A_i. \quad (5.20)$$

Če je $T_c > T_L$

$$A_c = K \cdot S_{D1} \cdot \left(\frac{T_L}{T_c^2}\right) \cdot \left(\frac{I}{R_{wc}}\right) = 2,5 \cdot K \cdot Q \cdot F_a \cdot S_0 \cdot \left(\frac{T_s \cdot T_L}{T_c^2}\right) \cdot \left(\frac{I}{R_{wc}}\right) \leq A_i. \quad (5.21)$$

R_{wc} faktor obnašanja pri konvekcijski komponenti (preglednica 20),

K koeficient, ki prilagodi spekter pospeška s 5 % dušenjem, spektru za 0,5 % dušenje [$K = 1,5$].

Preglednica 20: Vrednosti faktorja obnašanja R_{wi} in R_{wc}

Sidranje	R_{wi}	R_{wc}
Rezervoar ni sidran	3,5	2
Rezervoar je sidran	4	2

Vrednosti faktorjev obnašanja so sestavljeni iz treh komponent, in sicer duktilnosti R_μ , dušenja R_β in dodatne nosilnosti R_Ω .

$$R = R_\mu \cdot R_\beta \cdot R_\Omega. \quad (5.22)$$

Faktor obnašanja je v konvekcijski komponenti manjši, saj ne upoštevamo redukcije zaradi dušenja in duktilnosti.

Preglednica 21: Faktor pomembnosti rezervoarjev

Pomembnost rezervoarjev	I
I_3	1,5
I_2	1,25
I_1	1,0

5.1.2 Pospešek temeljnih tal v navpični smeri

Zaradi pospeška tal v navpični smeri se spreminja specifična teža tekočine in rezervoarja. Pospešek tal v navpični smeri moramo upoštevati skupaj s kombinacijo horizontalnega pospeška z uporabo SRSS metode.

Maksimalna vrednost pospeška tal v navpični smeri je:

$$A_v = 0,14 \cdot S_{DS}. \quad (5.23)$$

Za določitev prevrtnenega momenta vpliv pospeška v navpični smeri ni potrebno upoštevati.

5.2 DELEŽI TEŽ IN VIŠIN

5.2.1 Določitev teže

Pri potresni obtežbi se del vsebine pomika skupaj z rezervoarjem (impulzivna komponenta), nekaj vsebine pa začne valovati (konvekcijska komponenta). Zato za izrednotenje notranjih sil potrebujemo deleže mas in višin za obe komponenti.

5.2.1.1 Delež teže v impulzivni komponenti

Teža impulzivne komponente se izračuna s spodnjo enačbo:

$$\frac{D}{h} \geq 1,333 \quad W_i = \frac{\tanh\left(0,866 \cdot \frac{D}{h}\right)}{0,866 \cdot \frac{D}{h}} \cdot W_p, \quad (5.24)$$

$$\frac{D}{h} < 1,333 \quad W_i = \left(1,0 - 0,218 \cdot \frac{D}{h}\right) \cdot W_p. \quad (5.25)$$

Kjer je:

W_p teža vsebine rezervoarja [N],

W_i delež teže vsebine rezervoarja v impulzivni komponenti [N].

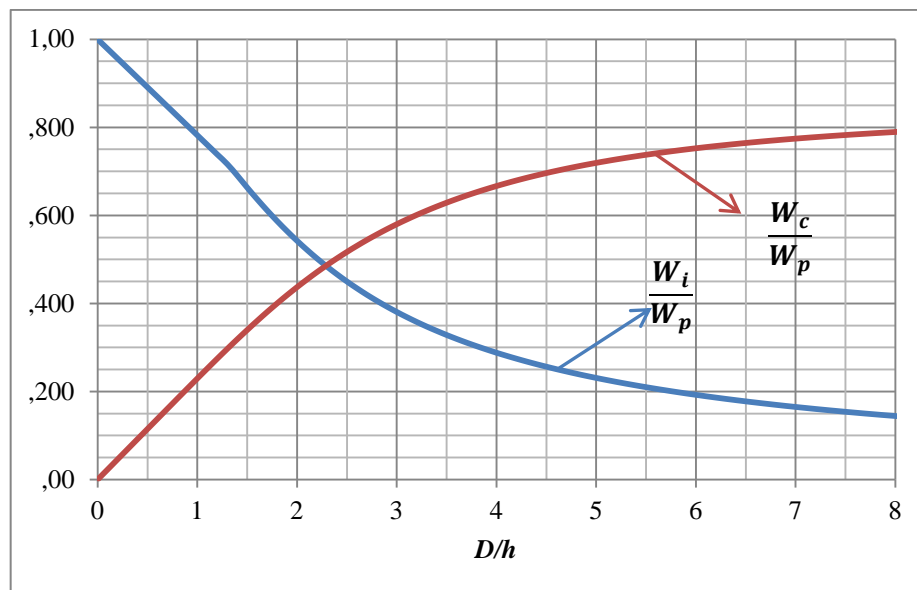
5.2.1.2 Delež teže v konvekcijski komponenti

Teža konvekcijske komponente se izračuna s spodnjo enačbo:

$$W_c = 0,230 \cdot \frac{D}{h} \cdot \tanh \cdot \left(\frac{3,67 \cdot h}{D}\right) \cdot W_p, \quad (5.26)$$

kjer je:

W_c delež teže vsebine rezervoarja v konvekcijski komponenti [N].



Graf 46: Razmerje med težami

5.2.2 Določitev višin

5.2.2.1 Impulzivna komponenta

- Impulzivna komponenta za določitev napetosti tik nad dnom rezervoarja:

$$\frac{D}{h} \geq 1,333 \quad h_i = 0,375 \cdot h, \quad (5.27)$$

$$\frac{D}{h} < 1,333 \quad h_i = \left(0,5 - 0,094 \cdot \frac{D}{h}\right) \cdot h. \quad (5.28)$$

- Impulzivna komponenta za določitev prevrnitvenega momenta tik pod dnom rezervoarja:

$$\frac{D}{h} \geq 1,333 \quad h_i^* = 0,375 \cdot \left[1,0 + 1,333 \cdot \left(\frac{0,866 \cdot \frac{D}{h}}{\tanh \cdot \left(0,866 \cdot \frac{D}{h}\right)} - 1,0\right)\right] \cdot h, \quad (5.29)$$

$$\frac{D}{h} < 1,333 \quad h_i^* = \left(0,5 + 0,06 \cdot \frac{D}{h}\right) \cdot h. \quad (5.30)$$

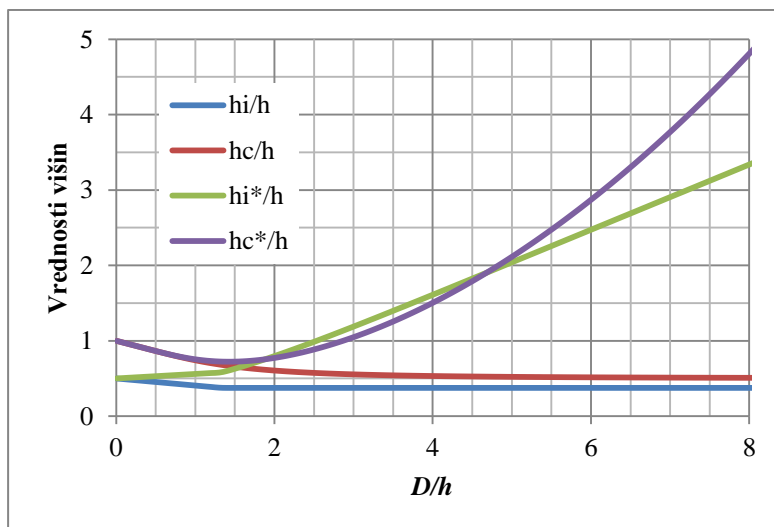
5.2.2.2 Višina težišča teže v konvekcijski komponenti

- Konvekcijska komponenta za določitev napetosti tik nad dnom rezervoarja:

$$h_c = \left[1,0 - \frac{\cosh\left(\frac{3,67 \cdot h}{D}\right) - 1}{\frac{3,67 \cdot h}{D} \cdot \sinh\left(\frac{3,67 \cdot h}{D}\right)} \right] \cdot h. \quad (5.31)$$

- Konvekcijska komponenta za določitev prevrtnitvenega momenta tik pod dnom rezervoarja:

$$h_c^* = \left[1,0 - \frac{\cosh\left(\frac{3,67 \cdot h}{D}\right) - 1,937}{\frac{3,67 \cdot h}{D} \cdot \sinh\left(\frac{3,67 \cdot h}{D}\right)} \right] \cdot h. \quad (5.32)$$



Graf 47: Določitev težišča delnih tež

5.3 NOTRANJE SILE

Upoštevati moramo hidrodinamične pritiske zaradi impulzivne in konvekcijske komponente pri potresni obtežbi. Skupno silo (strižno silo ali moment) dobimo s kombinacijo obeh komponent s korenem vsote kvadratov (square root of sum squares – SRSS). Nihajna časa obeh komponent se med seboj zelo razlikujeta ($T_{impulziven}$ je po navadi manjši od 0,2 s; $T_{konvekcijski}$ je po navadi večji od 3-eh sekund), zato lahko za upoštevanje obeh vplivov uporabimo SRSS metodo (namesto direktne vsote). Čeprav so nihajni časi zelo oddaljeni, pa bi teoretično lahko prišlo do vrhov odziva konstrukcije v istem trenutku, vendar konvekcijska komponenta potrebuje veliko več časa, da se približa maksimalnemu odzivu (maksimalen odziv valovanja se ne zgodi v trenutku, ampak je za to potreben določen čas), zato je zelo verjetno, da se bo maksimalen odziv v impulzivni komponenti pojavil že pred doseženim vrhom odziva v konvekcijski komponenti. Zaradi tega lahko uporabimo SRSS pravilo, pri katerem ne dobimo maksimalne obtežbe ampak najbolj verjetno.

5.3.1 Prečne sile

Za izračun prečnih sil uporabimo SRSS metodo za upoštevanje vpliva impulzivne in konvekcijske komponente.

Celotna prečna sila:

$$Q = \sqrt{Q_i^2 + Q_c^2}. \quad (5.33)$$

- Impulzivna komponenta

$$Q_i = A_i \cdot (W_s + W_r + W_b + W_i). \quad (5.34)$$

- Konvekcijska komponenta

$$Q_c = A_c \cdot m_c, \quad (5.35)$$

kjer je:

W_s teža stene rezervoarja [N],

W_r teža strehe rezervoarja [N],

W_b teža dna rezervoarja [N].

5.3.2 Momenti

5.3.2.1 Momenti v steni tik nad dnom rezervoarja

Vrednost tega momenta se uporabi za izračun dviga rezervoarja in za določitev osnih tlačnih napetosti. in se ga izračuna s spodnjo enačbo:

$$M_{rw} = \sqrt{[A_i \cdot (W_i \cdot h_i + W_s \cdot h_s + W_r \cdot h_r)]^2 + [A_c \cdot (W_c \cdot h_c)]^2}. \quad (5.36)$$

5.3.2.2 Momenti tik pod dnom rezervoarja

Moment se uporabi za kontrolo proti prevrnitvi (točka 5.8.3) pri sidranih rezervoarjih in se ga izračuna s spodnjo enačbo:

$$M_s = \sqrt{[A_i \cdot (W_i \cdot h_i^* + W_s \cdot h_s + W_r \cdot h_r)]^2 + [A_c \cdot (W_c \cdot h_c^*)]^2}. \quad (5.37)$$

5.3.3 Hidrodinamične obodne sile

5.3.3.1 Impulzivna komponenta

Hidrodinamično obodno silo zaradi impulzivne komponente se izračuna glede na spodnje enačbe:

$$\frac{D}{h} \geq 1,333 \quad N_i = 8,48 \cdot A_i \cdot G \cdot D \cdot h \cdot \left[\frac{y}{h} - 0,5 \cdot \left(\frac{y}{h} \right)^2 \right] \cdot \tanh \left(0,866 \cdot \frac{D}{h} \right), \quad (5.38)$$

$$\frac{D}{h} < 1,333 \text{ in } y < 0,75D \quad N_i = 5,22 \cdot A_i \cdot G \cdot D^2 \cdot \left[\frac{y}{0,75 \cdot D} - 0,5 \cdot \left(\frac{y}{0,75 \cdot D} \right)^2 \right], \quad (5.39)$$

$$\frac{D}{h} < 1,333 \text{ in } y \geq 0,75D \quad N_i = 2,6 \cdot A_i \cdot G \cdot D^2, \quad (5.40)$$

kjer je:

A_i impulzivni projektni koeficient pospeška [% g] (enačba 5.18 ali 5.19),

G specifična gostota vsebine (za vodo je ta vrednost 1,0),

D premer rezervoarja [m],

h maksimalna višina polnjenja [m],

y razdalja od gladine tekočine do izbrane točke, ki jo analiziramo [m] ($y = h \rightarrow$ dno rezervoarja; $y = 0 \rightarrow$ gladina tekočine v rezervoarju),

N_i hidrodinamična obodna sile zaradi impulzivne komponente [N/mm].

5.3.3.2 Konvekcijska komponenta

Hidrodinamično obodno silo zaradi konvekcijske komponente se izračuna glede na spodnjo enačbo:

$$N_c = \frac{1,85 \cdot A_c \cdot G \cdot D^2 \cdot \cosh\left(\frac{3,68 \cdot (h - y)}{D}\right)}{\cosh\left(\frac{3,68 \cdot h}{D}\right)}, \quad (5.41)$$

kjer je:

A_c konvekcijski projektni koeficient pospeška [% g] (enačba 5.20 ali 5.21),

N_c hidrodinamična obodna sile zaradi konvekcijske komponente [N/mm].

5.4 SIDRANJE REZERVOARJA

Odpor proti prevrtnemu momentu nudi teža lupine ter strehe in del vsebine rezervoarja, ki leži nad dvignjenim delom (glej sliko 27 in 28). Če je vrednost prevrtnega momenta še vedno prevelika, lahko rezervoar dodatno sidramo v temelj s sidrnimi vijaki. Rezervoarje, ki ne potrebujejo sidranja ($J \leq 1,54$), ne smemo sidrati.

5.5 REZERVOAR, KI NI SIDRAN

Standard ne omejuje maksimalne rotacije dna (kot jo EC8 in Novo Zelandski standard), ampak določi maksimalno širino dela, ki se lahko dvigne na 3,5 % premera rezervoarja.

Rezervoar, ki ni sidran, mora zadostiti naslednjim pogojem:

1. sila, ki nasprotuje dvigu rezervoarja w_a (točka 5.6.1), zagotavlja stabilnost ($J \leq 1,54$),
2. maksimalna širina krožnega dela ki se dvigne za ugotavljanje odpornostne sile je 3,5 % premera rezervoarja ($L = 0,035 \cdot D$),
3. napetosti v plašču morajo biti manjše od projektnih napetosti,

4. potrebna debelina krožnega dela, ki se dvigne, ne presega debeline stene rezervoarja tik nad dnom (debelina dna mora biti manjša od debeline spodnjega dela stene).

5.5.1 Sila, ki nasprotuje dvigu rezervoarja (w_a)

Za rezervoarje, ki niso sidrani, se lahko del vsebine, ki je nad dvignjenim delom uporabi za nasprotovanje prevrtnemu momentu. Sila, ki nasprotuje dvigu, je odvisna od širine dvignjenega dela L (širina ne sme biti večja kot $0,035D$).

$$w_a = 99 \cdot t_a \cdot \sqrt{f_y \cdot h \cdot G_e} \leq 201,1 \cdot h \cdot D \cdot G_e. \quad (5.42)$$

kjer je:

w_a sila, ki nasprotuje dvigu [N/m],

f_y napetost na meji tečenja dna rezervoarja [MPa],

G_e efektivna specifična gravitacija (vključno z vertikalnim potresnim učinkom) $G_e = G \cdot (1 - 0,4A_v)$, vrednost za tekočino je $G = 1,0$,

t_a debelina dna brez upoštevanja dodatne debelina zaradi korozije [mm].

Če sila w_a preseže vrednost $201,1 \cdot h \cdot D \cdot G_e$, določimo širino krožnega dela dna, ki se dvigne na $L = 0,035 \cdot D$ in nato določimo silo, ki nasprotuje dvigu $w_a = 201,1 \cdot h \cdot D \cdot G_e$.

Sidrnno razmerje J se izračuna po spodnji enačbi:

$$J = \frac{M_{rw}}{D^2 \cdot (w_t \cdot (1 - 0,4 \cdot A_v) + w_a - 0,4 \cdot w_{int})}, \quad (5.43)$$

$w_t \cdot (1 - 0,4 \cdot A_v) + w_a \rightarrow$ ta del nasprotuje dvigu rezervoarja

$0,4 \cdot w_{int} \rightarrow$ ta prispevek povečuje dvig rezervoarja

$$w_t = \left(\frac{W_s}{\pi \cdot D} + w_{rs} \right), \quad (5.44)$$

kjer je:

w_t teža strehe in lupine (stene) rezervoarja [N/m],

W_s celotna teža rezervoarja in priključkov [N],

w_{rs} notranja sila zaradi teže strehe z upoštevanjem 10-ih procentov obtežbe snega [N/m],

w_{int} izračunana projektna dvižna obtežba zaradi pritiska vsebine rezervoarja na obodno dolžino [N/m].

Preglednica 22: Sidrnno razmerje

Sidrnno razmerje J	Kriterij
----------------------	----------

$J \leq 0,785$	Ni dviga rezervoarja zaradi projektne prevrnitvenega momenta.
$0,785 < J \leq 1,54$	Rezervoar se dvigne, vendar je stabilen glede na projektno potresno obtežbo.
$J > 1,54$	Rezervoar ni stabilen! Modificiraj širino odebeljenega dela, če je $L < 0,035 \cdot D$ ali sidraj rezervoar.

5.5.2 Širina krožno odebeljenega dna

Debelina tega dela mora biti večja ali enaka debelini preostalega dela dna rezervoarja.

Širina odebeljenega dela:

$$L = 0,01723 \cdot t_a \cdot \sqrt{\frac{f_y}{h \cdot G_e}} \leq 0,035 \cdot D, \quad (5.45)$$

kjer je:

L širina odebeljenega dela dna rezervoarja [m],

t_a debelina dna brez upoštevanja dodatne debelina zaradi korozije [mm].

Vrednosti podamo v sledečih enotah t_a [mm], f_y [Mpa], h [m], D [m] in G_e [/].

5.6 SIDRAN REZERVOAR

Če je prevrnitveni moment prevelik, za zagotavljanje stabilnosti rezervoarja, moramo rezervoar sidrati z vijaki ali trakovi.

Pri sidranih rezervoarjih teže vsebine ne upoštevamo pri izračunu projektne dvižne obremenitve na sidrne vijake. Vijaki naj bodo dimenzionirani tako, da bodo imeli odpornost w_{AB} , ki se izračuna s spodnjo enačbo:

$$w_{AB} = \left(\frac{1,273 \cdot M_{rw}}{D^2} - w_t \cdot (1 - 0,4 \cdot A_v) \right), \quad (5.46)$$



Del, ki nasprotuje dvigu rezervoarja, zmanjšan zaradi neugodnega delovanja vertikalnega potresa.

w_{AB} projektna obremenitev sidrnih vijakov na enoto doložine [N/m].

Projektna obremenitev sidrnih vijakov je:

$$P_{AB} = w_{AB} \cdot \left(\frac{\pi \cdot D}{n_a} \right), \quad (5.47)$$

n_a število enakomerno razporejenih sidrnih vijakov po obodu rezervoarja,

P_{AB} projektna obremenitev vijakov [N].

5.7 NAPETOSTI V STENI REZERVOARJA

5.7.1 Obodne napetosti (hidrodinamične in hidrostatične)

Napetosti se izračunajo s spodnjo enačbo:

$$\sigma_T = \sigma_h \pm \sigma_s = \frac{N_h \pm \sqrt{N_i^2 + N_c^2 + (A_v \cdot N_h)^2}}{t}, \quad (5.48)$$

kjer je:

t debelina obravnavanega dela lupine [mm],

σ_h napetosti zaradi hidrostatične obtežbe [MPa],

σ_s napetosti zaradi hidrodinamične obtežbe [MPa],

N_h hidrostatične obodne sile ($N_h = p_h \cdot D/2$; $p_h = \gamma_{vode} \cdot y \rightarrow$ hidrostatične pritiski na višini y) [N/mm],

N_i hidrodinamične obodne sile zaradi impulzivne komponente [N/mm] (enačba 5.39-5.41),

N_c hidrodinamične obodne sile zaradi konvekcijske komponente [N/mm] (enačba 5.42).

