



## بررسی عملکرد لرزه‌ای مخازن هوایی بتنی با پایه‌های استوانه‌ای و قاب خمشی

محمد تقی کاظمی<sup>۱</sup>، زینب تورنگ<sup>۲</sup>

۱- تلفن: ۰۹۱۲۳۷۸۱۲۲۸، پست الکترونیکی: kazemi@sharif.edu

۲- تلفن: ۰۹۱۲۶۱۹۶۴۵۸، پست الکترونیکی: toorang@civil.sharif.edu

### خلاصه

مخازن هوایی نقش حیاتی را از نظر مهار آتش سوزی و تأمین آب آشامیدنی دارا می‌باشند. این گونه سازه‌ها باید پس از وقوع زلزله قابلیت بهره برداری و تأمین فشار در خطوط شبکه آبرسانی را داشته باشند. با توجه به این که در زلزله‌های اخیر، مخازن هوایی زیادی از جمله مخزن هوایی شهر رشت در زلزله ۱۳۶۸ گیلان دچار آسیب و صدمات جدی شدند، مطالعه بیشتر و دقیق تر رفتار این سازه‌ها تحت شرایط لرزه‌ای ضروری می‌باشد. به طور کلی مخازن هوایی بتنی دارای دو نوع سیستم سازه‌ای با پایه استوانه‌ای و قابی شکل هستند که هر کدام دارای محاسن و معایبی از نظر اجرا و عملکرد سازه‌ای می‌باشند. در این مقاله پس از بررسی آسیب‌های وارده و مکانیزم خرابی انواع پایه‌های مخازن هوایی بتنی، رفتار دو مخزن با حجم و ارتفاع یکسان با پایه‌های استوانه‌ای و قاب خمشی که برای منطقه با لرزه خیزی بسیار زیاد طراحی شده‌اند مورد بررسی قرار می‌گیرد. مخازن مذکور با در نظر گرفتن جزئیات تسلیح به روش اجزاء محدود جهت بررسی رفتار غیر خطی پایه‌ها مدل‌سازی شدند. در این تحلیل رفتار بتن بر مبنای مدل ترک پختی در نظر گرفته شد. عملکرد لرزه‌ای هر یک از مخازن در حالت‌های خالی و پر با استفاده از تحلیل استاتیکی غیر خطی مورد بررسی قرار گرفت. به نظر می‌رسد که براساس آیین نامه‌های طراحی رایج طرح مخزن با پایه استوانه‌ای غیر اقتصادی می‌باشد و لازمست که در ضوابط این آیین نامه‌ها بازنگری و اصلاحاتی صورت گیرد.

کلمات کلیدی: مخزن هوایی بتنی، رفتار غیر خطی، تحلیل استاتیکی غیر خطی

### مقدمه

تحریکات زلزله در طبیعت در سه بعد انجام می‌شود که باعث انتقال شتاب زمین در صفحه افقی و قائم و همچنین شتاب دورانی به سازه می‌شود. مؤلفه افقی شتاب زمین باعث اعمال فشار هیدرودینامیکی به دیواره مخزن می‌شود این فشار شامل فشارهای ضربانی و فشارهای نوسانی می‌باشد. فشارهای ضربانی در اثر ارتعاش دیواره مخزن رخ می‌دهد در صورتی که فشارهای نوسانی از انتقال ارتعاشات ضربه‌ای که به صورت امواج سطحی در اثر تلاطم سیال ظاهر می‌گردد، ایجاد می‌شوند. در تحریکات افقی زلزله معمولاً فشار نوسانی به واسطه دارا بودن پریود بالا نقش گسترده‌ای در ایجاد فشار هیدرودینامیکی ندارد. در اکثر سازه‌ها به دلیل سختی محوری بالا در راستای قائم تحریکات زلزله در این عامل تعیین کننده در طراحی آنها محسوب نمی‌شود. در صورتی که در مخازن محتوی سیال تحریکات قائم زلزله باعث ایجاد فشار هیدرودینامیکی و در نتیجه ایجاد بارگذاری قابل توجهی بر دیواره مخزن می‌شود. فشار هیدرودینامیکی ناشی از تحریکات قائم شامل دو مؤلفه فشار ضربانی هماهنگ با شتاب قائم زمین، فشار با پریود کوتاه در اثر ارتعاش دیواره مخزن است. در تحریکات دورانی زلزله نیز فشارهای هیدرودینامیکی ایجاد شده، دارای دو مؤلفه فشار نوسانی و ضربانی است. تلاطم سطح سیال موجب اعمال ضربه‌های قابل توجهی از طرف سیال به سقف مخازن می‌شود.