Vertikalni pospešek poveča samo obodne napetosti, nič pa ne prispeva k prečnim silam in prevrnitvenemu momentu. Če ne upoštevamo vertikalnega pospeška tal oz. je le ta zanemarljiv je $A_v = 0$.

5.7.2 Tlačne osne napetosti v rezervoarjih, ki niso sidrani (pri dnu rezervoarja)

Tlačne napetosti so odvisne tudi od tega, ali se rezervoar dvigne ali ne in se izračunajo glede na spodnji enačbi:

$$J < 0,785 \quad \sigma_c = \left(w_t \cdot (1 + 0,4 \cdot A_v) + \frac{1,273 \cdot M_{rw}}{D^2} \right) \cdot \frac{1}{1000 \cdot t_s}, \quad (5.49)$$

$$J > 0,785 \quad \sigma_c = \left(\frac{w_t \cdot (1 + 0,4 \cdot A_v) + w_a}{0,607 - 0,18667 \cdot J^{2,3}} - w_a \right) \cdot \frac{1}{1000 \cdot t_s}. \quad (5.50)$$

Kot je razvidno iz enačbe pri $J > 0,785$ (za rezervoar ki se dvigne), deluje dvignjen del neugodno, saj poveča tlačne osne napetosti. Neugodno deluje tudi vertikalna komponenta potresa, saj se poveča specifična gostota materiala.

t_s debelina stene pri dnu rezervoarja brez upoštevanja dodatne debeline zaradi korozije [mm],

σ_c maksimalne tlačne osne napetosti [MPa].

5.7.3 Tlačne napetosti v sidranih rezervoarjih

Tlačne napetosti so enake kot za rezervoarje, ki se ne dvignejo (enačba 5.50).

$$\sigma_c = \left(w_t \cdot (1 + 0,4 \cdot A_v) + \frac{1,273 \cdot M_{rw}}{D^2} \right) \cdot \frac{1}{1000 \cdot t_s} \quad (5.51)$$

5.8 KONTROLE

5.8.1 Dovoljene obodne napetosti

Maksimalna dovoljena obodna natezna napetost pri kombinaciji hidrostaticne in hidrodinamične obtežbe je:

$$f_t = \min \begin{cases} 1,33 \cdot f_{y,lupine \text{ rezervoarja}} \\ 0,9 \cdot f_{y,dno \text{ rezervoarja}} \end{cases} \quad (5.52)$$

$$\sigma_T \leq f_t, \quad (5.53)$$

kjer je:

σ_T obodna napetost (enačba 5.49) [MPa],

f_y natezna trdnost materiala [MPa].

5.8.2 Dovoljene tlačne napetosti v steni rezervoarja

Maksimalne projektne tlačne napetosti σ_c morajo biti manjše od dovoljenih f_c , ki se izračunajo s spodnjima enačbama:

$$pri \quad \frac{G \cdot h \cdot D^2}{t^2} \geq 44 \quad f_c = \frac{83 \cdot t_s}{D} \leq 0,5 \cdot f_y, \quad (5.54)$$

$$pri \quad \frac{G \cdot h \cdot D^2}{t^2} < 44 \quad f_c = \frac{83 \cdot t_s}{2,5 \cdot D} + 7,5\sqrt{G \cdot h} \leq 0,5 \cdot f_y, \quad (5.55)$$

kjer je:

h višina polnjenja [m],

t debelina, kjer določamo napetosti [mm],

t_s debelina stene rezervoarja tik nad dnom [mm],

D premer rezervoarja [m],

f_c dovoljene tlačne napetosti [MPa],

f_y natezna trdnost materiala [MPa],

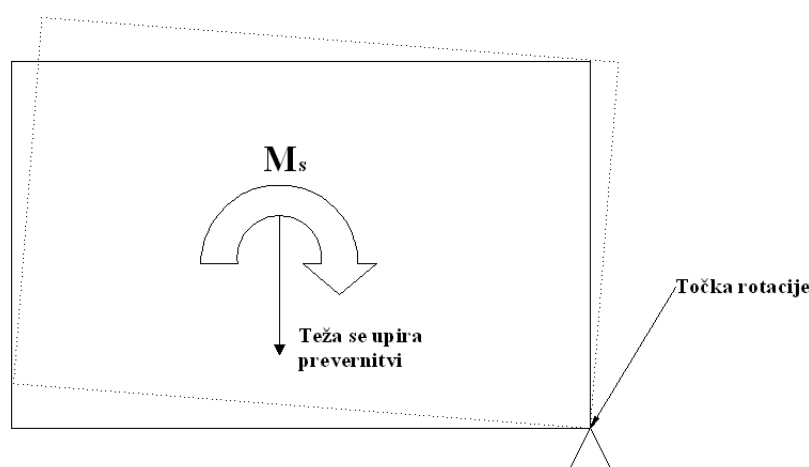
G specifična gostota vsebine (za vodo je $G=1,0$),

$$\sigma_c \leq f_c, \quad (5.56)$$

σ_c tlačna napetost v rezervoarju (enačba 5.50-5.52) [MPa].

5.8.3 Stabilnost sidranih rezervoarjev

Sidrani rezervoarji morajo nuditi zadosten odpor sidrnih vijakov (da ne pride do pretrga vijakov) in da ne pride do prevrnitve rezervoarja (izguba stabilnosti, slika 29). Del zemljine, ki leži nad temelji, ugodno vpliva na stabilnost rezervoarja, saj se zaradi lastne teže zemljine poveča stabilnost.



Slika 29: Delovanje prevrnilvenega momenta

Faktor stabilnosti za sidrane rezervoarje (brez delovanja vertikalnega potresa) mora biti večji kot 2. Faktor varnosti se izračuna s pomočjo spodnje enačbe:

$$\frac{0,5 \cdot D \cdot (W_p + W_b + W_t + W_{fd} + W_g)}{M_s} \geq 2,0, \quad (5.57)$$

Ijer je:

M_s moment tik pod dnom rezervoarja (enačba 5.38) [Nm],

W_p teža vsebine rezervoarja [N],

W_b teža dna rezervoarja [N],

W_t teža rezervoarja [N],

W_{fd} teža temeljev [N],

W_g teža zemljine, ki leži direktno nad temelji in povečuje stabilnost proti prevrnitvi celotnega rezervoarja [N].

5.9 VIŠINA PROSTEGA ROBA

Valovanje tekočine lahko pri nezadostni prosti višini povzroči prelivanje čez stene rezervoarja ali pa poškodbe strehe. Višina prostega roba je:

$$\delta_s = 0,5 \cdot D \cdot A_f, \quad (5.58)$$

A_f koeficient pospeška za konvekcijsko komponento (enačbe 5.60-5.63) [% g].

Za prvi in drugi razred pomembnosti rezervoarja (I_1 in I_2):

$$T_c \leq 4s \quad A_f = K \cdot S_{D1} \cdot I \cdot \left(\frac{1}{T_c}\right) = 2,5 \cdot K \cdot Q \cdot F_a \cdot S_0 \cdot I \cdot \left(\frac{T_s}{T_c}\right), \quad (5.59)$$

$$T_c > 4s \quad A_f = K \cdot S_{D1} \cdot I \cdot \left(\frac{4}{T_c^2}\right) = 2,5 \cdot K \cdot Q \cdot F_a \cdot S_0 \cdot I \cdot \left(\frac{4 \cdot T_s}{T_c^2}\right). \quad (5.60)$$

Za tretji razred pomembnosti rezervoarja (I_3):

$$T_c \leq T_L \quad A_f = K \cdot S_{D1} \cdot \left(\frac{1}{T_c}\right) = 2,5 \cdot K \cdot Q \cdot F_a \cdot S_0 \cdot \left(\frac{T_s}{T_c}\right), \quad (5.61)$$

$$T_c > T_L \quad A_f = K \cdot S_{D1} \cdot \left(\frac{T_L}{T_c^2}\right) = 2,5 \cdot K \cdot Q \cdot F_a \cdot S_0 \cdot \left(\frac{T_L \cdot T_s}{T_c^2}\right) \quad (5.62)$$

T_L nihajni čas, ki označuje mejo med daljšimi in krajšimi periodami,

K koeficient, ki prilagodi spekter odziva s 5 % dušenjem, spektru za 0,5 % dušenje; ta faktor je 1,5.

Preglednica 23: Priporočljive vrednosti prostega roba

Vrednosti S_{DS}	I_1	I_2	I_3
$S_{DS} < 0,33g$	(a)	(a)	$\delta_s(c)$
$S_{DS} \geq 0,33g$	(a)	$0,7\delta_s(b)$	$\delta_s(c)$

a. Priporočljiva vrednost prostega roba je zaradi ekonomičnosti $0,7\delta_s$

b. Priporočljiva vrednost prostega roba je $0,7\delta_s$, če je zagotovljeno:

- i. Sekundarni zadrževalnik, kamor se lahko razlije vsebina
- ii. Streha zadrži vsebino rezervoarja

c. Prosti rob mora biti enak izračunani višini vala, razen če je zagotovljen(a):

- i. Sekundarni zadrževalnik, kamor se lahko razlije vsebina
- ii. Streha zadrži vsebino rezervoarja

5.10 DVIG REZERVOARJA

Dvig se izračuna s pomočjo spodnje enačbe:

$$y_u = \frac{12,1 \cdot f_y \cdot L^2}{t_b}, \quad (5.63)$$

kjer je:

y_u dvig rezervoarja [mm],

f_y napetost na meji tečenja [MPa],

t_b debelina dna rezervoarja [mm],

L širina krožnega odebeljenega dela dna [m] (enačba 5.46).

6 Primerjava med standardi/priporočili

S primerjavo želim preveriti, če pride do razlik med posameznimi standardi oz. priporočili. Glavne vrednosti bom iz vrednotil grafično in opisal zakaj pride do razlik. Najmanjše razlike so pri rezervoarjih z manjšim razmerjem h/R in se povečujejo z višanjem razmerja, saj pri višjih razmerjih pride do večjega vpliva deformabilnosti rezervoarja.

Med seboj bom primerjal standarde/priporočila na treh različnih primerih, kjer bo:

1. $h/R = 1,0$ (točka 6.0),
2. $h/R < 1,0$ (točka 6.1),
3. $h/R > 1,0$ (točka 6.2).

S primerjavo želim ugotoviti različne vrednosti (notranje sile, višine valovanja, ipd.) ter določiti zakaj pride do razlik med njimi glede na različne standarde/priporočila. V prvem in tretjem primeru sem upošteval tudi interakcijo med rezervoarjem in zemljino, zato bom v točki 6.0.2 primerjal tudi vpliv zemljine na glavne parametre.

6.0 Rezervoar z razmerjem $h/R = 1,0$

6.0.1 Primerjava med standardi/priporočili, kjer upoštevam interakcijo z zemljino

Vhodni podatki so podani v spodnji preglednici.

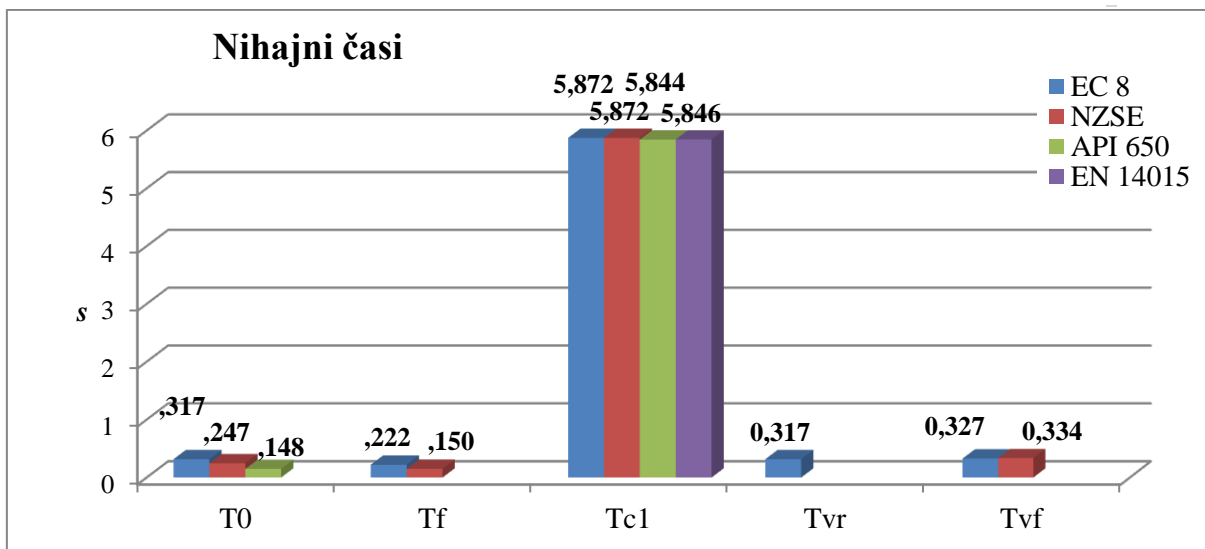
Preglednica 24: Vhodni podatki

Karakteristike rezervoarja		Lastnosti materiala		Temelji in zemljina		SIST EN 1998-4		NZSE		API 650		EN 14015	
R	15	f_v	25	TLA	D(E)	ξ	5	R_u	1,3	I	1,25	H	16
h	15	f_{yb}	25	E_{soil}	14,5	q	1,5	C	0,5	Q_p	1	J	1,25
t_w	25	E	20000	ρ_c	2500	a	1	a	1	R_{wi}	3,5		
t_b	20	ρ_l	800	ρ_{soil}	1800	γ	1,2	k_0	0,48	R_{wc}	2		
h_r	16	ρ_s	7850	R_f	15,5			k_f	0,48	h_{soil}	0		
m_r	33400	v_s	0,33	h_f	0,5			k_b	0,51	n	150		
										TL	4		

Pospešek temeljnih tal $a_g = 0,4 \cdot g$.

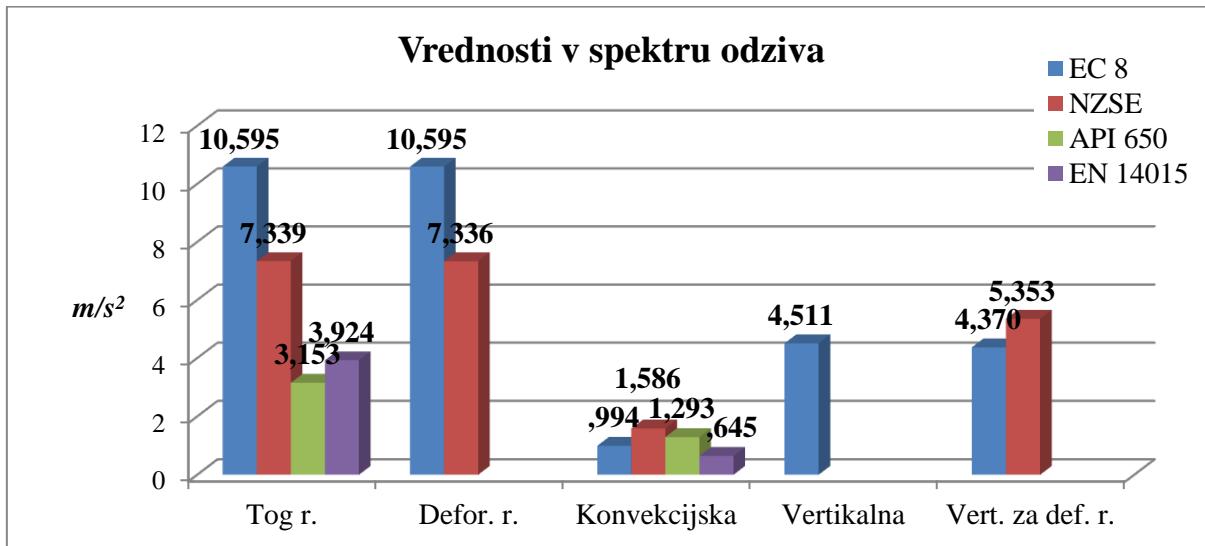
Opomba: R , h , h_r , h_{soil} , R_f , h_f , H v metrih; t_w in t_b v mm; m_r v kg; f_y , f_{yb} , E , E_{soil} v kN/cm^2 ; ρ_b , ρ_s , ρ_c , ρ_{soil} v kg/m^3 ; ξ v %; TL v sekundah; J tip tal za EN 14015. Oznaka za tla v oklepaju so tla po API 650 standardu, saj so ta nekoliko drugače definirana kot v EC 8 in NZSE.

Rezervoar s podatki v preglednici 24 je zgrajen v Wellington-u v Novi Zelandiji na slabih temeljnih tleh. Rezervoar se nahaja 3 km od Wellington-ske prelomnice, zato je tudi pospešek temeljnih tal razmeroma velik.



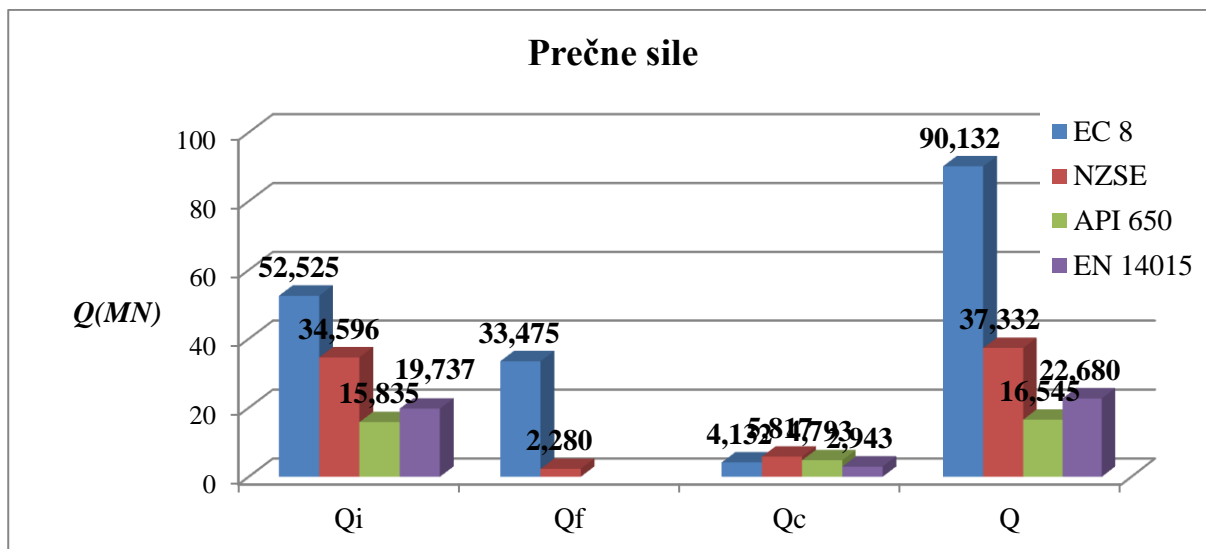
Graf 48: Nihajni časi

T_0 je nihajni čas za togo impulzivno komponento, kjer upoštevamo interakcijo z zemljino (API 650 in EN 14015 ne razlikujeta med togim in deformabilnim rezervoarjem ter ne upoštevata interakcije z zemljino). T_f nihajni čas deformabilne impulzivne komponente. T_{c1} je čas 1. nihajne oblike konveksijske komponente. T_{vr} nihajni čas zaradi delovanja potresa v navpični smeri za tog rezervoar z interakcijo z zemljino. T_{vf} nihajni čas zaradi delovanja potresa v navpični smeri za deformabilen rezervoar z interakcijo z zemljino (dihanje rezervoarja).



Graf 49: Vrednosti v spektru odziva za posamezno komponento in smerjo delovanja potresa.

Pri potresnih vplivih je potrebno upoštevati pravilno dušenje in faktorje obnašanja konstrukcije. Razlike med togim in deformabilnim rezervoarjem ni, saj je razlika med nihajnimi časi majhna. Vidimo, da so potresni vplivi najmanjši pri Ameriškem standardu, to pa lahko pripišemo faktorjema redukcije sil iz preglednice 20. Pri Evrokodu je faktor obnašanja enak 1,5, Novo Zelandski predpisi upoštevajo različne faktorje korekcije k (preglednica 24), ki se jih določi s pomočjo preglednice 8 za ustrezno dušenje in duktilnost. EN 14015 ne predpisuje faktorjev za zmanjšanje potresnega vpliva.



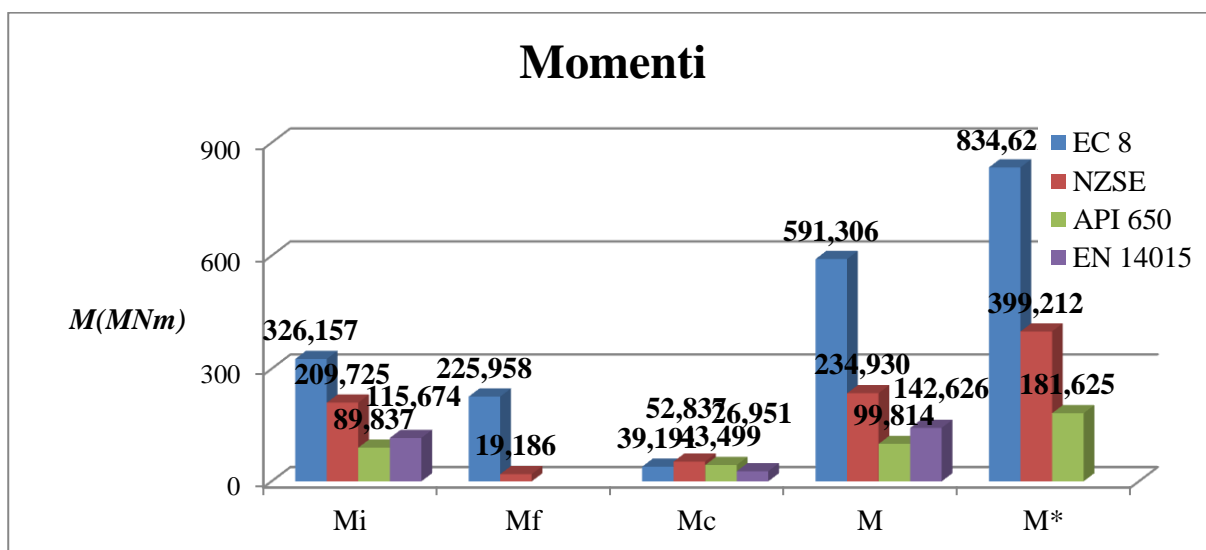
Graf 50: Prečne sile

Q_i je prečna sila zaradi toge impulzivne komponente, Q_f zaradi deformabilne impulzivne komponente, Q_c zaradi konvekcijske komponente in Q je ustrezna kombinacija za vsak standard oz. priporočila.

Najbolj izstopa rezultat pri Evrokodu, kar je posledica:

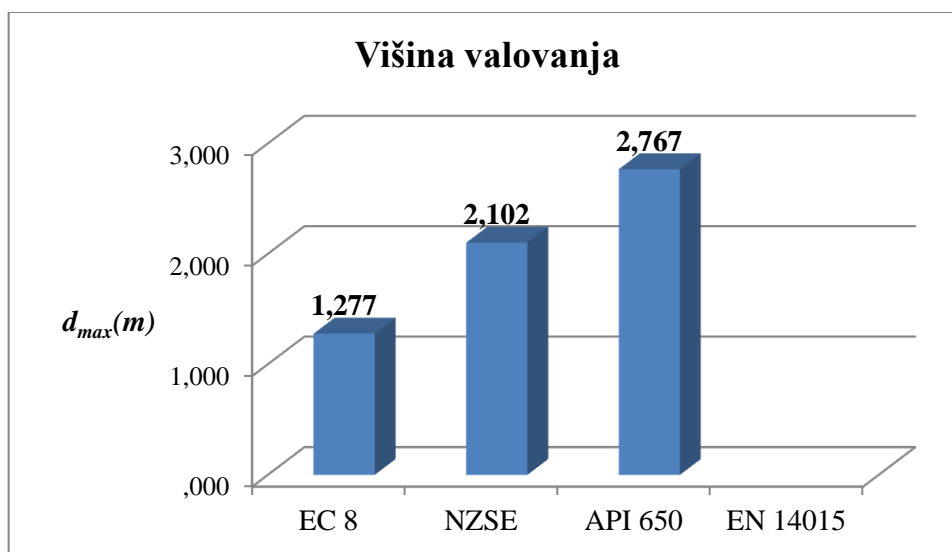
1. manjših redukcij potresnih sil (faktor obnašanja),
2. da se za kombinacijo uporabi direktna vsota (NZSE in API 650 uporabita SRSS metodo),
3. da se upošteva velik vpliv deformabilne impulzivne komponente (pri Novo Zelandskih predpisih se celotna impulzivna komponenta razdeli na dva dela, in sicer za tog in deformabilen rezervoar).

Doprinos konvekcijske komponente k celotni prečni sili je pri vseh standardih/priporočilih približno enak in majhen glede na impulzivno komponento, kar je posledica velikih nihajnih časov in posledično majhnih vrednosti iz spektra odzivov.



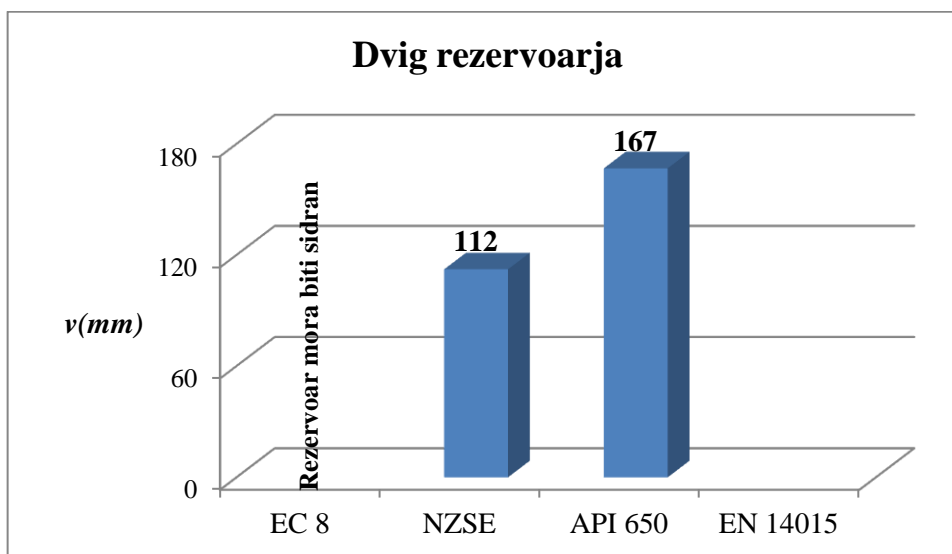
Graf 51: Vrednosti momentov

Rezultate za moment lahko interpretiramo podobno kot za prečne sile. Moment M^* , ki je posledica delovanja pritiskov na stene in dno rezervoarja, je pomemben za zagotavljanje stabilnosti rezervoarja skupaj s temelji in ga s pomočjo standarda EN 14015 ne moremo izračunati.



Graf 52: Višina valovanja

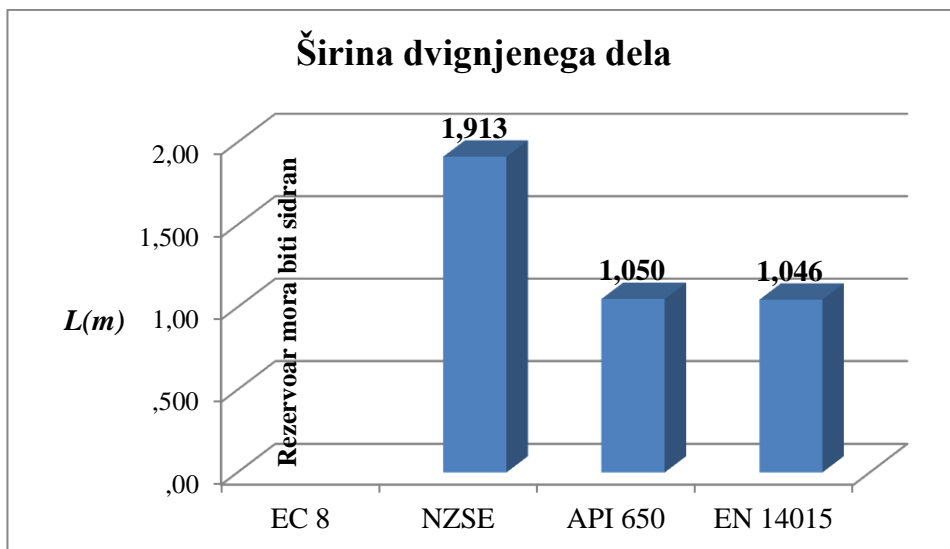
Višina prostega roba je potrebna za zagotavljanje zadostne višine celotnega rezervoarja, zato da ne pride do preliivanja ali poškodb strehe.



Graf 53: Višina dviga rezervoarja

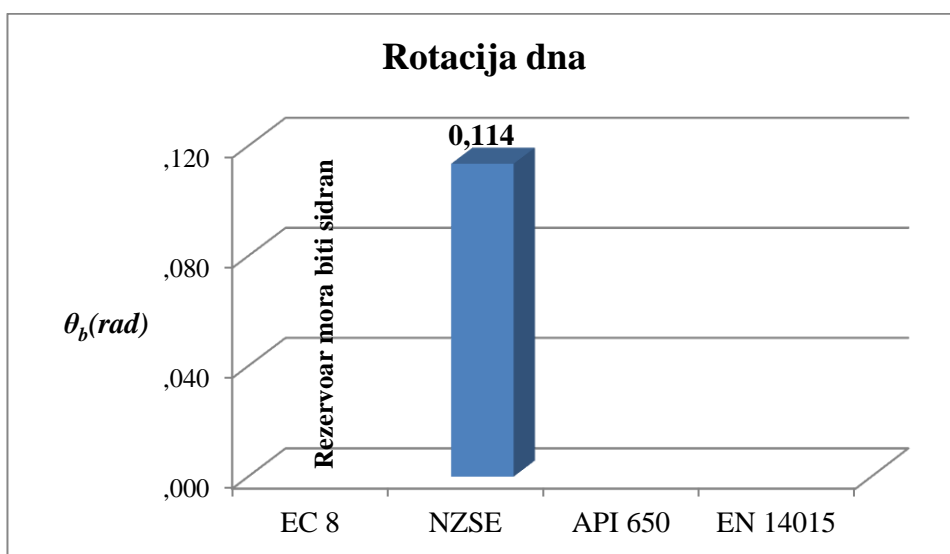
Vrednost prevrtnitvenega momenta $M/W \cdot h = 0,4737$, zato smo izven območja na abscisi, ki ga pokriva Evrokod standard v grafu 37, zato moramo rezervoar sidrati. Vrednosti v grafu 37 so določili s parametrično študijo z metodo končnih elementov za rezervoarje, ki imajo razmeroma težko streho. Vrednost najvišjega možnega dviga po Evrokodu je določena pri $\gamma = 2,0$, in sicer z 2,1 % višine polnjenja rezervoarja.

Za določitev dviga po NZSE in API 650 se uporabita ustrezni enačbi (enačba 2.72 in 5.64). Standard EN 14015 ne poda višine dviga, poda pa širino dvignjenega dela (graf 54).



Graf 54: Širina dvignjenega dela

Širini dvignjenega dela za API 650 in EN 14015 sta enaki, saj oba standarda omejeta to širino na 3,5 % premera rezervoarja. Za izračun širine po Novo Zelandskih priporočilih uporabimo iterativen postopek (točka 2.3.3.2), kjer iščemo tako širino rezervoarja, da bo moment, ki nasprotuje prevrnitvi M_R enak prevrnitvenemu M_{OT} . Ker je brezdimenzijski moment pri Evrokodu prevelik, moramo rezervoar sidrati.



Graf 55: Rotacija dna

Rotacija dna se lahko izračuna samo pri Evrokodu in NZSE. Oba dokumenta uporabita enako formulo za izračun, kjer je rotacija odvisna od višine dviga, širine dvignjenega dela in polmera rezervoarja (enačba 2.96), vendar ker je brezdimenzijski moment pri Evrokodu prevelik, moramo rezervoar sidrati.

6.0.1.1 Kontrole glede na posamezni standard/priporočila

V sklopu diplomske naloge sem v programu Matlab napisal program, kjer sem za vsak standard/priporočilo naredil ustrezne kontrole (za podrobnejšo razlago glej točko 6.4).

SIST EN 1998-4-4			
1. NOTRANJE SILE			
Prečne sile		$Q =$	90.132 MN
Momenti	V steni tik nad dnom	$M =$	591.3057 MNm
	Prevritveni tik pod dnom	$M^* =$	834.6219 MNm
2. MAKSIMALNI HIDRODINAMIČNI PRITISK			
		$p =$	0.032562 kN/cm ²
3a. NAPETOSTI V LUPINI			
			Maksimalne dopustne napetosti
Slonova noga	$\sigma_m =$	3.4755 kN/cm ²	$< f_{SN} =$ 13.2346 kN/cm ²
Diamatna oblika	$\sigma_m =$	3.4755 kN/cm ²	$< f_{DO} =$ 11.699 kN/cm ²
Obročne-natezne	$\sigma_\theta =$	19.5372 kN/cm ²	$< f_{yd} =$ 25 kN/cm ²
Tlačne zaradi momenta M	$\sigma_z =$	3.3461 kN/cm ²	$< f_{yd} =$ 25 kN/cm ²
Strižne zaradi prečne sile Q	$\tau =$	7.8506 kN/cm ²	$< f_{yd} =$ 25 kN/cm ²
			OK!
3a. NAPETOSTI V DNU			
	$\sigma_{rb} =$	Sidranje r. kN/cm ²	$< f_{yb} =$ 25 kN/cm ²
			Rezervoar je potrebno sidrati!
4. MAKSIMALNA VIŠINA VALOVANJA			
	$d_{max} =$	1.2771 m	
5. ROTACIJA DNA			
	$\theta_b =$	Sidranje r. $< 0,20$ rad	
			Rezervoar je potrebno sidrati!
6. VIŠINA DVIGA			
	$w =$	Sidranje r. m	
			Rezervoar je potrebno sidrati!

Slika 30: Rezultati in kontrole po SIST EN 1998-4-4 standardu


NZSE			
1. NOTRANJE SILE			
Prečne sile		$V =$	37.3316 MN
Momenti	V steni tik nad dnom	$M_{OT} =$	234.9268 MNm
	Prevritveni	$M^* =$	399.2135 MN
2. ROTACIJA DNA			
	$\theta_b =$	0.11356 $< 0,20$ rad	OK!
3. VIŠINA DVIGA			
	$v =$	0.11218 m	OK!
4a. NAPETOSTI V LUPINI			
Slonova noga	$\sigma_m =$	1.4588 kN/cm ²	$< f_{SN} =$ 9.7726 kN/cm ²
Diamatna oblika	$\sigma_m =$	1.4588 kN/cm ²	$< f_{DO} =$ 10.4678 kN/cm ²
Osne, zaradi dviga rezervoarja	$f_{max} =$	2.955 kN/cm ²	$< f_{SN} =$ 9.7726 kN/cm ²
Maksimalne natezne	$f_t =$	17.9597 kN/cm ²	$< f_{yd} =$ 25 kN/cm ²
Zaradi upogiba	$f_b =$	4.4984 kN/cm ²	$< f_{yd} =$ 25 kN/cm ²
			OK!
4a. NAPETOSTI V DNU			
	$\sigma_{rb} =$	16.5182 kN/cm ²	$< f_{yb} =$ 25 kN/cm ²
			OK!
5. MAKSIMALNA VIŠINA VALOVANJA			
	$w =$	2.1017 m	
6. SIDRANJE REZERVOARJA			
			Sidranje rezervoarja ni potrebno!

Slika 31: Rezultati in kontrole po NZSE priporočilih

API 650			
1. NOTRANJE SILE			
Prečne sile		Q =	16.5446 MN
Momenti	V steni tik nad dnom	Mrw =	99.8142 MNm
	V steni tik pod dnom	Ms =	189.9226 MNm
Hidrodinamične obročne sile		Ni =	460.8434 kN/m
		Nc =	175.5019 kN/m
2. ŠIRINA ODEBELJENEGA DELA DNA			
		L =	1.05 m < 1.05 m OK!
3. NAPETOSTI			
Obročne		$\sigma_t =$	91.2169 MPa < $f_t =$ 225 MPa OK!
Tlačne		$\sigma_c =$	5.6189 MPa < $f_c =$ 53.6474 MPa
4. SIDRNO RAZMERJE			
		J =	0.81306 < 1.5 Rezervoar se dvigne, vendar sidranje ni potrebno
5. VIŠINA PROSTEGA ROBA			
		$\Delta =$	2.7669 m
6. STABILNOST			
		S =	7.709 > 2 Rezervoar je stabilen!
7. VIŠINA DVIGA REZERVOARJA			
		v =	166.7531 mm

Slika 32: Rezultati in kontrole po API 650 standardu

EN 14015	
1. PREVRNITVENI MOMENT	
M =	142.6256 MNm
2. MINIMALNA ŠIRINA ODEBELJENEGA DELA DNA	
L =	1.0464 m
3. SIDRNO RAZMERJE	
J =	1.4911 < 1,5 Rezervoar je stabilen!
4. NAPETOSTI V LUPINI	
$\sigma_t =$	34.5612 N/mm ² < $f_a =$ 47.9808 N/mm ² OK!

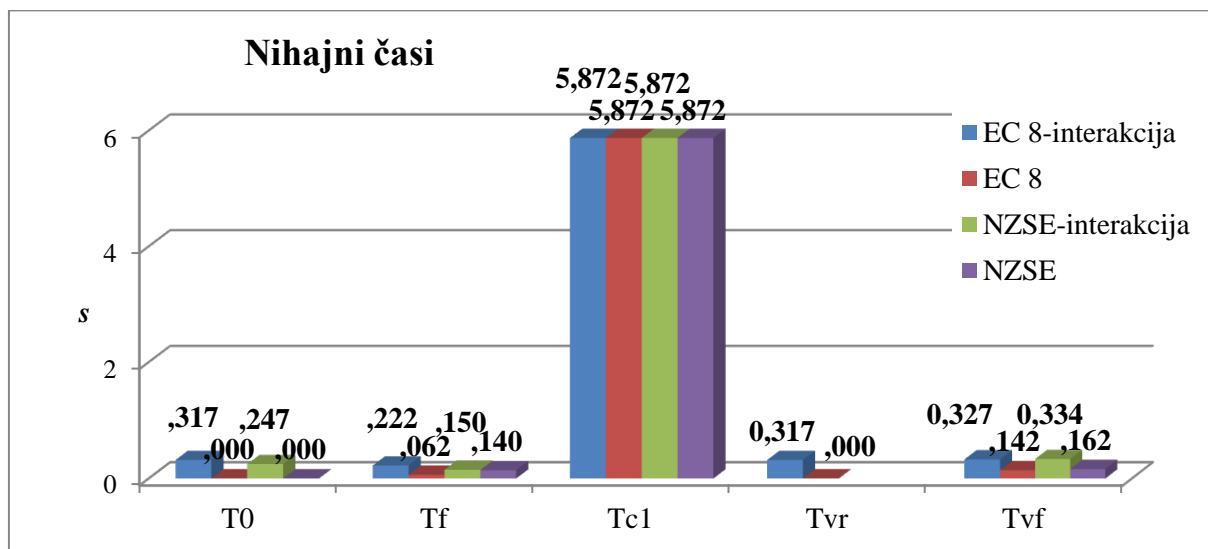


Slika 33: Rezultati in kontrole po EN 14015 standardu

6.0.2 Primerjava med interakcijo rezervoarja in zemljine

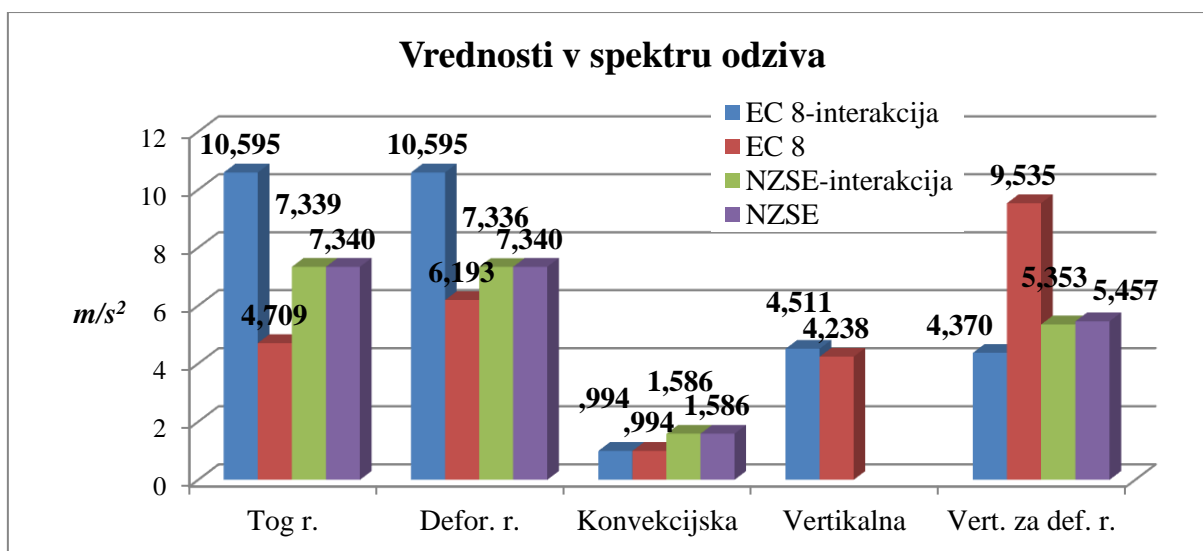
Primerjal bom samo Evrokod standard in Novo Zelandška priporočila, saj samo onadva upoštevata to interakcijo. Zaradi vpliva zemljine pričakujemo daljše nihajne čase v horizontalni in navpični smeri, razen v konvekcijski komponenti, kjer vpliv zemljine zanemarimo. Zaradi različnih nihajnih časov bomo dobili tudi različne vrednosti v spektru odziva, kar bo vplivalo na velikost notranjih sil in napetosti.