از اواسط دهه ۵۰ میلادی پژوهش‌های متعددی در زمینه فرموله کردن فشار هیدرودینامیکی مایعات در مخازن صورت گرفته است. هاسکینز<sup>۳</sup> اولین مطالعات را روی مخازن انجام داد. وی با در نظر گرفتن مخزنی با جداره صلب که به صورت گیردار به پی متصل شده بود به بررسی آزمایشگاهی و نظری

<sup>۱</sup> دانشیار دانشگاه صنعتی شریف

<sup>۲</sup> دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی سازه

<sup>۳</sup> Hoskins, L.M. 1934

پاسخ سیستم تحت اثر حرکت افقی زلزله پرداخت. هوسنر<sup>۱</sup> با یک روش تقریبی و بدون استفاده از معادلات دیفرانسیل و مشتقات جزئی یک مدل ساده برای برآورد اثرات دینامیکی سیال روی سازه ارائه کرد که در آن فشار هیدرودینامیکی سیال به دو بخش ضربانی و نوسانی تقسیم شده بود. وی مدل مکانیکی دوجرمی معادل به صورت جرم و فنر را ارائه کرد. سونوبه<sup>۲</sup> آزمایش هایی را روی مدل های با مقیاس ۱:۲۰ و ۱:۱۰ مخازن هوایی انجام داد و نتایج را با تحلیل های کامپیوتری مقایسه کرد و نتیجه گرفت که رفتار دینامیکی مخازن هوایی آب با دقت مناسب قابل معادل سازی بایک مدل مکانیکی دو درجه آزادی است. هارون<sup>۳</sup> با استفاده از روش های المان مرزی برای حل معادلات دیفرانسیل حاکم بر دینامیک سیالات، نیروهای اعمالی از سیال و سازه را در مخازن هوایی مورد مطالعه قرار داد. [۱] دوتا<sup>۴</sup> به بررسی آسیب پذیری پیشگی مخازن هوایی پرداخت و نتیجه گرفت که با اینکه این سازه ها از نظر جرم و سختی دارای تقارن هستند، مقدار کمی پیچش تصادفی می تواند همراه با تشدید و افزایش دامنه در حین زلزله و ایجاد خسارت های کلی شود. [۲ و ۳]

### آسیب های وارده به مخازن هوایی در زلزله ها

در اثر تحریکات زلزله، هم مخازن هوایی و هم مخازن زمینی خسارت زیادی دیده اند، لیکن تحقیقات انجام شده روی مخازن هوایی به میزان کمتری در جهت توسعه روش های بهبود یافته طراحی بوده است. مخازن هوایی را بر اساس سیستم انتقال نیروی پایه آن به دو دسته پایه استوانه ای و قاب خمشی تقسیم می کنند. عملکرد هر یک از آنها و نیز الزامات معماری تعیین کننده مزیت نسبی هر یک می باشد.

پایه های استوانه ای شکل از پایه های بسیار رایج در مخازن هوایی بتنی با حجم های بزرگ می باشد، در سازه های مذکور تنها سیستم باربر جانبی همان پایه بتنی می باشد و در صورت خرابی هر مقطع از پایه، مسیر انتقال نیروها از بین می رود و سازه دچار فروپاشی کامل می شود. پس از زلزله سه نوع ترک در پایه های استوانه ای شکل دیده شده است:

— ترک های افقی محیطی، که بر اثر لنگر خمشی در مقطعی از پایه که به پی نزدیک تر و لنگر خمشی آنها زیاد است به وجود می آید. همچنین این ترکها در نقاط درزهای اجرایی که بتن تازه و قدیمی دارای یک سطح افقی هستند به دلیل ضعف خمشی مقطع به وجود می آید (شکل ۱).



(ب)

(الف)

شکل ۱- (الف) مخزن ۲۶۵ مترمکعبی در فاصله ۲۰ کیلومتری از مرکز زلزله که در زمان زلزله تقریباً نیمه پر بوده است. [۴] (ب) مخزن آب ۲۲۷۰ مترمکعبی به ارتفاع ۲۹٫۵ متر، ترک خمشی در نیمه از محیط پایه در محل درز اجرایی و ۱٫۲ متر بالاتر از سطح زمین دیده می شود. ترک بر اثر زلزله ۱۹۹۷ جبل پور هند ایجاد شده است. [۵]

— ترک های محیطی قطری، که بر اثر پاسخ پیشگی سازه یا لنگر خمشی و نیروی برشی و یا ترکیب آنها به وجود می آیند. ترکیب تنش های بدست آمده از لنگر پیشگی و لنگر خمشی باعث می شود که شیب خط گسیختگی نسبت به محور افقی کمتر شود (شکل ۲-الف).

— ترک های قائم، که بر اثر نیروهای فشاری زیادی که هنگام زلزله به پایه وارد می شود، ایجاد می گردند. هنگامی که نیروهای فشاری وارد به پایه بر اثر مؤلفه قائم زلزله و لنگر واژگونی بیشتر از تاب فشاری مقطع شود، اثر پواسون باعث انبساط عرضی پایه شده که ترک خوردگی قائم پایه را به دنبال خواهد داشت. این ترکها در نقاطی که میلگردهای عرضی کمی وجود دارند و میلگردهای طولی به طور مناسبی به وسیله آنها محصور نشده اند بیشتر دیده می شود (شکل ۲-ب).