Vhodni podatki so podani v preglednici 24.



Graf 56: Nihajni časi

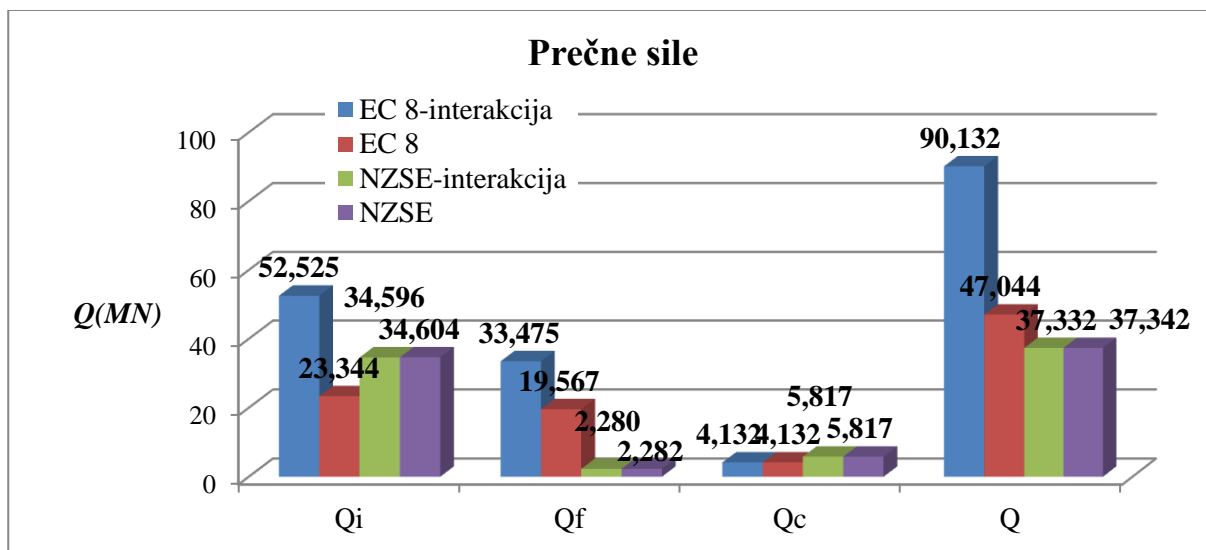
Nihajni čas impulzivne komponente tega rezervoarja T_0 brez upoštevanja interakcije je 0 s, kar je smiselno, saj predpostavimo, da je konstrukcija neskončno toga. Interakcija zviša nihajni čas impulzivne komponente pri deformabilnem rezervoarju (T_f). Na nihajni čas konvekcijske komponente interakcija nima vpliva (predpostavka). Pri delovanju potresa v navpični smeri za tog rezervoar je nihajni čas brez interakcije enak $T_{vr} = 0$ s, pri deformabilnem rezervoarju pa je nihajni čas večji pri interakciji (analogija z impulzivno komponento).



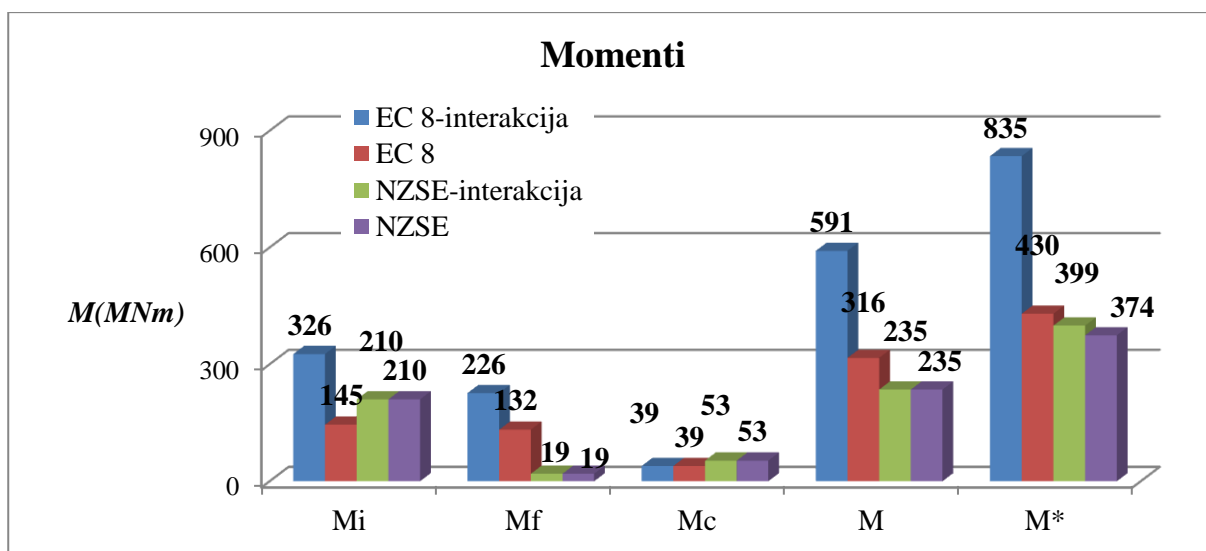
Graf 57: Vrednosti v spektru odziva

Pri Evrokodu je potresni vpliv za tog rezervoar, kjer ne upoštevamo interakcije, enak horizontalnemu projektanemu pospešku temeljnih tal z upoštevanjem faktorja pomembnosti konstrukcije (γ_I). Če upoštevamo interakcijo, se nihajni časi navadno gibljejo blizu platoja (oz. so na njem), zato so vrednosti iz spektra odziva visoke. Vpliv interakcije pri konvekcijski komponenti zanemarimo. Zaradi potresa v navpični smeri interakcija navadno deluje ugodno, saj so vrednosti iz spektra pri malo višjih nihajnih časih veliko manjše.

Pri NZSE ni nikakršnih razlik med togim in deformabilnim rezervoarjem zaradi potresa v horizontalni smeri, saj upoštevamo vrednosti iz grafa 1, kjer so te pri majhnih nihajnih časih konstantne. Razlika se pojavi samo v navpični smeri potresa, vendar je v tem primeru zanemarljiva.

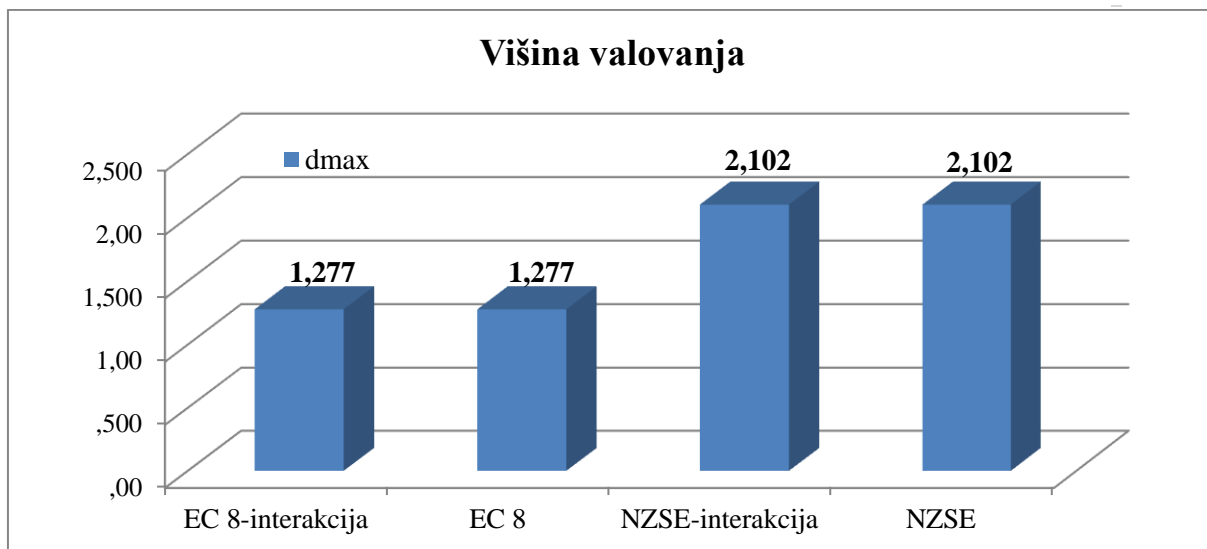


Graf 58: Prečne sile



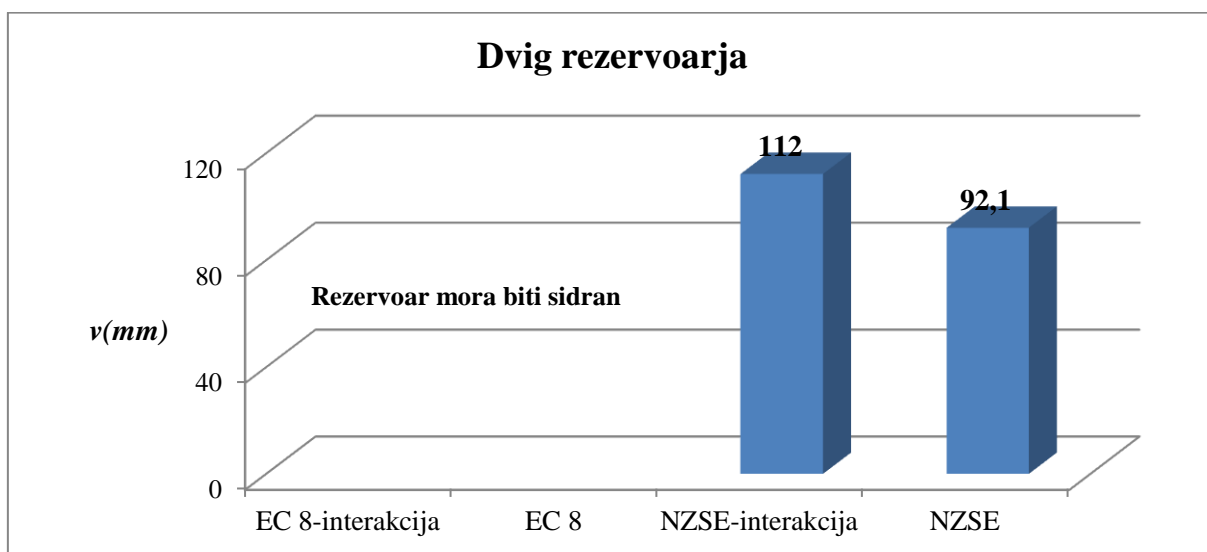
Graf 59: Momenti

Pri Evrokodu je velika razlika med notranjimi silami pri upoštevanju interakcije oz. če zemljine ne upoštevamo zelo velika, saj so vrednosti iz projektnega spektra odziva zelo velike. Pri Novo Zelandskih priporočilih pa razlika med tem, ali interakcijo upoštevamo ali ne, ni velika.



Graf 60: Višina valovanja

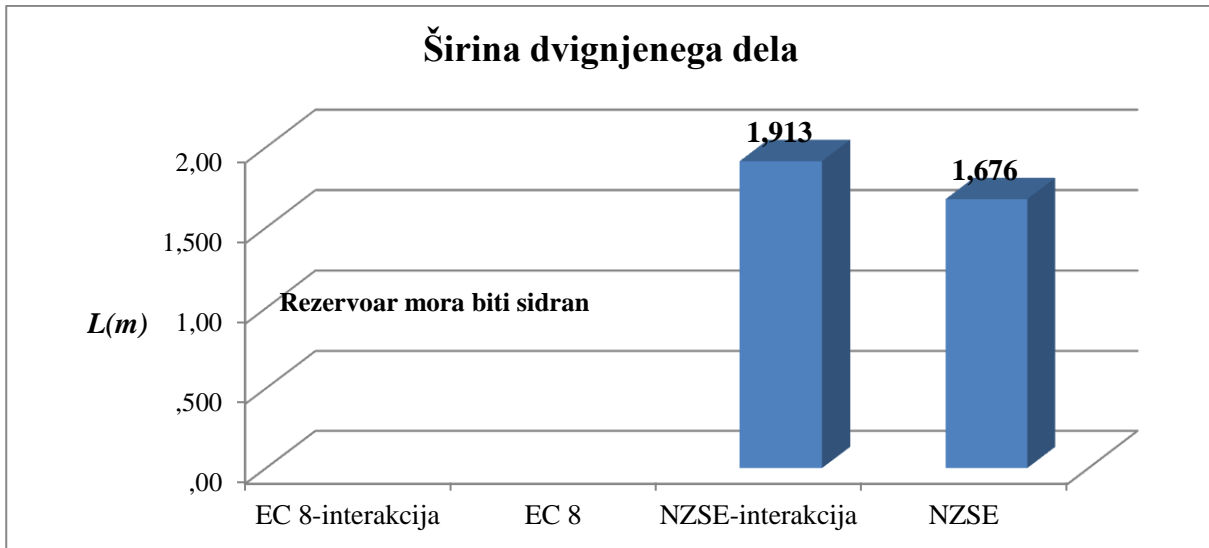
Na višino valovanja vpliva samo konvekcijska komponenta, zato so rezultati za ustrezen standard/priporočilo enaki, saj vpliv zemljine zanemarimo.



Graf 61: Višina dviga

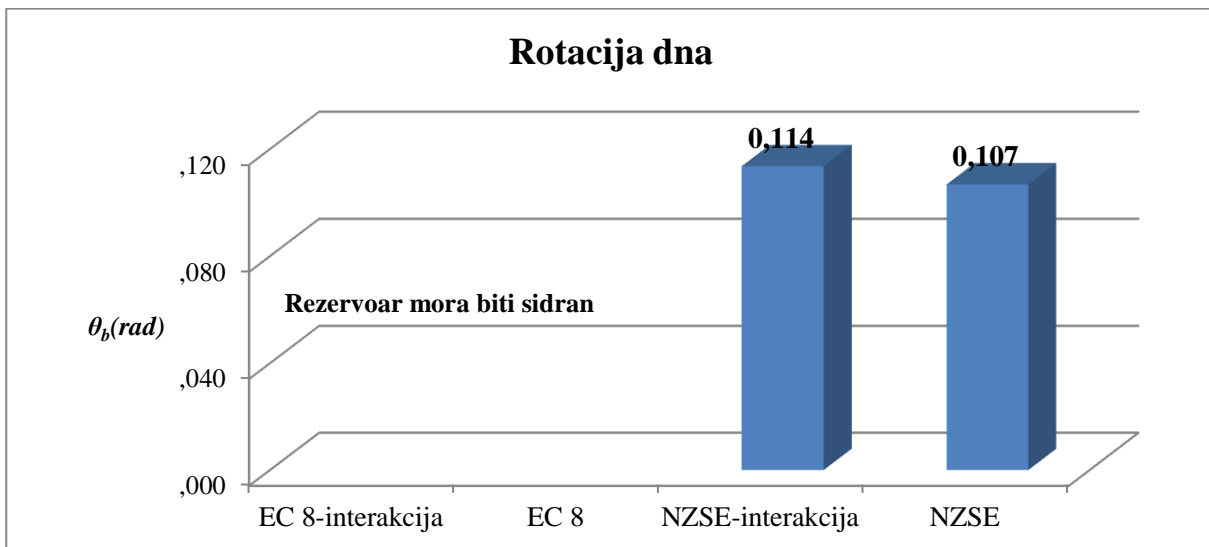
Zaradi tega, ker je brezdimenzijski moment pri Evrokodu višji od vrednosti, ki so na abscisi grafa 37, moramo rezervoar sidrati. Vrednosti brezdimenzijskega momenta je 0,2534.

Pri NZSE se dvig rezervoarja pri interakciji poveča, saj je moment tik nad dnom rezervoarja večji.



Graf 62: Širina dvignjenega dela

Pri Evrokodu je širina dvignjenega dela odvisna od višine dviga rezervoarja, vendar moramo zaradi prevelikega brezdimenzijskega momenta rezervoar sidrati. Pri NZSE je širina večja pri interakciji, saj je tudi višina dviga višja. Podobno je tudi z rotacijo dna, saj je formula pri obeh standardih enaka.



Graf 63: Rotacija dna

Zaradi tega ker moramo rezervoar sidrati, pri Evrokodu nimamo rotacije dna, razlika pri Novo Zelandskih priporočilih je v tem primeru zanemarljiva in je manjša od največje dovoljene rotacije.

6.0.2.1 Kontrole glede na standard/priporočilo

SIST EN 1998-4-4			
1. NOTRANJE SILE			
Prečne sile	Q =	47.0437	MN
Momenti	V steni tik nad dnom	M =	316.2293 MNm
	Prevritveni tik pod dnom	M* =	429.7481 MNm
2. MAKSIMALNI HIDRODINAMIČNI PRITISK			
	p =	0.025157	kN/cm ²
3a. NAPETOSTI V LUPINI			
			Maksimalne dopustne napetosti
Slonova noga	$\sigma_m =$	1.9189 kN/cm ²	$< f_{SN} =$ 13.2351 kN/cm ²
Diamatna oblika	$\sigma_m =$	1.9189 kN/cm ²	$< f_{DO} =$ 7.8896 kN/cm ²
Obročne-natezne	$\sigma_\theta =$	15.0944 kN/cm ²	$< f_{yd} =$ 25 kN/cm ²
Tlačne zaradi momenta M	$\sigma_z =$	1.7895 kN/cm ²	$< f_{yd} =$ 25 kN/cm ²
Strižne zaradi prečne sile Q	$\tau =$	3.9932 kN/cm ²	$< f_{yd} =$ 25 kN/cm ²
			OK!
3a. NAPETOSTI V DNU			
	$\sigma_{rb} =$	Sidranje r.	kN/cm ² $< f_{yb} =$ 25 kN/cm ²
			Rezervoar je potrebno sidrati!
4. MAKSIMALNA VIŠINA VALOVANJA			
	dmax =	1.2771	m
5. ROTACIJA DNA			
	$\theta_b =$	Sidranje r.	$< 0,20\text{rad}$
			Rezervoar je potrebno sidrati!
6. VIŠINA DVIGA			
	w =	Sidranje r.	m
			Rezervoar je potrebno sidrati!

Slika 34: Rezultati in kontrole po SIST EN 1998-4-4 standardu

NZSE			
1. NOTRANJE SILE			
Prečne sile	V =	37.3418	MN
Momenti	V steni tik nad dnom	M _{OT} =	234.9904 MNm
	Prevritveni	M* =	399.32 MN
2. ROTACIJA DNA			
	$\theta_b =$	0.11357	$< 0,20\text{rad}$
			OK!
3. VIŠINA DVIGA			
	v =	0.11223	m
			OK!
4a. NAPETOSTI V LUPINI			
Slonova noga	$\sigma_m =$	1.4592 kN/cm ²	$< f_{SN} =$ 9.773 kN/cm ²
Diamatna oblika	$\sigma_m =$	1.4592 kN/cm ²	$< f_{DO} =$ 10.4689 kN/cm ²
Osne, zaradi dviga rezervoarja	f _{max} =	2.9557 kN/cm ²	$< f_{SN} =$ 9.773 kN/cm ²
Maksimalne natezne	f _t =	17.9624 kN/cm ²	$< f_{yd} =$ 25 kN/cm ²
Zaradi upogiba	f _b =	4.499 kN/cm ²	$< f_{yd} =$ 25 kN/cm ²
			OK!
4a. NAPETOSTI V DNU			
	$\sigma_{rb} =$	16.5216 kN/cm ²	$< f_{yb} =$ 25 kN/cm ²
			OK!
5. MAKSIMALNA VIŠINA VALOVANJA			
	w =	2.1017	m
6. SIDRANJE REZERVOARJA			
			Sidranje rezervoarja ni potrebno!

Slika 35: Rezultati in kontrole po NZSE priporočilih

6.1 Rezervoar z razmerjem $h/R = 0,8$

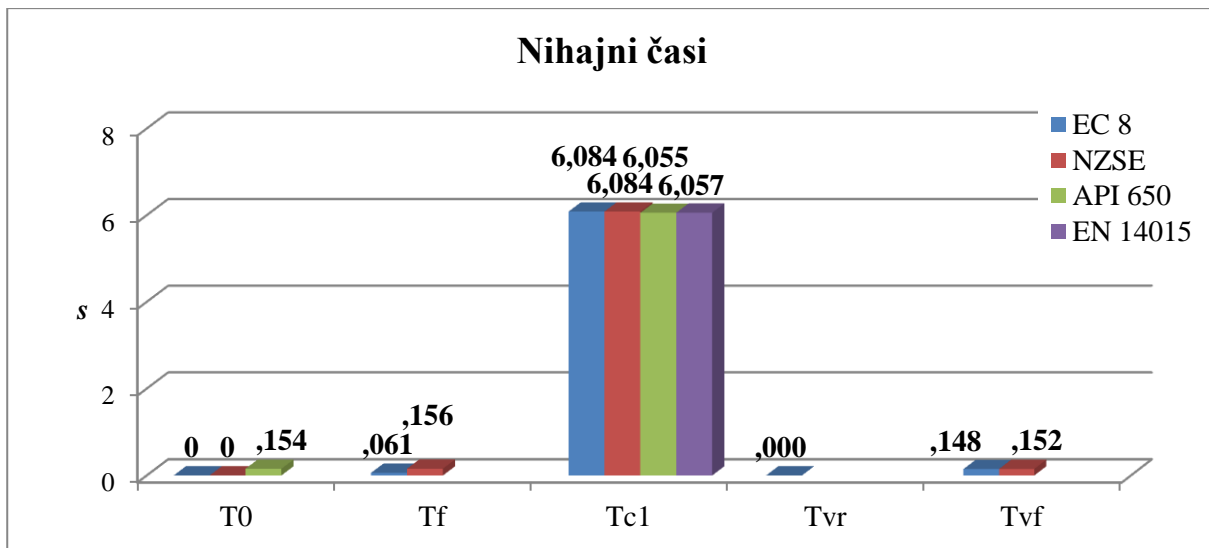
Vhodni podatki so podani v spodnji preglednici.

Preglednica 25: Vhodni podatki

Karakteristike rezervoarja		Lastnosti materiala		Temelji in zemljina		SIST EN 1998-4		NZSE		API 650		EN 14015	
R	12,2	f_v	20,7	TLA	C(D)	ξ	5	R_u	1	I	1	H	12,5
h	15,2	f_{yb}	20,7	ρ_c	2500	q	1,5	C	0,5	Q_p	1	J	1,5
t_w	14,3	E	21000			a	1	a	1	R_{wi}	3,5		
t_b	6,4	ρ_l	700			γ	1	k_0	0,74	R_{wc}	2		
h_r	12,5	ρ_s	7850					k_f	0,74	n	150		
m_r	46400	v_s	0,33					k_b	0,74	TL	4		

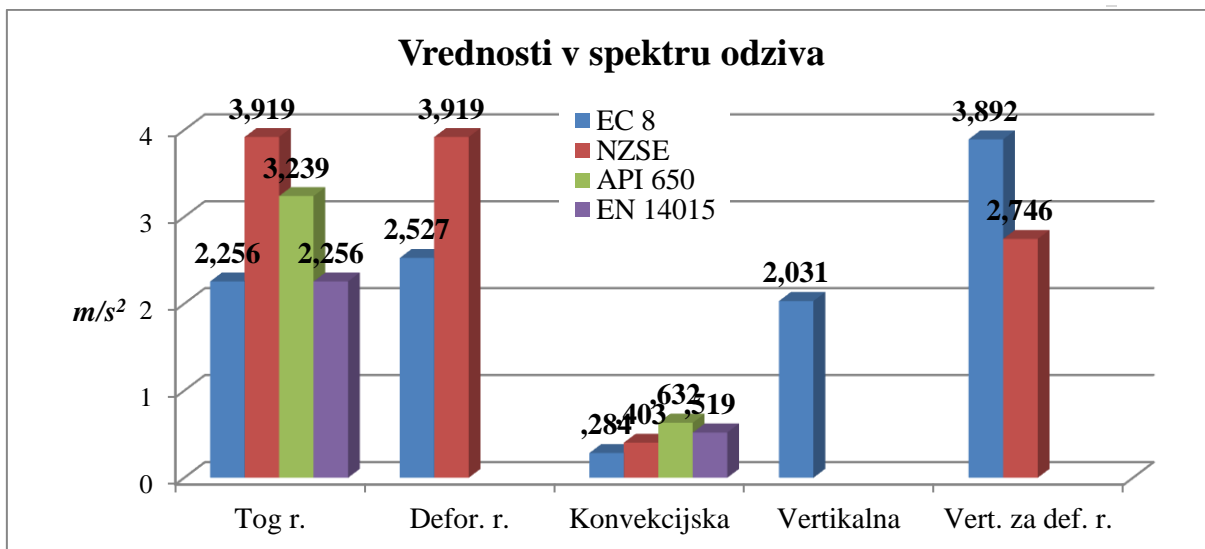
Pospešek temeljnih tal $a_g = 0,23 \cdot g$.

Opomba: R , h , h_r , H v metrih; t_w in t_b v mm; m_r v kg; f_y , f_{yb} , E v kN/cm^2 ; ρ_b , ρ_c v kg/m^3 ; ξ v %; TL v sekundah. Oznaka za tla v oklepaju so tla po API 650 standardu, saj so ta nekoliko drugače definirana kot v EC 8 in NZSE.

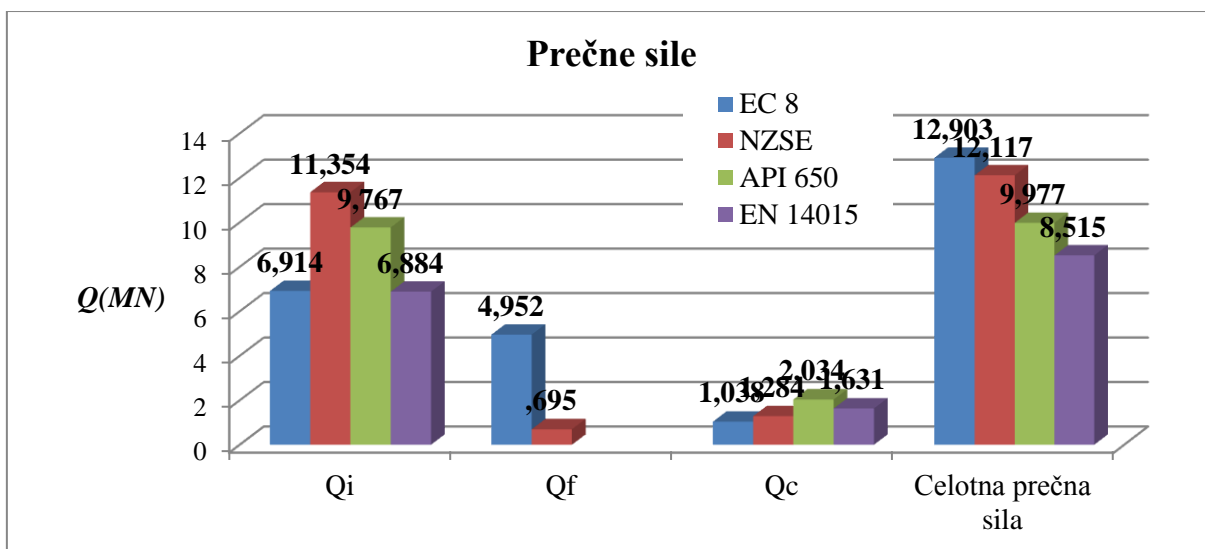


Graf 64: Nihajni časi

Pri teh karakteristikah rezervoarja so nihajni časi zelo podobni.

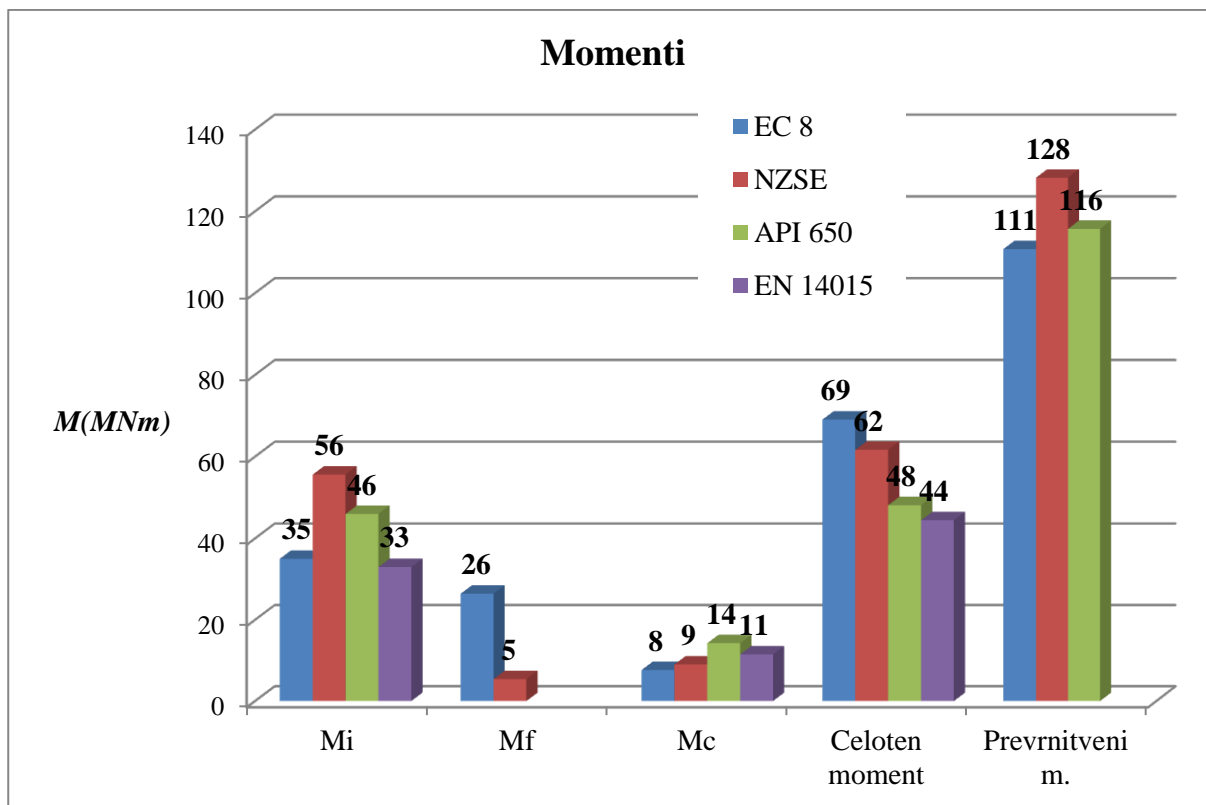


Graf 65: Vrednosti v spektru odziva



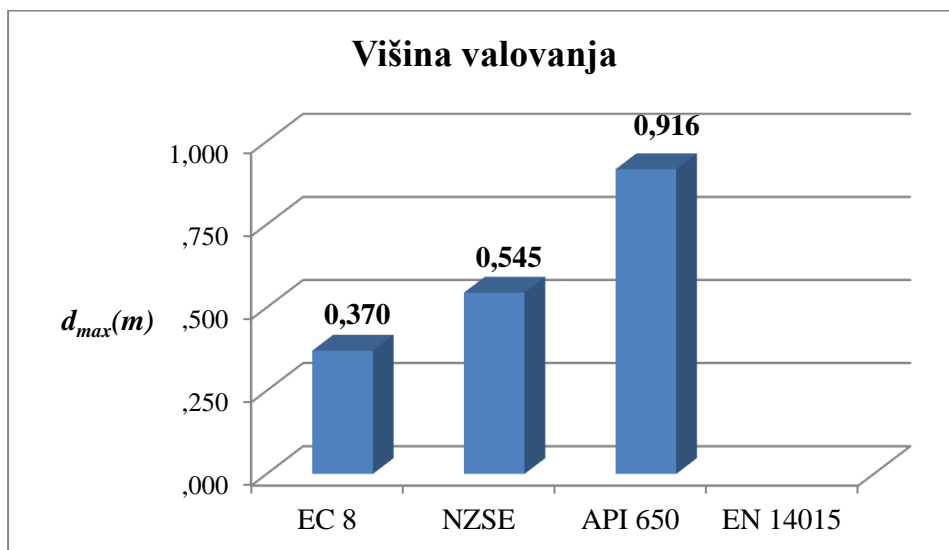
Graf 66: Prečne sile

Vidimo da je razlika med prečnimi silami majhna. Čeprav je pri Evrokodu prečna sila zaradi impulzivne komponente v togem rezervoarju najmanjša, pa je skupna prečna sila vseeno višja kot pri NZSE in API 650. Razlika nastane zaradi upoštevanja velikega dela impulzivne prečne sile pri deformabilnem rezervoarju in direktne vsote pri kombinaciji med silami.



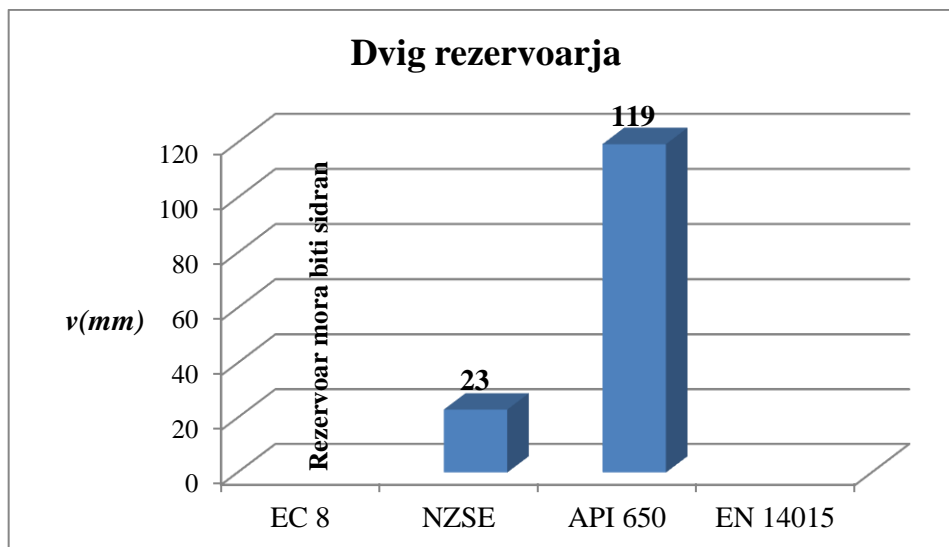
Graf 67: Momenti

Interpretacija momentov je podobna prečnim silam.



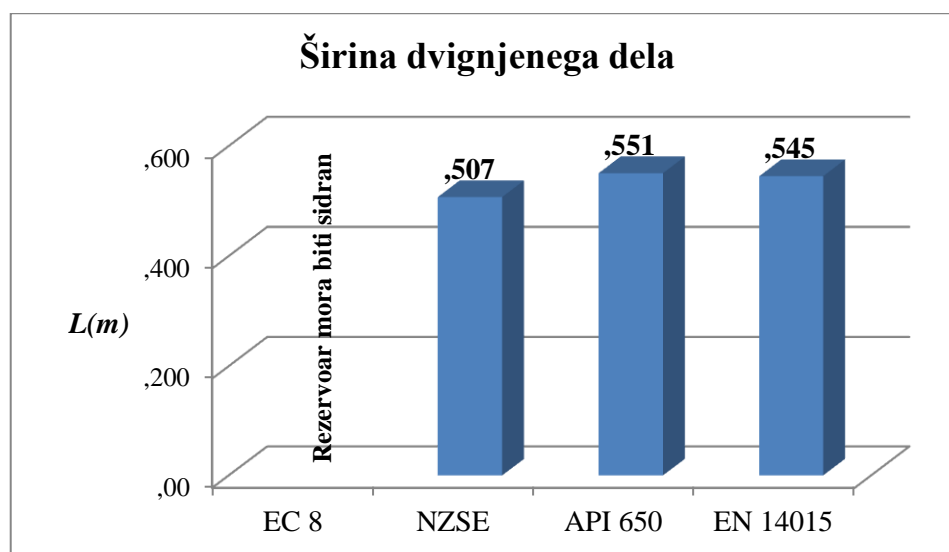
Graf 68: Višina valovanja

Razlike v višini valovanja so zelo velike. Evrokod upošteva samo prvo nihajno obliko konveksijske komponente, medtem ko se pri NZSE upoštevata dve, ki sta kombinirani s pomočjo SRSS metode. Ameriški standard poda najvišjo višino valov, ki je za 250 % višja kot pri Evrokodu.



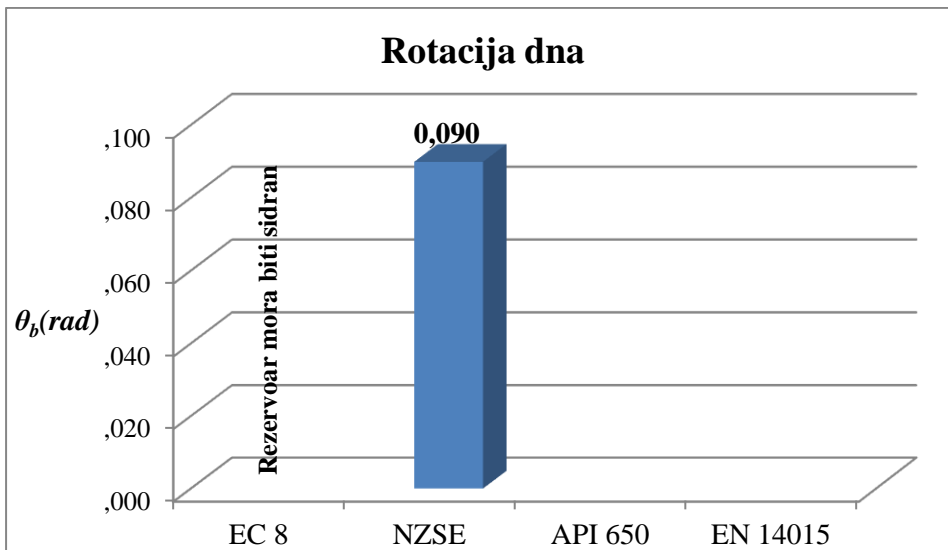
Graf 69: Višina dviga

Pri Evrokodu je brezdimenzijski moment ponovno večji od vrednosti na abscisi grafa 37 ($M/W \cdot h = 0,1046$). Višina dviga je pri API 650 odvisna od širine dvignjenega dela, debeline dna rezervoarja in natezne trdnosti materiala (enačba 6.64). Glede na to, da se rezultata močno razlikujeta med seboj in ker pri Evrokodu ne dobimo višine dviga, je težko oceniti kateri standard/priporočilo poda boljše vrednosti.



Graf 70: Širina dvignjenega dela

Pri širini dvignjenega dela dobimo zelo podobne rezultate.



Graf 71: Rotacija dna

Rotacija je odvisna od višine dviga, polmera in širine dvignjenega dela, vendar moramo rezervoar po Evrokodu sidrati. Pri Novo Zelandskih priporočilih je rotacija 0,09 radiana, kar je manj od maksimalne dovoljene rotacije (0,20 rad).