در پایه های استوانه ای باله دار یا پشت بند دار، چنانچه یکپارچگی بین باله ها و استوانه میانی وجود نداشته باشد، هنگام زلزله ترک های قائم بزرگی در محل اتصال باله به استوانه ایجاد می شود. علاوه بر آن، اگر باله ها و استوانه با هم کار کنند در لبه آنها تنش های فشاری بزرگی بر اثر لنگر خمشی به وجود می آید که چنانچه در آن محل میلگرد عرضی کافی برای جلوگیری از کماتش میلگردهای طولی و محصور کردن بتن موجود نباشد، کماتش میلگردها و قلوه کن شدن سطح بتن را در پی خواهد داشت.

<sup>1</sup> Housner, G.W. 1963

<sup>2</sup> Sonobe, Y. 1969

<sup>3</sup> Haroun, M.A. 1991

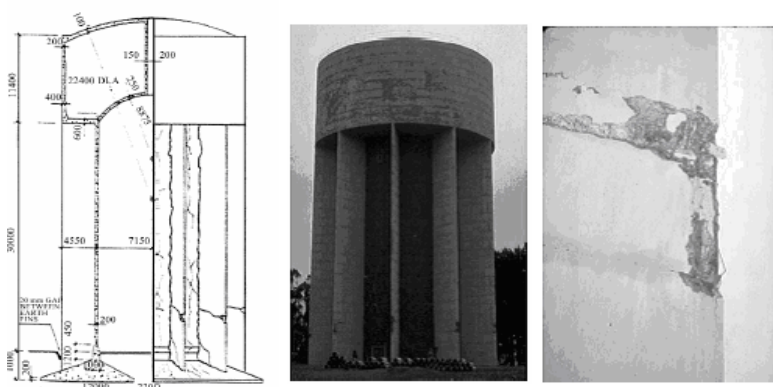
<sup>4</sup> Dutta, S.C. 2000



(الف) (ب)

شکل ۲- الف) مخزن ۲۰۰ متر مکعبی که ترک های کششی-خمشی در محل درز اجرایی تا یک سوم ارتفاع پایه آن یافته، این مخزن در زمان زلزله خالی بوده است. ب) ترک های افقی محیطی و قائم در مخزن آب با حجم ۵۰۰ متر مکعب که با تزریق اپوکسی پر شده است. زلزله ۲۰۰۱ بوج هند. [۴]

در شکل ۳ مخزن ۴۰۰۰ متر مکعبی والدیویا به ارتفاع ۴۱٫۶ متر و با ۱۰ باله بر روی استوانه بتنی آن نشان داده شده است. این مخزن هنگام زلزله با



شکل ۳- مخزن آب والدیویا در شلیلی پس از زلزله سال ۱۹۶۰ [۵]

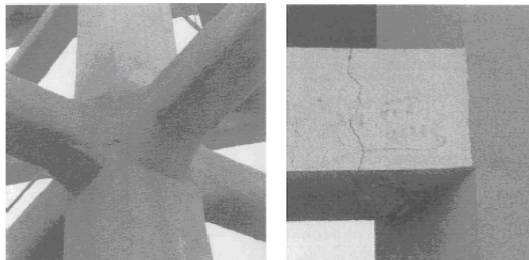
آنکه خالی بوده، آسیب های سازه ای فراوانی به شرح زیر دیده است:

ترک های بزرگ افقی، قائم و قطری در استوانه میانی، باله ها، بیرون و درون پایه و دو طرف باله ها؛ ترک های قائم بزرگ ایجاد شده در جای اتصال کلیه باله ها به استوانه میانی؛ ترک های افقی بزرگ ایجاد شده در کلیه باله ها در تراز بالاتر از پنج متر از روی پی؛ ترک های قطری بزرگ در پایین باله ها؛ ترک های ریز و کوچک در درون مخزن؛ قله کن شدن بتن لبه ها در تراز بالاتر از پنج متر از روی پی. پایه های قاب خمشی بتن مسلح به دلیل درجه نامعینی زیاد و مسیرهای گوناگون انتقال بار، امکان باز پخش نیروها در هنگام تسلیم نقاط دیگر سازه را دارا می باشند. بنابراین رفتار لرزه ای خوبی از خود نشان می دهند. در طراحی پایه ها باید کوشش نمود تا از ایجاد مفصل در ستون ها جلوگیری شود و با هدایت محل تشکیل مفصل ها بر روی تیرها، شمار مفاصل ایجاد شده افزایش یابد و تغییر شکل های غیرخطی و خرابی ها در سازه بیشتر پخش شوند. علاوه بر آن، ایجاد مفاصل پلاستیک در ستون ها باعث مکانیزم شدن قاب می شود که خرابی آن را به دنبال دارد (شکل ۴). هر چه شمار طبقات قاب بیشتر باشد رفتار قابی آن بیشتر می شود و سختی قاب نیز بالا می رود که کم شدن تغییر مکان ها و یکپارچگی بیشتر قاب در برابر نیروهای جانبی را دربر خواهد داشت.



شکل ۴- تشکیل مفاصل و ترک های برشی-خمشی در زلزله سال ۱۹۶۰ شیلی [۶]

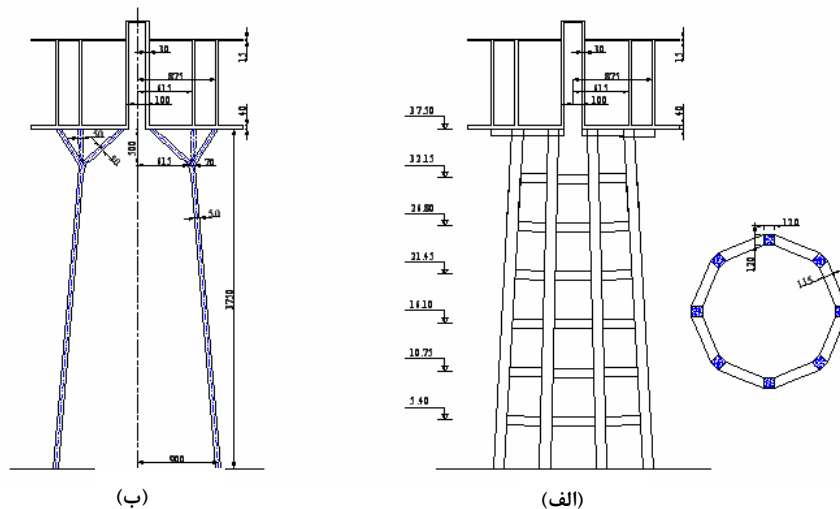
چنانچه اتصالات برای نیروهای لرزه‌ای طراحی نشده باشند به تخریب آن‌ها می‌انجامد. در برخی پایه‌ها، تیرها در نزدیکی اتصال به ستون‌ها دچار ترک‌های برشی می‌شوند که ناپایداری جانبی قاب را در پی خواهد داشت. در شکل ۵ یک مخزن آب بر روی پایه قاب خمشی نشان داده شده‌است که ۲۰ سال پیش از زلزله سال ۲۰۰۱ بوج هند پایه آن بتن پاشی شده بود. پس از زلزله، پایه مخزن دچار ترک‌های ریز در اتصالات تیر و ستون شد و علاوه بر آن، شماری از ترک‌های قائم در برخی ستون‌ها بین مرز بتن پاشیده شده و بتن کهنه پدیدار گردید که به دلیل نیروهای فشاری زیاد در ستون‌ها بوده‌است.



شکل ۵- ترک‌های ریز در اتصالات تیر و ستون، ترک‌های قائم در ستون‌ها، ترک‌های برشی روی تیرها [۵]

### مخزن مورد مطالعه

در این تحقیق به منظور بررسی عملکرد لرزه‌ای هریک از دو نوع سیستم سازه‌ای پایه استوانه‌ای و قاب خمشی، مخزن هوایی با ارتفاع پایه ۳۷٫۵ متر و ظرفیت ۱۵۰۰ متر مکعب در نظر گرفته شده‌است و با استفاده از آیین‌نامه‌های ASCE7-05 و ACI 371R-98 برای منطقه با خطر لرزه‌خیزی بسیار زیاد و خاک رس نرم، بارگذاری شده و هر دونوع پایه بر اساس ACI318 طرح گردیده‌است. ابعاد و هندسه هریک از آن‌ها در شکل ۷ نشان داده شده‌است. در این تحقیق برای مدلسازی هرچه دقیق‌تر پایه و بررسی رفتار غیرخطی آن نرم افزار ABAQUS6.5 بکار رفته‌است. در این تحلیل رفتار بتن بر مبنای مدل ترک پخشی تعریف شده‌است.



شکل ۷- (الف) مخزن با پایه قابی شکل با تیرهای ۱۱۵×۱۰۰ و ستون‌های ۱۲۰×۱۲۰ (ب) مخزن با پایه استوانه‌ای