6.1.1 Kontrole glede na posamezni standard/priporočila

SIST EN 1998-4-4			
1. NOTRANJE SILE			
Prečne sile	Q =	12.9034	MN
Momenti	V steni tik nad dnom	M =	69.0181 MNm
	Prevrtitveni tik pod dnom	M* =	110.7273 MNm
2. MAKSIMALNI HIDRODINAMIČNI PRITISK			
	p =	0.012264	kN/cm ²
3a. NAPETOSTI V LUPINI			
			Maksimalne dopustne napetosti
Slonova noga	$\sigma_m =$	0.78901 kN/cm ²	$< f_{SN} = 9.2007$ kN/cm ²
Diamatna oblika	$\sigma_m =$	0.78901 kN/cm ²	$< f_{DO} = 6.6815$ kN/cm ²
Obročne-natezne	$\sigma_\theta =$	13.0796 kN/cm ²	$< f_{yd} = 20.68$ kN/cm ²
Tlačne zaradi momenta M	$\sigma_z =$	0.66193 kN/cm ²	$< f_{yd} = 20.68$ kN/cm ²
Strižne zaradi prečne sile Q	$\tau =$	1.886 kN/cm ²	$< f_{yd} = 20.68$ kN/cm ²
			OK!
3a. NAPETOSTI V DNU			
	$\sigma_{rb} =$	Sidranje r. kN/cm ²	$< f_{yb} = 20.68$ kN/cm ²
			Rezervoar je potrebno sidrati!
4. MAKSIMALNA VIŠINA VALOVANJA			
	dmax =	0.37009	m
5. ROTACIJA DNA			
	$\theta_b =$	Sidranje r. $< 0,20$ rad	
			Rezervoar je potrebno sidrati!
6. VIŠINA DVIGA			
	w =	Sidranje r. m	
			Rezervoar je potrebno sidrati!

Slika 36: Rezultati in kontrole po SIST EN 1998-4-4 standardu

NZSE			
1. NOTRANJE SILE			
Prečne sile		$V =$	12.1169 MN
Momenti	V steni tik nad dnom	$M_{OT} =$	61.6268 MNm
	Prevrnitveni	$M^* =$	128.1799 MN
2. ROTACIJA DNA			
		$\theta_b =$	0.089867 < 0,20rad OK!
3. VIŠINA DVIGA			
		$v =$	0.022981 m OK!
4a. NAPETOSTI V LUPINI			
Slonova noga		$\sigma_m =$	0.71812 kN/cm ² < $f_{SN} =$ 5.7062 kN/cm ²
Diamatna oblika		$\sigma_m =$	0.71812 kN/cm ² < $f_{DO} =$ 7.5405 kN/cm ²
Osne, zaradi dviga rezervoarja		$f_{max} =$	1.3871 kN/cm ² < $f_{SN} =$ 5.7062 kN/cm ²
Maksimalne natezne		$f_t =$	16.7914 kN/cm ² < $f_{yd} =$ 20.68 kN/cm ²
Zaradi upogiba		$f_b =$	4.2691 kN/cm ² < $f_{yd} =$ 20.68 kN/cm ²
4a. NAPETOSTI V DNU			
		$\sigma_{rb} =$	11.9812 kN/cm ² < $f_{yb} =$ 20.68 kN/cm ² OK!
5. MAKSIMALNA VIŠINA VALOVANJA			
		$w =$	0.54467 m
6. SIDRANJE REZERVOARJA			
			Sidranje rezervoarja ni potrebno!

Slika 37: Rezultati in kontrole po NZSE priporočilih

API 650			
1. NOTRANJE SILE			
Prečne sile		$Q =$	9.9769 MN
Momenti	V steni tik nad dnom	$M_{rw} =$	48.1072 MNm
	V steni tik pod dnom	$M_s =$	115.6832 MNm
Hidrodinamične obročne sile		$N_i =$	354.7414 kN/m
		$N_c =$	77.4854 kN/m
2. ŠIRINA ODEBELJENEGA DELA DNA			
		$L =$	0.55059 m < 1.0668 m OK!
3. NAPETOSTI			
Obročne		$\sigma_t =$	116.0205 MPa < $f_t =$ 186.12 MPa
Tlačne		$\sigma_o =$	7.8643 MPa < $f_o =$ 37.4755 MPa OK!
4. SIDRNO RAZMERJE			
		$J =$	1.1984 < 1.5 Rezervoar se dvigne, vendar sidranje ni potrebno
5. VIŠINA PROSTEGA ROBA			
		$\Delta =$	0.9161 m
6. STABILNOST			
		$S =$	8.3239 > 2 Rezervoar je stabilen!
7. VIŠINA DVIGA REZERVOARJA			
		$v =$	119.4574 mm

Slika 38: Rezultati in kontrole po API 650 standardu

EN 14015

1. PREVRNITVENI MOMENT

M = MNm

2. MINIMALNA ŠIRINA ODEBELJENEGA DELA DNA

L = m


3. SIDRNO RAZMERJE

J = < 1,5

Rezervoar je stabilen!

4. NAPETOSTI V LUPINI

$\sigma_t =$
 N/mm² < $f_a =$
 N/mm²
OK!



Slika 39: Rezultati in kontrole po EN 14015 standardu

6.2 Rezervoar z razmerjem $h/R = 4$

Rezervoarji s takimi razmerji so značilni za shranjevanje vina, piva, mleka, ...

Vhodni podatki so podani v spodnji preglednici.

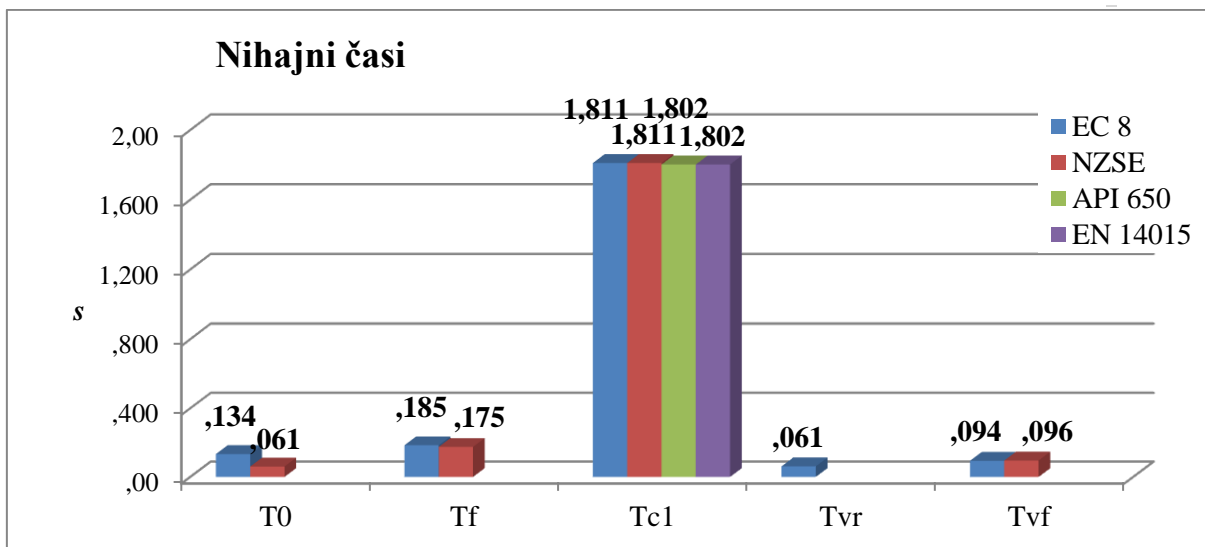
Preglednica 26: Vhodni podatki

Karakteristike rezervoarja		Lastnosti materiala		Temelji in zemljina		SIST EN 1998-4		NZSE		API 650		EN 14015	
						ξ	5	R_u	1	I	1	H	6
R	6	f_y	25,4	TLA	C (D)	q	1,5	C	0,5	Q_p	1	J	1,25
h	1,5	f_{yb}	25,4	E_{soil}	17,5	a	1	a	1	R_{wi}	3,5		
t_w	1,5	E	19000	ρ_c	2500	γ	1	k_0	0,82	R_{wc}	2		
t_b	1,5	ρ_l	1000	ρ_{soil}	1800			k_f	0,82	TL	4		
h_r	6	ρ_s	7850	R_f	1,5			k_b	0,82				
m_r	162	v_s	0,33										

Pospešek temeljnih tal $a_g = 0,27 \cdot g$.

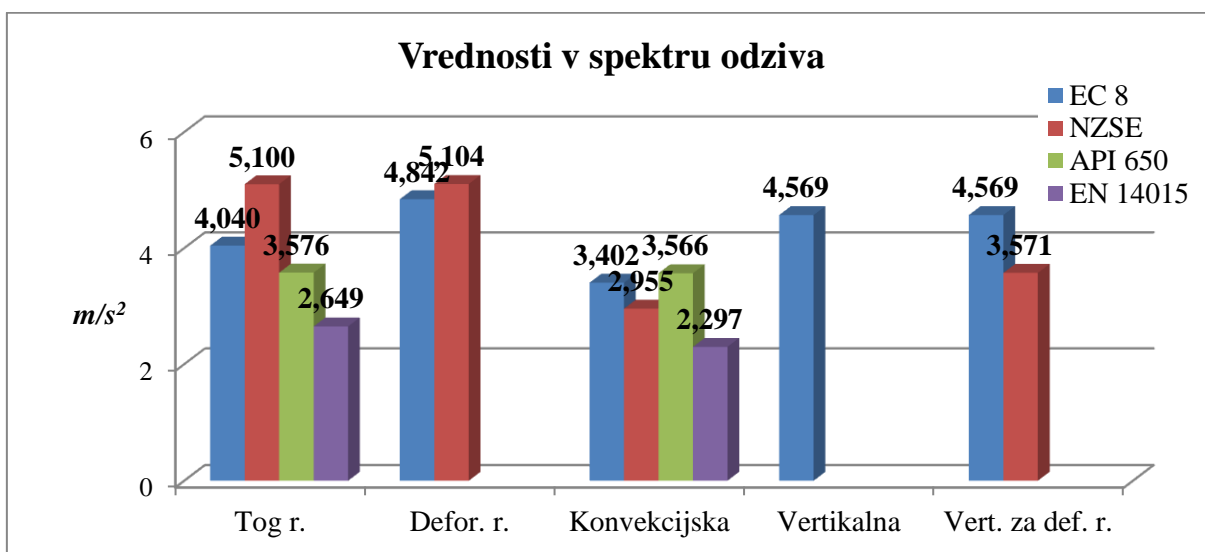
Opomba: R , h , h_r , h_{soil} , R_f , h_f , H v metrih; t_w in t_b v mm; m_r v kg; f_y , f_{yb} , E , E_{soil} v kN/cm²; ρ_l , ρ_s , ρ_c , ρ_{soil} v kg/m³; ξ v %; TL v sekundah.

Rezervoar s podatki v preglednici 26 je zgrajen iz nerjavečega jekla v Nelson-u v Novi Zelandiji za hrambo vina.



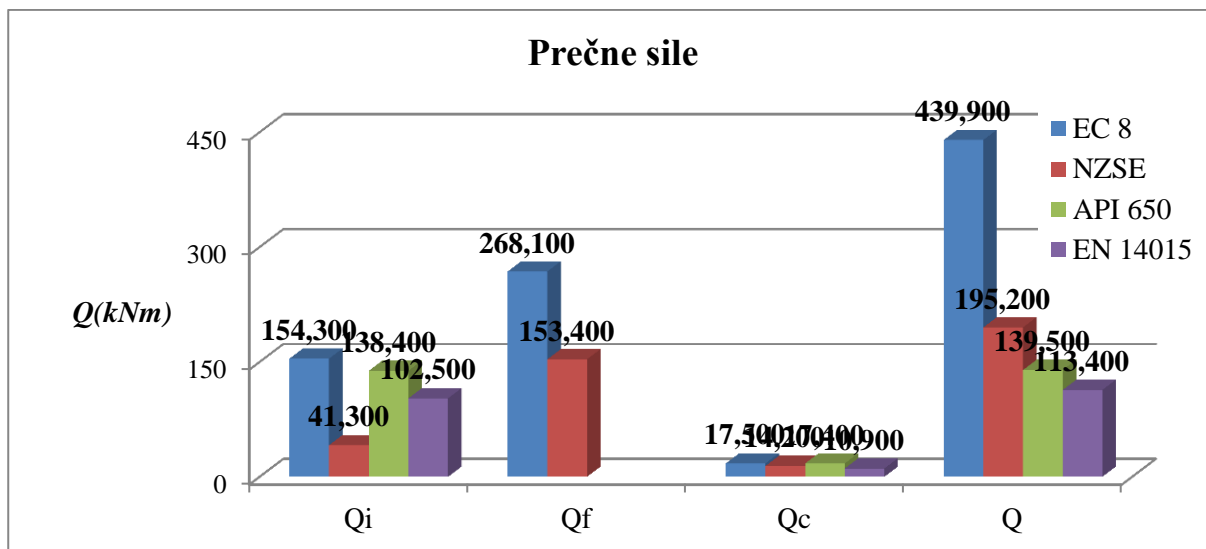
Graf 72: Nihajni časi

Rezultati so med seboj zelo podobni. Pri API 650 za togo impulzivno komponento nimamo nihajnega časa, saj je razmerje $h/D > 1.5$, zato vrednosti niso v območju, ki ga pokriva abscisa grafa 43.



Graf 73: Vrednosti v spektru odziva

Zaradi majhnih razlik med nihajnimi časi so tudi razlike med vrednostmi v spektru odziva majhne. EN 14015 za tog rezervoar upošteva kar projektni pospešek temeljnih tal, saj upošteva togo obnašanje rezervoarja.

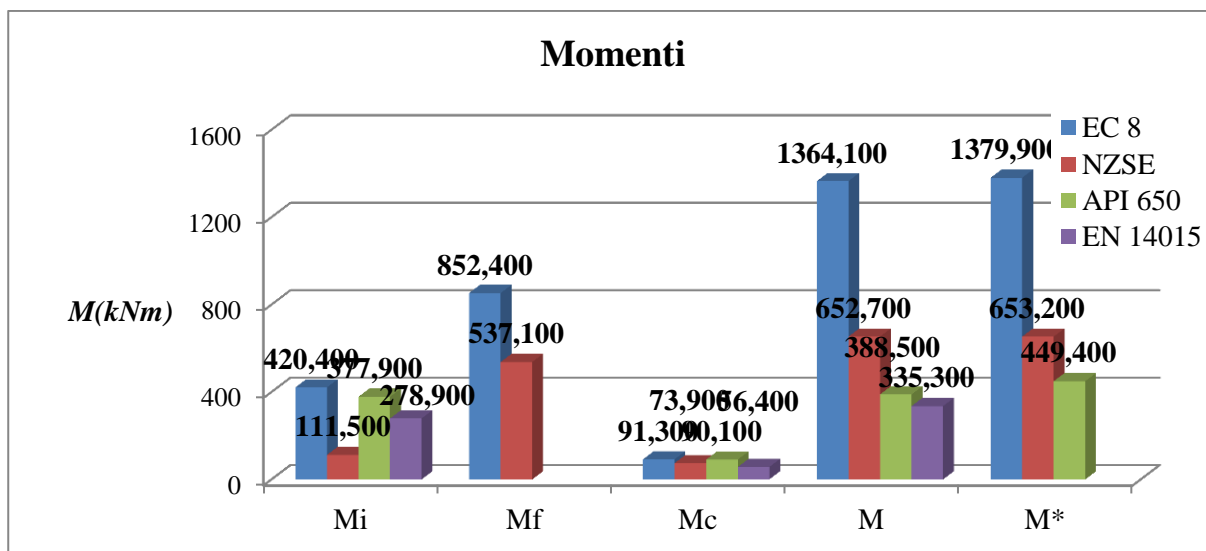


Graf 74: Prečne sile

Razlika med prečnimi silami je med Evrokodom in preostalimi standardi/priporočili zelo velika. Tako velika razlika se pojavi zaradi:

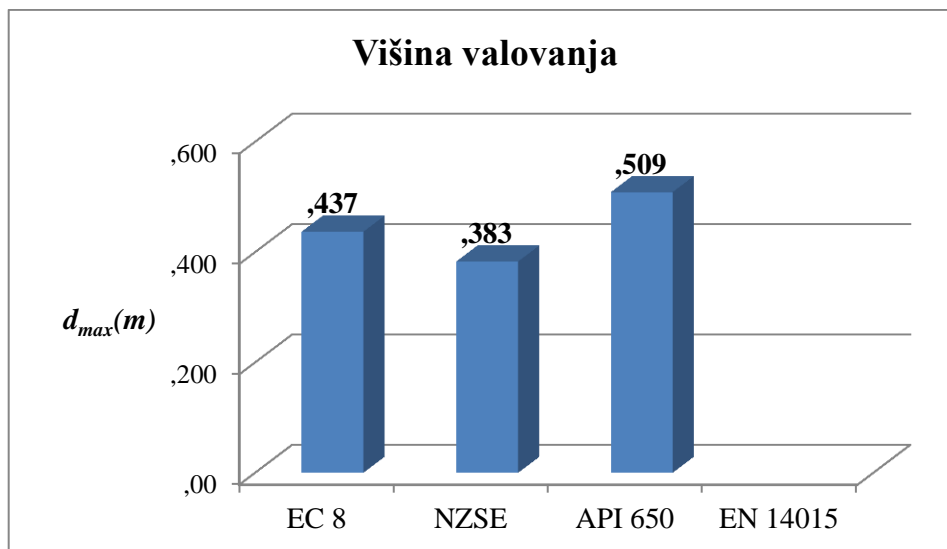
1. kombinacije (Evrokod upošteva direktno vsoto),
2. velikega prispevka deformabilne impulzivne komponente (NZSE razdeli celotno impulzivno komponento na dva dela).

Pri konvekciji komponenti podobno kot v prejšnjih primerih ne dobimo velikih razlik.



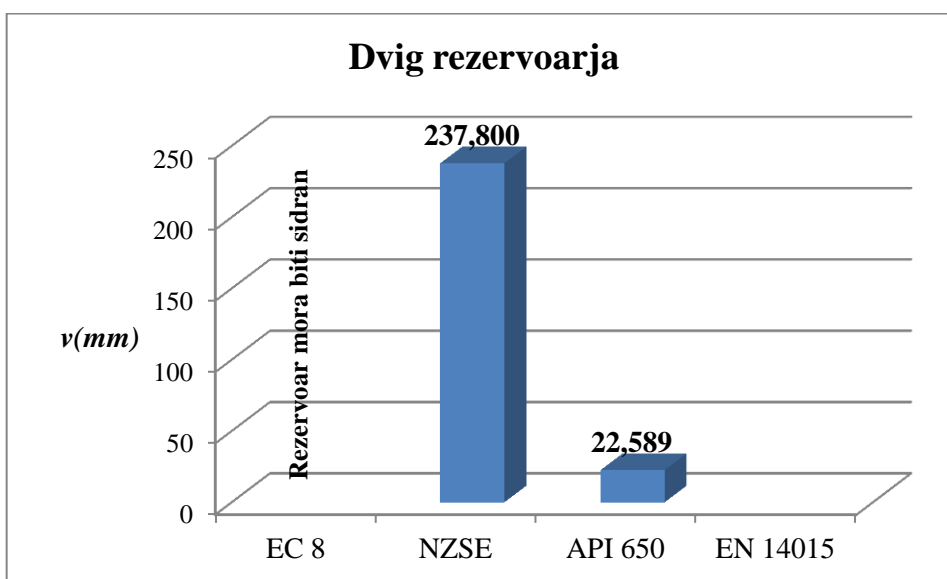
Graf 75: Momenti

Trend momentov je podoben grafu 74. Razlika med momentom, ki deluje tik nad dnem rezervoarja (za določitev napetosti v steni) in prevrnitvenim momentom (za globalno stabilnost rezervoarja in temeljev) je majhna, kar pomeni da so pritiski, ki delujejo na dno rezervoarja veliko manjši od pritiskov na stene rezervoarja.