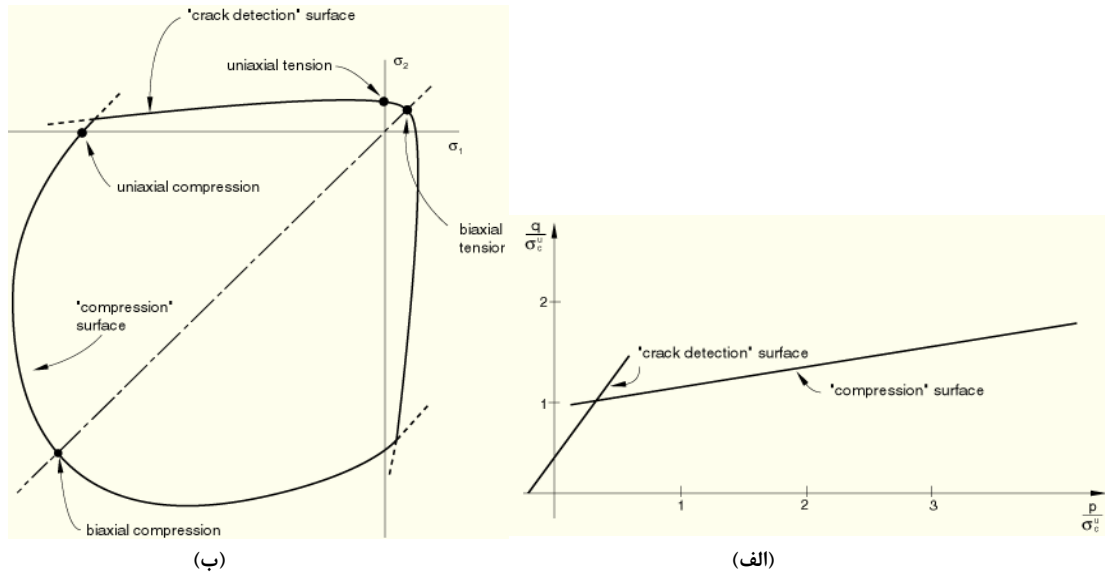
### مدل ترک پخشی

مدل ترک پخش شونده ترک‌های ماکرو و جداگانه را در نظر نمی‌گیرد. بنابراین محاسبات به طور مستقل در هر نقطه انتگرال‌گیری در مدل اجزاء محدود صورت می‌گیرد وجود ترک‌ها با تاثیر بر روی تنش‌ها و سختی مواد در نقاط انتگرال‌گیری در محاسبات وارد می‌شود. در حالتی که مولفه‌های تنش‌های اصلی، تقریباً همگی فشاری هستند، پاسخ بتن با تئوری الاستیو-پلاستیک مدل می‌شود، تئوری مذکور بر اساس سطح تسلیم ساده‌از تنش-های انحرافی اول و دوم تعریف می‌شود که از جریان همراه و سخت شدگی ایزوتروپیک استفاده می‌کند.

این مدل، رفتار واقعی بتن را تا حد زیادی ساده می‌کند. فرض جریان همراه به طور کلی کرنش حجمی الاستیک را بیشتر می‌سازد و در نظر گرفتن سختی الاستیک ثابت موجب ضعف مدل در برآورد پاسخ سازه به بارگذاری سیکلیک می‌شود. با وجود این محدودیت‌ها، مدل ترک پخشی تخمین خوبی از رفتار غیرخطی سازه را در شرایط مختلف بدست می‌دهد. سطح تسلیم فشاری بتن در این مدل به صورت زیر تعریف می‌شود.

$$f_c = q - \sqrt{3}a_0 p - \sqrt{3}\tau_c = 0 \quad (1)$$

که در آن  $p$  تنش فشاری موثر است،  $q$  تنش انحرافی معادل میسر و  $T_c$  پارامتر سخت شدگی می‌باشد.  $a_o$  یک ثابت است که از نسبت تنش نهایی که در فشار دو محوره بر بتن وارد می‌شود به تنش نهایی فشاری تک محوره بتن بدست می‌آید. این سطح ساده یک خط صاف در فضای  $p-q$  است و با داده‌های آزمایشگاهی برای محدوده نسبتاً بزرگی از مقادیر تنش فشاری همخوانی دارد.



شکل ۶-الف) سطح شکست بتن در صفحه تنش های انحرافی. ب) سطح شکست بتن در تنش صفحه‌ای [۱۰]

سطح آشکارسازی ترک، یک خط کلمب با رابطه زیر می‌باشد.

$$f_t = \hat{q} - (3 - b_o \frac{\sigma_t}{\sigma_t^u}) \hat{p} - (2 - \frac{b_o}{3} \frac{\sigma_t}{\sigma_t^u}) \sigma_t = 0 \quad (2)$$

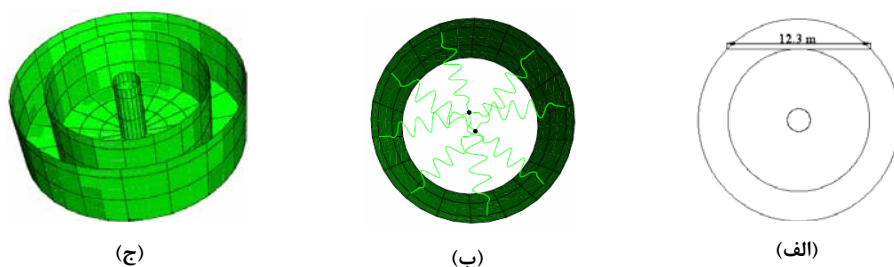
که  $\sigma_t^u$  تنش گسیختگی در کشش تک محوره و  $\sigma_t$  تنش تک محوره معادل می‌باشد. و  $b_o$  یک ثابت است که با استفاده از مقدار تنش گسیختگی کششی، محاسبه می‌شود. تنش های  $\hat{p}$  و  $\hat{q}$  به روشی مشابه  $p$  و  $q$  تعریف می‌شوند. [۱۰]

### مدلسازی

جهت ساخت مدل مخزن از المان های پوسته هشت گرهی با نقاط انتگرال گیری کاهش استفاده شده است. با توجه به اینکه در این تحقیق هدف بررسی رفتار پایه مخزن می‌باشد. در مدلسازی، آرماتورهای مخزن در نظر گرفته نشده است و خواص مصالح آن به صورت الاستیک تعریف شده است بنابراین المان‌ها وارد ناحیه پلاستیک و رفتار غیر خطی نمی‌شوند.

جهت مدلسازی سیال روش‌های گوناگونی وجود دارد. به طور مثال می‌توان سیال را با استفاده از المان‌های اجزا محدود مدل نمود و یا از مدل‌های مکانیکی معادل استفاده نمود. در این تحقیق با توجه به این مسئله که وجود دیواره داخلی تا حد زیادی از تلاطم و نوسانات آب جلوگیری می‌کند و آب داخل مخزن آزادی عمل زیادی ندارد، از مدل هوسنر استفاده شده است. در این روش جرم آب به دو بخش نوسانی و ضربانی تقسیم می‌شود. جرم ضربانی آب  $M_i$  در ارتفاع  $h_i$  از کف مخزن به صورت صلب به دیواره متصل است و جرم نوسانی  $M_c$  در ارتفاع  $h_c$  توسط فنری به سختی  $K_c$  به دیواره متصل می‌شود و با پیرویی کمتر از بخش ضربانی جابجا می‌شود. [۱۱] روابط حاکم بر این مدل و مقادیر جرم نوسانی و ضربانی برای هر دو بخش مخزن در جدول ۱ آورده شده است. در بخش بیرونی مخزن با توجه به دیواره داخلی طولی که موج آب در آن توانایی نوسان دارد بسیار کمتر از قطر خارجی مخزن می‌باشد. بنابراین بیشترین طول آزادی که آب در آن می‌تواند نوسان کند، به عنوان شعاع مخزن در محاسبات منظور شده است. (شکل ۸-الف)

با توجه به اینکه جرم ضربانی آب همراه با دیواره و کف مخزن حرکت می‌کند این بخش از جرم آب به دیواره اضافه شده است. بدین منظور دیواره مخزن تا ارتفاع  $2h_i$  با چگالی معادل بتن و نیمی از جرم ضربانی هر مخزن مدل شده است. در مدل هوسنر مجموع جرم نوسانی و ضربانی از جرم کل آب داخل مخزن کمتر است. این اختلاف جرم با افزایش چگالی کف مخزن جبران شده است. جرم نوسانی آب نیز به طور متمرکز در مرکز مخزن و در ارتفاع  $h_c$  از کف مخزن، به وسیله چهار فنر که هر راستا مجموع سختی آن‌ها  $K_c$  می‌باشد، به دیواره داخلی مخزن متصل شده است. از آن جایی که هر یک از دو بخش مخزن دارای جرم نوسانی می‌باشند که هر دو در یک ارتفاع قرار دارند و جرم مذکور در یک ارتفاع ولی با خروج از مرکزیت ده سانتیمتر از مرکز مخزن مدل شده‌اند. در شکل ۸ بخشی از مخزن که جرم ضربانی به آن افزوده شده است و جرم‌های نوسانی نشان داده شده است.



شکل ۸- (الف) طول آزاد نوسان مایع در بخش بیرونی (ب) جرم نوسانی مدل شده در نرم افزار ABAQUS (ج) بخشی از مخزن که جرم ضربانی به آن افزوده شده است.

جدول ۱- روابط مدل هوسنر و مقادیر آن در مدل مخزن

روابط مدل هوسنر	مخزن پر
$M_i = M_w th(1.74 R/H)/(1.74 R/H)$	451.1 Ton
$h_i = (3/8)H$	2.66 m
$M_c = (0.318 M_w R/H) h(1.84 H/R)$	200.7 Ton
$h_c = \left[ 1 - \frac{Cosh(1.84 H/R) - 1}{1.84 H/R Sinh(1.84 H/R)} \right] H$	4.47 m
$K_c = (1.84 M_c g/H) h(1.84 H/R)$	572.6 Ton/m
$M_w - (M_c + M_w)$	98.2 Ton

در مدلسازی پایه استوانه‌ای با توجه به کم بودن ضخامت پایه در برابر قطر آن این بخش از مخزن نیز با استفاده از المان‌های پوسته هشت گرهی مدل شده است. خواص مصالح پایه با توجه به توضیحات ارائه شده بر مبنای تئوری ترک پخشی تعریف شده است. در این مدلسازی لایه‌های آرماتور پایه با جزئیات دقیق مدل شده‌اند به طوری که برای آن‌ها المان جداگانه‌ای در نظر گرفته نشده است ولی با توجه به نحوه قرارگیری آن‌ها در المان‌های پایه، نرم افزار سختی المان‌ها را اصلاح خواهد کرد.