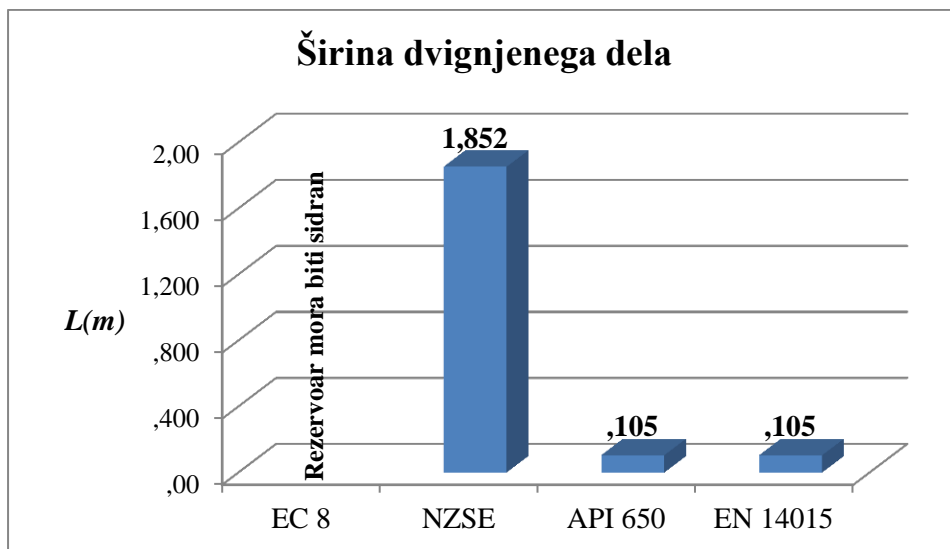
Graf 76: Višina valovanja

Višina prostega roba zaradi valovanja je podobna za vse standarde/priporočila.



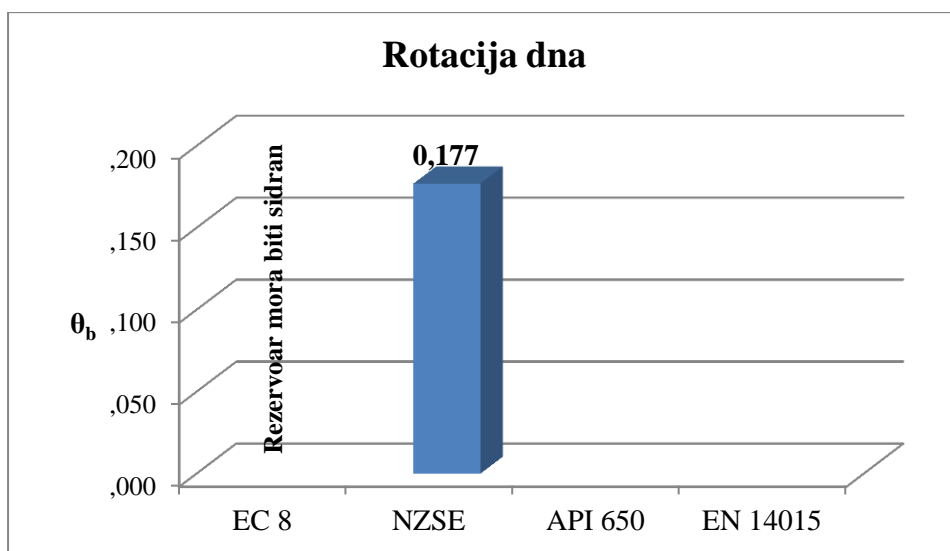
Graf 77: Višina dviga

Vrednost prevrtnenega momenta je $M/W \cdot h = 0,5463$, zato moramo rezervoar glede na Evrokod sidrati. Višina dviga je pri API 650 standardu in NZSE priporočilih približno enaka.



Graf 78: Širina dvignjenega dela

Pri širini dvignjenega dela močno izstopa vrednost pri Novo Zelandskih priporočilih. Širina dvignjenega dela $L = 1,85$ m je vprašljiva, saj ima rezervoar premer 3 m. Pri preostalih dveh standardih dobimo zelo majhne vrednosti (po Evrokodu moramo rezervoar sidrati).



Graf 79: Rotacija dna

Rotacija pri Novo Zelandskih priporočilih je 0,177 radiana, kar je manj od dovoljene rotacije dna rezervoarja.

6.2.1 Kontrole za posamezen standard/priporočila

SIST EN 1998-4-4			
1. NOTRANJE SILE			
Prečne sile		Q =	0.4399 MN
Momenti	V steni tik nad dnom	M =	1.3638 MNm
	Prevritveni tik pod dnom	M* =	1.3799 MNm
2. MAKSIMALNI HIDRODINAMIČNI PRITISK			
		p =	0.010891 kN/cm ²
3a. NAPETOSTI V LUPINI			
			Maksimalne dopustne napetosti
Slonova noga	$\sigma_m =$	12.9201 kN/cm ²	$< f_{SN} =$ 9.189 kN/cm ²
Diamatna oblika	$\sigma_m =$	12.9201 kN/cm ²	$< f_{DO} =$ 5.1298 kN/cm ²
Obročne-natezne	$\sigma_\theta =$	10.8907 kN/cm ²	$< f_{yd} =$ 25.4 kN/cm ²
Tlačne zaradi momenta M	$\sigma_z =$	12.8627 kN/cm ²	$< f_{yd} =$ 25.4 kN/cm ²
Strižne zaradi prečne sile Q	$\tau =$	6.2233 kN/cm ²	$< f_{yd} =$ 25.4 kN/cm ²
			UKREP Povečaj debelino rezervoarja
3a. NAPETOSTI V DNU			
	$\sigma_{rb} =$	Sidranje r. kN/cm ²	$< f_{yb} =$ 25.4 kN/cm ²
			Rezervoar je potrebno sidrati!
4. MAKSIMALNA VIŠINA VALOVANJA			
	dmax =	0.437	m
5. ROTACIJA DNA			
	$\theta_b =$	Sidranje r.	$< 0,20\text{rad}$
			Rezervoar je potrebno sidrati!
6. VIŠINA DVIGA			
	w =	Sidranje r.	m
			Rezervoar je potrebno sidrati!

Slika 40: Rezultati in kontrole po SIST EN 1998-4-4 standardu


NZSE			
1. NOTRANJE SILE			
Prečne sile		V =	0.1952 MN
Momenti	V steni tik nad dnom	M _{OT} =	0.65316 MNm
	Prevritveni	M* =	0.65258 MN
2. ROTACIJA DNA			
	$\theta_b =$	0.17705	$< 0,20\text{rad}$
			OK!
3. VIŠINA DVIGA			
	v =	0.23775	m
			OK!
4a. NAPETOSTI V LUPINI			
Slonova noga	$\sigma_m =$	6.2176 kN/cm ²	$< f_{SN} =$ 8.2369 kN/cm ²
Diamatna oblika	$\sigma_m =$	6.2176 kN/cm ²	$< f_{DO} =$ 6.028 kN/cm ²
Osne, zaradi dviga rezervoarja	f _{max} =	36.5383 kN/cm ²	$< f_{SN} =$ 8.2369 kN/cm ²
Maksimalne natezne	f _t =	9.1661 kN/cm ²	$< f_{yd} =$ 25.4 kN/cm ²
Zaradi upogiba	f _b =	0.12681 kN/cm ²	$< f_{yd} =$ 25.4 kN/cm ²
			Ukrep Povečaj debelino stene rezervoarja
4a. NAPETOSTI V DNU			
	$\sigma_{rb} =$	56.3594 kN/cm ²	$< f_{yb} =$ 25.4 kN/cm ²
			Ukrep Povečaj debelino dna
5. MAKSIMALNA VIŠINA VALOVANJA			
	w =	0.38299	m
6. SIDRANJE REZERVOARJA			
			Sidranje rezervoarja ni potrebno!

Slika 41: Rezultati in kontrole po NZSE priporočilih

API 650			
1. NOTRANJE SILE			
Prečne sile		$Q =$	0.092979 MN
Momenti	V steni tik nad dnom	$M_{rw} =$	0.25918 MNm
	V steni tik pod dnom	$M_s =$	0.29982 MNm
Hidrodinamične obročne sile		$N_i =$	5.6862 kN/m
		$N_c =$	4.0344 kN/m
2. ŠIRINA ODEBELJENEGA DELA DNA			
		$L =$	0.105 m < 0.105 m OK!
3. NAPETOSTI			
Obročne Tlačne		$\sigma_t =$	66.828 MPa < $f_t =$ 228.6 MPa
		$\sigma_c =$	2.8599 MPa < $f_c =$ 34.9712 MPa OK!
4. SIDRNO RAZMERJE			
		$J =$	4.4453 < 1.5 REZERVOAR JE POTREBNO SIDRATI!
5. VIŠINA PROSTEGA ROBA			
		$\Delta =$	0.50884 m
6. STABILNOST			
		$S =$	2.9936 > 2 Rezervoar je stabilen!
7. VIŠINA DVIGA REZERVOARJA			
		$v =$	22.5895 mm

Slika 42: Rezultati in kontrole po API 650 standardu

EN 14015	
1. PREVRNITVENI MOMENT	
	$M =$ 0.33526 MNm
2. MINIMALNA ŠIRINA ODEBELJENEGA DELA DNA	
	$L =$ 0.10464 m
3. SIDRNO RAZMERJE	
	$J =$ 8.3491 < 1,5 Rezervoar je nestabilen!
4. NAPETOSTI V LUPINI	
	$\sigma_t =$ 2.4999 N/mm ² < $f_a =$ 34.8712 N/mm ² OK!



Slika 43: Rezultati in kontrole po EN 14015 standardu

6.3 Primerjava

Notranje sile:

Pri Evrokodu vedno dobimo največje prečne sile in moment, kar je posledica kombinacije različnih komponent z direktno vsoto, velikega deleža deformabilne impulzivne komponente in majhnega faktorja obnašanja konstrukcije. Pri višjih rezervoarjih je prispevek deformabilne impulzivne komponente višji od toge komponente. Obratna analogija velja pri manjših rezervoarjih, kar pomeni da so višji rezervoarji bolj podajni in da je za višje rezervoarje smiselno upoštevati tudi deformabilno komponento.

Pri Novo Zelandskih priporočilih je podobno kot pri Evrokodu prispevek zaradi deformacije rezervoarja pri majhnih razmerjih h/R majhen, pri višjih rezervoarjih pa ta prispevek preseže vrednosti, ki jih dobimo pri togem rezervoarju.

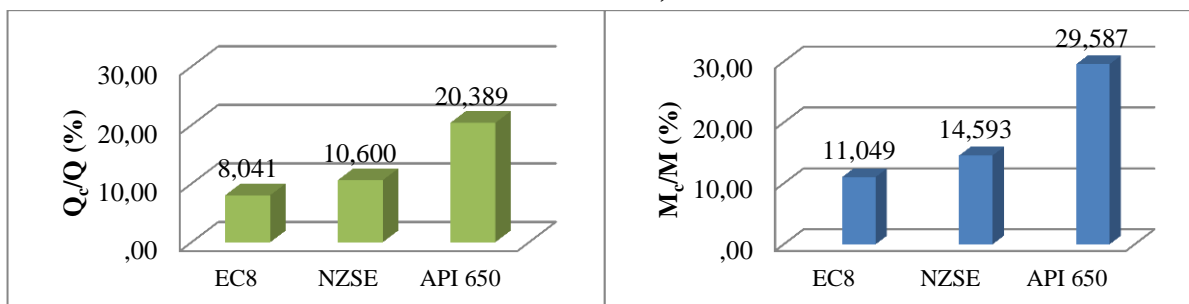
Interakcija med zemljino in rezervoarjem močno vpliva na notranje sile pri Evrokodu, saj se te v zgornjem primeru povečajo tudi za 100 % (točka 6.0.2). Velika razlika nastane zaradi tega, ker v primeru interakcije dobimo nihajne čase, ki se nahajajo blizu platoja (oz. so na njem), zato dobimo visoke vrednosti iz spektra odziva. Pri Novo Zelandskih priporočilih pa ne dobimo razlik, saj so pri majhnih nihajnih časih vrednosti C_h iz spektra enake (graf 1). Ne glede na te rezultate, je smiselno interakcijo rezervoarja in zemljine smiselno upoštevati posebno pri tipih temeljnih tal A, B in C, saj se vrednosti C_h začnejo zmanjševati pri nihajnem času 0,4 s.

Pri API 650 standardu dobimo veliko manjše notranje sile, kot pri Evrokodu in Novo Zelandskih priporočilih, zaradi velikih redukcij notranjih sil (visoka faktorja obnašanja R_{wi} in R_{wc}).

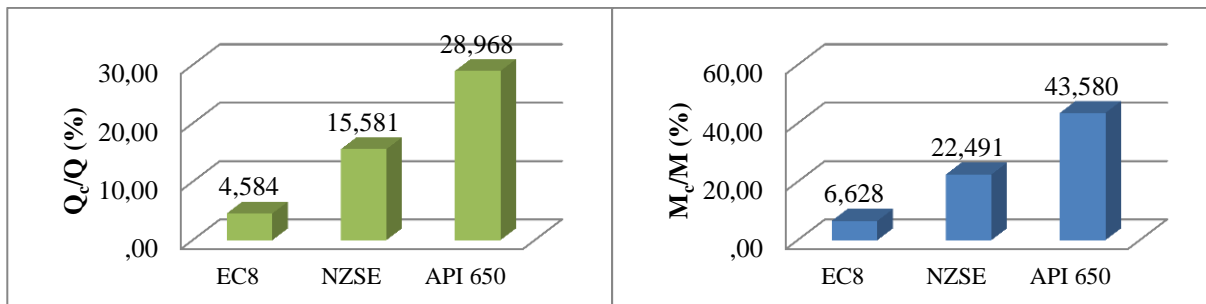
Pri EN 14015 standardu dobimo samo skupni moment s katerim lahko izračunamo tlačne osne napetosti v rezervoarju. Ta moment je vedno manjši kot pri Evrokodu in Novo Zelandskih priporočilih in je blizu vrednostim, ki jih poda API 650 standard.

Notranje sile, ki so posledica valovanja tekočine (konvekcijska komponenta), so zelo podobne, saj je vrednost dušenja tekočine vedno 0,5 % in zanemarimo vpliv interakcije med zemljino in rezervoarjem. Pri rezervoarju z razmerjem $h/R = 4$ je doprinos konvekcijske komponente k celotnim prečnim silam majhen (od 4-12 %) in je odvisen glede na standard/priporočilo. Pri nižjih rezervoarjih je vpliv konvekcijske komponente večji (8-29 %). Spodnji grafi prikazujejo razmerja med celotno prečno silo ter momentom in konvekcijskim delom.

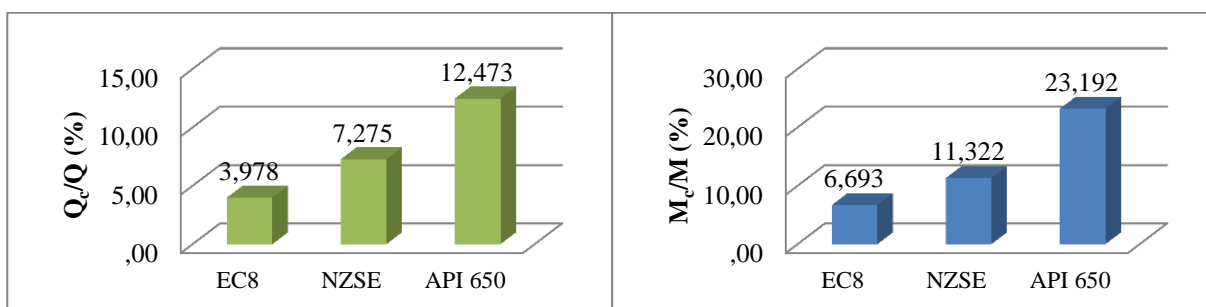
$h/R = 0,8$



Graf 80: Razmerje med celotno ter konvekcijsko komponento pri notranjih silah

$h/R = 1,0$ 

Graf 81: Razmerje med celotno ter konvekcijsko komponento pri notranjih silah

 $h/R = 4,0$ 

Graf 82: Razmerje med celotno ter konvekcijsko komponento pri notranjih silah

Razlike med notranjimi silami pri manjših rezervoarjih so podobne glede na standard/priporočilo, pri višjih rezervoarjih pa so te razlike veliko večje.

Višina valovanja:

Razlike niso velike pri višjih rezervoarjih, kjer je vpliv konvekcijske komponente manjši (višina valovanja je od 0,38-0,51 m). Pri API 650 standardu dobimo vedno največje vrednosti. V primeru, ko je $h/R = 0,8$, je razlika zelo velika (0,37-0,916 m), saj je valovanje trikrat višje kot pri Evrokodu. Višina valovanja je pomembna za zagotavljanje prostega roba, vendar ta rob predstavlja neizkoriščen del rezervoarja, kar predstavlja dodaten strošek za investitorja.

Dvig rezervoarja:

Zaradi prevelikega brezdimenzijskega momenta moramo po Evrokodu rezervoar sidrati, zato do dviga ne pride.

Razlike med Novo Zelandskimi priporočili in API 650 standardom so zelo velike. Pri razmerju $h/R = 0,8$ je dvig po Ameriškem standardu 5,2-krat večji kot pri Novo Zelandskih priporočilih in 10,5-krat manjši pri razmerju $h/R = 4,0$.

Širina dvignjenega dela:

Ker moramo rezervoar po Evrokodu sidrati, ne dobimo širine dvignjenega dela in rotacije dna.

Pri nizkem rezervoarju so vrednosti zelo podobne. Pri višjih rezervoarjih pa razlike postanejo izrazitejše. Razlike med API 650 in EN 14015 standardom praktično ni, saj se za izračun širine uporabi zelo podobna formula. Če je širina dvignjenega dela prevelika, jo oba standarda omejita na

3,5% premera rezervoarja. Najbolj izstopa rezultat pri tretjem rezervoarju pri Novo Zelandškem standardu, saj je tu širina dvignjenega dela 18-krat večja kot po API 650 in EN 14015 standardu.

Rotacija dna:

Rotacije se lahko izračuna samo po Evrokodu in Novo Zelandskih priporočilih, kjer pa jo oba omejita na 0,20 radiana. Ker mora biti rezervoar pri Evrokodu sidran, imamo rotacijo samo pri Novo Zelandskih priporočilih.

Napetosti:

S standardom EN 14015 lahko določimo samo osno tlačno napetost zaradi momenta M . S standardom API 650 lahko določimo osno tlačno ter obodno natezno napetost v steni rezervoarja. Pri Evrokodu in Novo Zelandskih priporočilih pa lahko določimo tlačne, natezne in strižne napetosti v plašču ter napetosti v dnu rezervoarja. Napetosti so večje pri Evrokodu, saj pri njem dobimo tudi večje notranje sile.

Kontrole:

Pri EN 14015 imamo samo kontrolo sidrnega razmerja in tlačne vzdolžne napetosti zaradi momenta M .

Pri API 650 kontroliramo tlačne vzdolžne in natezne obodne napetosti, stabilnost rezervoarja in temeljev ter sidrno razmerje (ali je rezervoar potrebno sidrati ali ne).

Pri Evrokodu kontroliramo napetosti v steni in dnu ter maksimalno rotacijo dna rezervoarja.

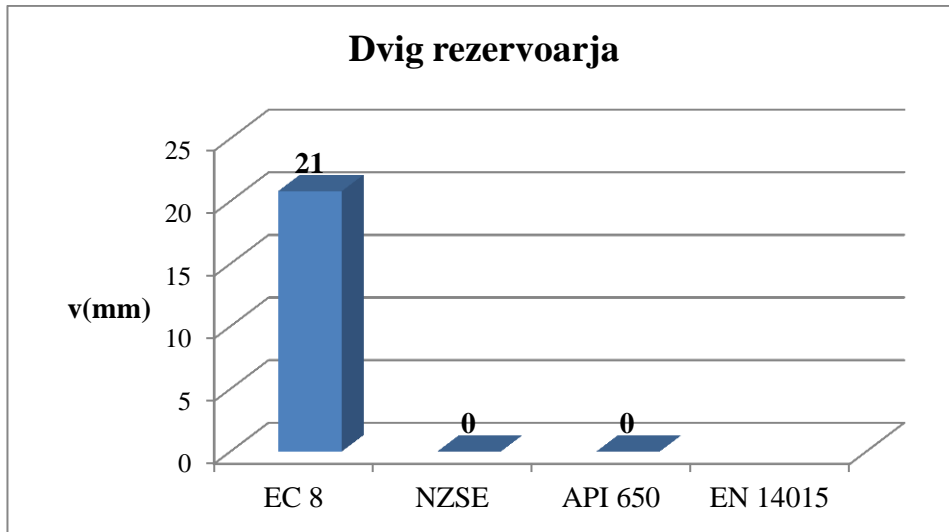
Pri Novo Zelandskih priporočilih preverimo velikost napetosti v lupini ter dnu, rotacijo dna, stabilnost (ali je sidranje potrebno ali ne) in velikost dviga rezervoarja.

Pri vseh standardih/priporočilih so bile karakteristike (dimenzije, material, pospešek temeljnih tal, ...) prvih dveh rezervoarjev primerne (izpolnjene so bile vse kontrole, slike 30-37), razen pri Evrokodu, kjer moramo rezervoar sidrati. V tretjem primeru ($h/R = 4,0$) je rezervoar, ali nestabilen ali ga je potrebno sidrati ali pa so bile prekoračene napetosti v steni in dnu rezervoarja (slike 40-43).

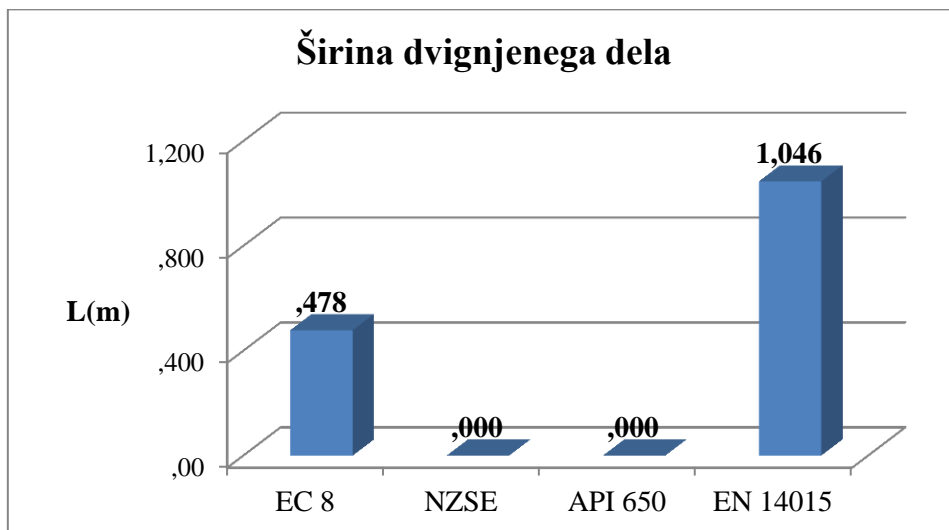
6.4 Rezervoar, kjer sidranje po Evrokodu ne bo potrebno

Zaradi tega, ker je bilo potrebno rezervoar v prejšnjih primerih po Evrokodu vedno sidrati, bom naredil še primerjavo za rezervoar, kjer bodo karakteristike rezervoarja enake kot v preglednici 24, le da interakcije z zemljino ter maso strehe ne bom upošteval, tla bodo tipa A, faktor obnašanja $q = 2,0$ in vrednost pospeška temeljnih tal $a_g = 0,13 \cdot g$.

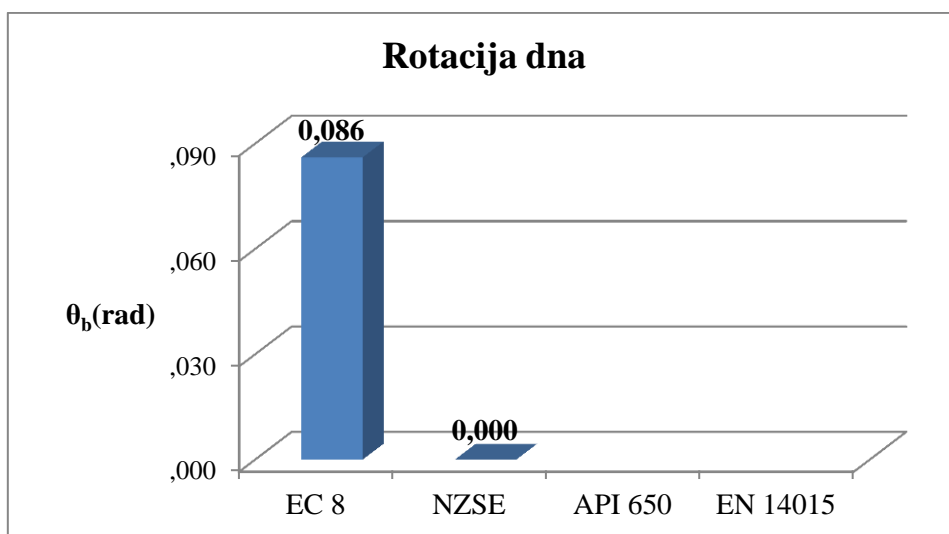
Med seboj bom primerjal samo dvig rezervoarja, širino dvignjenega dela in rotacijo dna, saj so vrednosti notranjih sil neodvisne od tega ali je rezervoar sidran ali ne. Dvig vpliva tudi na velikost napetosti, saj se te povečajo za faktor N_u/N_a , ki ga določimo na grafu 36.



Graf 83: Višina dviga



Graf 84: Širina dvignjenega dela



Graf 85: Rotacija dna

Pri takih karakteristikah rezervoarja dobimo dvig samo pri Evrokodu, pri API 650 standardu in Novo Zelandskih priporočilih se rezervoar ne dvigne, zato tudi ni širine dvignjenega dela in rotacije dna. Višina dviga je glede na dimenzije rezervoarja zelo majhna, posledično je majhna tudi širina dvignjenega dela. Rotacija dna je v sprejemljivih mejah (0,20 radiana).

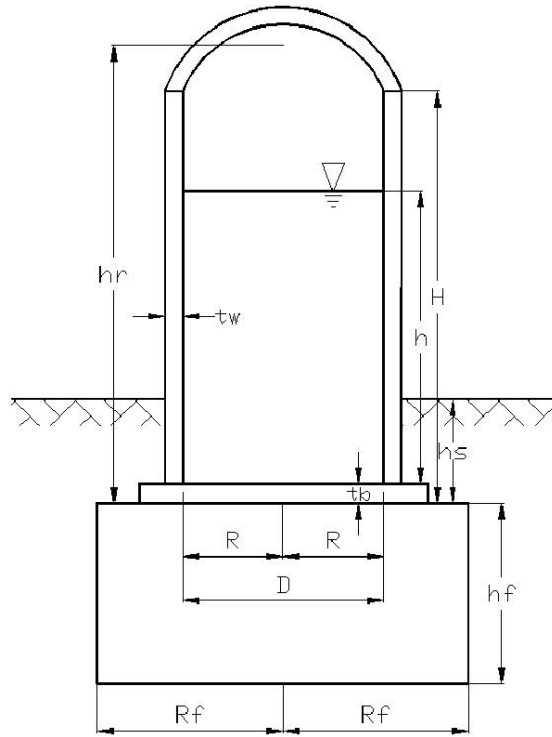
6.5 Opis uporabe programa

V sklopu diplomskega dela sem napisal program v Matlabu, ki omogoča potresno analizo standardov oz. priporočil.

Navodila za uporabo programa:


1. odpremo datoteko GUI.m
2. pritisnemo tipko F5 (run GUI.m)
3. odpre se nam grafični uporabniški vmesnik v katerega vnesemo vhodne podatke (slika 44)
4. obvezni podatki so:
 - a) karakteristike rezervoarja (maso strehe m_r in višine h_r ni potrebno podati)
 - b) lastnosti materiala
 - c) tip tal
 - d) projektni pospešek temeljnih tal
5. označimo po katerem standardu oz. priporočilih želimo računati
6. za vsak standard/priporočila podamo še ustrezne podatke, ki se nanašajo samo na njih
7. pritisnemo tipko izračunaj
8. odpre(jo) se nov(i) grafični vmesnik(i) glede na označene standarde/priporočila
9. pri vsakem standardu/priporočilih vidimo vrednosti, ki jih moramo kontrolirati in ali so te vrednosti v dopustnih mejah
10. pod gumbom vrednosti so bolj detajlni rezultati. Pri Evrokodu se nam pod gumbom izris pritiskov v dodatnem oknu nariše potek pritiskov po višini rezervoarja za posamezne komponente. Pri API 650 pa se nam na podoben način izrišejo notranje sile.
11. če se nam katera kontrola ne izide (slika 45), lahko enostavno spremenimo dimenzije rezervoarja v prvem oknu (slika 44) in ponovno požnemo izračun.

<p>Karakteristike rezervoarja</p> <p>R = 15 m h = 15 m tw = 25 mm tb = 20 mm hr = 16 m mr = 5000 kg</p> <p>Lastnosti materiala</p> <p>$f_y = 23.5 \text{ kN/cm}^2$ $f_{yb} = 23.5 \text{ kN/cm}^2$ $E = 21000 \text{ kN/cm}^2$ $\rho_{\text{nad}} = 1000 \text{ kg/m}^3$ $\rho_{\text{steel}} = 7850 \text{ kg/m}^3$ $\nu_{\text{steel}} = 0.3$</p> <p>Lastnosti temeljev in zemljine</p> <p>Tip tal = A $E_{\text{sof}} = 0 \text{ kN/cm}^2$ $\nu_{\text{sof}} = 0$ $\rho_{\text{concrete}} = 2500 \text{ kg/m}^3$ $\rho_{\text{soil}} = 0 \text{ kg/m}^3$ Rf = 16 m hf = 1 m</p> <p>Projektni pospešek temeljnih tal ag = 0.25 g</p> <p>Izračunaj</p> <p>Zapiši</p>	<p>Izračun po:</p> <p><input type="radio"/> SIST EN 1998-4</p> <p>$\xi = 5$ % delež dušenja q = 2 faktor obnašanja a = 1 kvaliteta izvedbe</p> <p><input type="radio"/> NZSEE</p> <p>Ru = 1 faktor povratne dobe C = 0.5 faktor togosti temeljev a = 1 kvaliteta izvedbe</p> <p>Faktorji, ki upoštevajo dušenje in duktilnost:</p> <p>kD = 0.8 toga impulzivna komponenta kF = 0.8 deformabilna impulzivna komponenta kC = 1.67 konveksijska komponenta kV = 0.8 vertikalna komponenta</p> <p><input type="radio"/> APIE50</p> <p>l = 1.5 pomembnost rezervoarja Op = 1 faktor odvisen od povratne dobe potresa Rwi = 3.5 faktor redukcije v impulzivni k. Rwc = 2 faktor redukcije v konveksijski k. hs = 0.5 m višina zemljine nad temeljem n = 150 število sidrnih vijakov TL = 4 čas med daljšimi in krajšimi periodami</p> <p><input type="radio"/> EN 14015</p> <p>H = 16 m celotna višina rezervoarja J = 1 faktor zemljine</p>
--	--



Slika 44: Grafični uporabniški vmesnik

SIST EN 1998-4-4

1. NOTRANJE SILE		
Prečne sile	Q = 24.9332 MN	
Momenti	M = 161.8489 MNm	
	M* = 231.8762 MNm	
2. MAKSIMALNI HIDRODINAMIČNI PRITISK		
	p = 0.020745 kN/cm ²	
3a. NAPETOSTI V LUPINI		Maksimalne dopustne napetosti
Slonova noga	$\sigma_m = 1.0335 \text{ kN/cm}^2$	$\leq f_{SN} = 13.5648 \text{ kN/cm}^2$
Diamatna oblika	$\sigma_m = 1.0335 \text{ kN/cm}^2$	$\leq f_{D0} = 10.6217 \text{ kN/cm}^2$
Obročne-natezne	$\sigma_\theta = 12.4468 \text{ kN/cm}^2$	$\leq f_{yD} = 23.5 \text{ kN/cm}^2$
Tlačne zaradi momenta M	$\sigma_z = 0.91588 \text{ kN/cm}^2$	$\leq f_{yD} = 23.5 \text{ kN/cm}^2$
Strižne zaradi prečne sile Q	$\tau = 2.1164 \text{ kN/cm}^2$	$\leq f_{yD} = 23.5 \text{ kN/cm}^2$
3a. NAPETOSTI V DNU		
	$\sigma_b = 10.7639 \text{ kN/cm}^2$	$\leq f_{yb} = 23.5 \text{ kN/cm}^2$
4. MAKSIMALNA VIŠINA VALOVANJA		dmax = 0.24636 m
5. ROTACIJA DNA		$\theta_b = 0.20214 < 0,20 \text{ rad}$
		UKREP Povečaj debelino dna
6. VIŠINA DVIGA		w = 0.056 m
Izris pritiskov		<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; display: inline-block; margin-bottom: 5px;">Vrednosti</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; display: inline-block;">Končaj račun</div>

Kontroli napetosti je zadoščeno

OK!

OK!

Kontroli rotacije ni zadoščeno

Slika 45: Grafični vmesnik, ki prikazuje kontrole po standardu Evrokod

7 Zaključek

Dinamični odziv rezervoarja pri potresni obtežbi je zaradi interakcije med samim rezervoarjem in tekočino zelo kompleksen. Priporočljivo je, da se naredi bolj natančna analiza napetosti, vendar take analize po navadi trajajo dolgo časa in zahtevajo zelo dobro programsko opremo. Zgoraj uporabljeni standardi oz. priporočila pa ta kompleksen problem poenostavijo, tako da uporabimo različne modele z masami in vzmetmi. Pri jeklenih rezervoarjih je pomembno tudi to, da upoštevamo njegovo deformabilnost (armiranobetonski rezervoarji se obnašajo togo), saj je lahko ta prispevek prevladujoč v nasprotju s togim obnašanjem rezervoarja [9]. Vpliv deformabilnosti na notranje sile je večji pri višjem razmerju h/R (graf 74 in 75). Standarda API 650 in EN 14015 pa deformabilnosti ne upoštevata, zato lahko njuna uporaba pri višjih razmerjih h/R ni tako ustrezna. Notranje sile so pri razmerjih h/R manjših od ena glede na standarde/priporočila približno enake in se močno razlikujejo pri višjih razmerjih, kjer na njih močno vpliva deformabilnost rezervoarja.

Razlike med nihajnimi časi v horizontalni smeri so majhne, v navpični smeri pa delovanje potresa upoštevata samo Evrokod in Novo Zelandška priporočila (API 650 omeji vrednost potresa v navpični smeri na 14 % S_{DS}). Zaradi podobnosti med nihajnimi časi bi pričakovali podobne projektne potresne odzive, vendar se lahko ti med seboj zelo razlikujejo. Bistvene razlike nastanejo zaradi drugačnih spektrov odziva (Novo Zelandška priporočila ne upoštevajo zmanjševanje vrednosti pri majhnih nihajnih časih, graf 1) in različnih vrednosti za zmanjševanje potresnih sil (faktorji obnašanja). Pri rezervoarjih ni veliko območij, kjer bi lahko potekala disipacija energije, zato je vrednost največjega faktorja obnašanja pri Evrokodu 2,5 (točka 2.0.5) pri impulzivni komponenti, pri konvekcijski pa je ta faktor vedno ena. Novo Zelandška priporočila upoštevajo duktilnost in dušenje z uporabo korekcijskega faktorja k_f (preglednica 8). Pri Ameriškem standardu pa upoštevamo veliko redukcijo notranjih sil v impulzivni in konvekcijski komponenti (preglednica 20).

Vpliv zemljine upoštevata samo Evrokod standard in Novo Zelandška priporočila. Interakcija poveča nihajne časa in poveča tudi dušenje celotnega sistema. Zaradi vpliva zemljine so lahko nihajni časi taki, da so vrednosti iz spektra odziva blizu platoja ali pa so na njem, kar neugodno vpliva na notranje sile, po drugi strani pa se poveča dušenje, ki deluje ugodno, zato je težko oceniti, ali bo podajnost zemljine delovala ugodno ali ne [11].

Pri primerjavi višin valovanja pride tudi do velikih razlik, zato je težko oceniti katere vrednosti so pravilne. Za boljši vpogled v točnost posameznih standardov/priporočil bi bilo potrebno narediti bolj poglobljeno študijo, saj višina valovanja lahko predstavlja višino prostega roba, ki pa je s strani investitorja »nepotreben« strošek. Rezultati so pokazali, da je višina valovanja močno odvisna tudi od tega ali je rezervoar sidran ali ne [5], vendar tega ne upošteva noben izmed zgornjih standardov oz. priporočil. Če ima rezervoar streho in je višina prostega roba manjša, lahko pritiske izračunamo samo s pomočjo Novo Zelandških priporočil (točka 1.1.7.2). Zaradi nezadostne višine se poveča delež impulzivnega dela (na račun konvekcijskega) [12], vendar tega vpliva ne zajame noben standard/priporočilo.

Pri rezervoarjih, ki niso sidrani, se lahko pojavi dvig. Zaradi dviga se lahko močno povečajo tlačne osne napetosti v vertikalni smeri, kar pa upoštevata samo Evrokod in Novo Zelandška priporočila [13]. Zaradi tega, ker je po navadi pri Evrokodu brezdimenzijski moment prevelik, moramo rezervoar pogosto sidrati. Sidranje pa pomeni veliko večje finančno breme za investitorja. Če primerjamo standarde/priporočila med seboj, vidimo da velikokrat rezervoarja ni potrebno sidrati, razen pri Evrokodu, kjer moramo po navadi rezervoar vedno sidrati.

V splošnem so rezultati za majhna razmerja h/R dokaj podobni in se lahko zelo razlikujejo pri višjih razmerjih, zato je pri višjih in bolj rizičnih rezervoarjih priporočljiva tudi bolj natančna analiza z uporabo metode končnih elementov.

VIRI

[1] New Zealand Society for Earthquake engineering. 2009. Seismic Design of Storage Tanks. Message to: Vidic, L. 7.5.2012. Osebna komunikacija.

[2] SIST EN 1998-4: 2006. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 4. del: Silosi, rezervoarji in cevovodi.

[3] The European Standard EN 14015:2004, Annex G, Recommendation for seismic provisions for storage tanks.

[4] American Petroleum Institute, 2008, API 650, Appendix E, Seismic design of storage tanks, Washington D.C.

[5] Gazetas, G., 1983. Analysis of machine foundation vibrations: state of the art. Soil Dynamics and Earthquake engineering 2,1:1-42.

[6] Borovšak, J. 2006. Projektiranje jeklenih rezervoarjev na potresno obtežbo. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba J. Borovšak): 105 str.

[7] American Society of Civil Engineers. 1984. Guidelines for the seismic design of oil and gas pipeline systems. New York, Committee on Gas and Liquid Fuel Lifelines: 447 str.

[8] SIST EN 1993-1-6: 2005: Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – Del 1-6: Splošna pravila – Dodatna pravila za lupinaste konstrukcije.

[9] Hamdan, F. H. 1999. Seismic behaviour of cylindrical steel liquid storage tanks. Journal of Constructional Steel Research 307-333.

[10] Di Carluccio, A., Fabbrocino, G., Manfredi, G. 2008. FEM seismic analysis of steel tanks for oil storage in industrial facilities. V: World Conference on Earthquake Engineering in Beijing, China, October 12-17, 2008:

http: http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/14_05-01-0221.PDF (Pridobljeno 4.4.2012)

[11] Larkin, T. 2008. Seismic Response of Liquid Storage Tanks Incorporating Soil Structure Interaction. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering ASCE 1804-1814.

[12] Malhotra, P. K. 2006. Earthquake Induced Sloshing in Tanks with Insufficient Freeboard. Structural Engineering International 3: 222-225.

[13] Rammerstorfer, F. G., Fischer, F. D., Scharf, K. 1988. A proposal for the earthquake resistant design of tanks – results from the Austrian research project. V: Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering in Tokyo, Japan, August 2-9, 1988: str. 715-720.

[14] Barros, R. C. 2008. Parametric study of the seismic response of anchored metallic tanks by international design codes. The 14th World Conference on Earthquake Engineering in Beijing, China, October 12-17, 2008.

http: http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/14_08-02-0030.PDF (Pridobljeno 6.5.2012)

-
- [15] Meskouris, K., Holschoppen, B., Butenweg, C., Rosin, J. 2011. Seismic analysis of liquid storage tanks. INQUA-IGCP-567: 136-139.
- [16] Amiri, M., Sabbagh-Yazdo, S. R. 2012. Influence of roof dynamic characteristic of dome roof tanks partially filled with liquid. *Thin-Walled Structures*: 56-67.
- [17] Sezen, H., Livaoglu, R., Dogangun, A. 2008. Dynamic analysis and seismic performance evaluation of above-ground liquid-containing tanks. *Engineering Structures*: 794-803.
- [18] Ahari, M. N., Eshghi, S., Ashtiany, M. G. 2009. The tapered beam model for bottom plate uplift analysis of unanchored cylindrical steel storage tanks. *Engineering Structures*: 623-632.
- [19] Malhotra, P. K., Wenk, T., Wieland, M. 2000. Simple Procedure for Seismic Analysis of Liquid-Storage Tanks. *Structural Engineering International*: 197-201.
- [20] Meskouris, K., Hizen, K., Butenweg, C., Mistler, C. 2011. *Bauwerke und Erdbeben*. München, Germany, Vieweg+Teubner Verlag: 718 str.