پایه قاب خمشی با استفاده از المان FRAME مدل شده است. که یک المان دو گرهی با توانایی پلاستیک شدن در دو انتها می‌باشد. جهت تعریف خواص پلاستیک مقطع المان‌ها، مقاطع تیرها و ستون‌ها در نرم افزار کمکی Section Builder تعریف شده‌اند و منحنی‌های لنگر انحنای هر یک از مقاطع بدست آمده است. هر یک از تیرها و ستون‌های قاب با استفاده از دو المان مدل شده است تا توانایی تشکیل مفصل در وسط عضو نیز وجود داشته باشد.

### تحلیل استاتیکی غیر خطی

در تحلیل هر یک از مدل‌ها در نقاط داخلی کف مخزن جابجایی افزایش یابنده‌ای اعمال شده و برش پایه به وجود آمده در اثر آن در هر گام ثبت شده است. نمودارهای برش پایه- جابجایی برای هر یک از مخازن در حالت‌های خالی و پر به همراه نمودارهای ایده‌آل برش پایه- جابجایی بر اساس آیین نامه FEMA356 در شکل ۹ و ۱۰ نشان داده شده است. همان طور که مشاهده می‌شود هر دو سیستم پایه دارای منحنی تسلیم افزایش یابنده می‌باشند.

در این آیین نامه جابجایی هدف با استفاده از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$\delta_i = C_o C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (3)$$

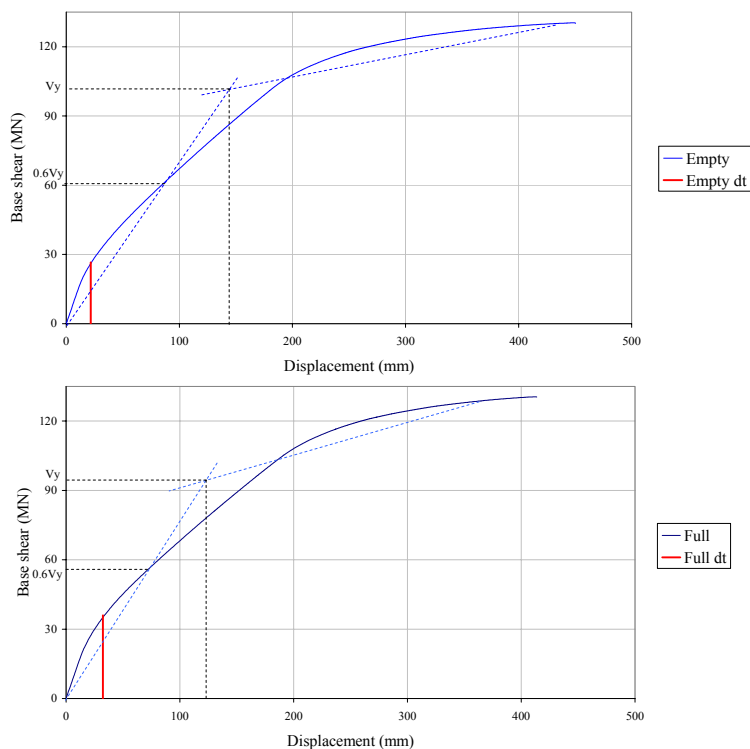
که در آن  $T_e$  پریود سازه در حالت غیر خطی،  $S_a$  شتاب طیف در این پریود و  $C_o$  تا  $C_3$  ضرایبی هستند که با توجه به نوع سازه و شرایط آن محاسبه می‌شوند. پریود سازه در حالت غیر خطی با استفاده از رابطه ۴ محاسبه می‌شود.

$$T_e = T_i \sqrt{K_i / K_e} \quad (4)$$

که در این رابطه  $T_i$  پریود سازه در حالت خطی،  $K_i$  و  $K_e$  به ترتیب سختی الاستیک جانبی و سختی موثر سازه در زمان تسلیم می‌باشد که با

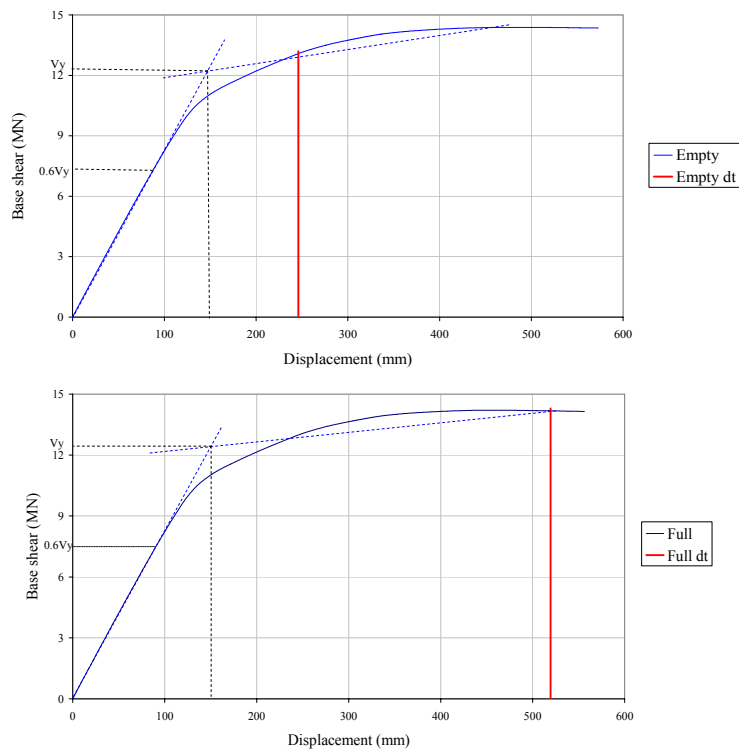


### SHAFT



شکل ۹-نمدار جابجایی- تغییرمکان مخزن با پایه استوانه‌ای

### FRAME



شکل ۱۰-نمودار جابجایی- تغییرمکان مخزن با پایه قاب خمشی



استفاده از نمودار ایده آل برش پایه- جابجایی بدست می آید. مقادیر هریک از این ضرایب و پارامترها برای هر دو نوع پایه در شرایط پر و خالی در جدول ۲ ذکر شده است.

جدول ۲- محاسبه جابجایی هدف بر اساس آیین نامه FEMA356

$\delta_t$ mm	$C_3$	$C_2$	$C_1$	$C_o$	$S_a$	$T_e$ sec	$T_i$ sec	$K_e$ kN/mm	$K_i$ kN/mm	نوع مخزن	
32.4	1.0	1.0	1.0	1.0	0.75	0.417	0.303	769.91	1456.7	پر	مخزن با پایه استوانه‌ای
21.6	1.0	1.0	1.0	1.0	0.75	0.341	0.241	711.81	1428	خالی	
519.5	1.0	1.0	1.0	1.4	0.43	1.867	1.817	82.8	87.46	پر	مخزن با پایه اقاب خمشی
254.4	1.0	1.0	1.06	1.4	0.75	0.960	0.929	83.54	89.31	خالی	

### نتیجه گیری

همانطور که مشاهده می شود پایه قابی شکل عملکرد مناسبی داشته و سازه در زمان زلزله وارد رفتار غیرخطی می شود. در پایه استوانه‌ای شکل سازه دارای مقاومت بسیار بالایی می باشد و هنگام وقوع زلزله سازه در رفتار خطی باقی می ماند و وارد ناحیه غیرخطی نمی شود. با توجه به این نکته که هر دو سیستم بر اساس یک آیین نامه و تحت شرایط یکسان طرح شده اند، این نمودارها بیانگر این مسئله می باشند که مقادیر برش پایه بدست آمده از روش آیین نامه برای مخزن با پایه استوانه‌ای شکل بسیار زیاد بوده و طرح سازه بر اساس آن باعث سختی بیش از حد سازه شده است. لذا به نظر می رسد که مقادیر ضریب رفتار بیان شده این نوع از سازه‌ها در آیین نامه‌ها باید مورد بازنگری قرارگیرد. تا طرح این سازه‌ها اقتصادی تر و عملکرد آن‌ها در زمان زلزله مناسب تر شود.

### مراجع

- Livaoglo, R. and Dogangun, A. (2006) Dynamic behavior and seismic performance of elevated tanks due to ground types defined in EC-8 and TEC-06. *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneva, Switzerland.
- Dutta, S.C., Jain, S.K. and Murty, C.V.R (2001) Inelastic seismic torsional behaviour of elevated tanks. *Journal of Sound and Vibration*. **242** (1), 151-167.
- Dutta, S.C., Jain, S.K. and Murty, C.V.R (200) Alternate tank staging configuration with reduced torsional vulnerability. *Soil Dynamic and Earthquake Engineering*. **19** (2000), 199-215.
- Rai, D.C. and Singh, B. (2004) Seismic design of concrete pedestal supported tanks. *13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, **Vancouver, B.C., Canada**.
- مسعودی، م؛ غفوری آشتیانی، م. و عشقی، س. رفتار، تحلیل و مدلسازی لرزه‌ای مخازن هوایی بتنی. پژوهشنامه زلزله شناسی و مهندسی زلزله. **۲۳**(۱)، ۲۶-۲
- Masoudi, M., Eshghi, S. and Ghafory-Ashtiany, M. (2006) Recommendation for response modification factor (R) of elevated concrete tanks. *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneva, Switzerland.
- ASCE/SEI7-05 (*American Society of Civil Engineers*), 2005. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures.
- ACI 371R-98 (*American Concrete Institute*), 1995. Guide to the Analysis Design and Construction of Concrete pedestal Water Tower.
- ACI 318-02 (*American Concrete Institute*), 2002. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary.
- ABAQUS Theory Manual (V6.5-1), A cracking model for concrete and other brittle materials, Section 4.5.3
- Livaoglo, R. and Dogangun, A. (2006) Simplified seismic analysis procedures for elevated tanks consideration fluid-structure-soil interaction. *Journal of Fluid and Structure*, **22** (2006), 421-439.
- FEMA 356 (*Federal Emergency Management Agency*), 2000. Prestandard and Commentary for The Seismic Rehabilitation Of Buildings.