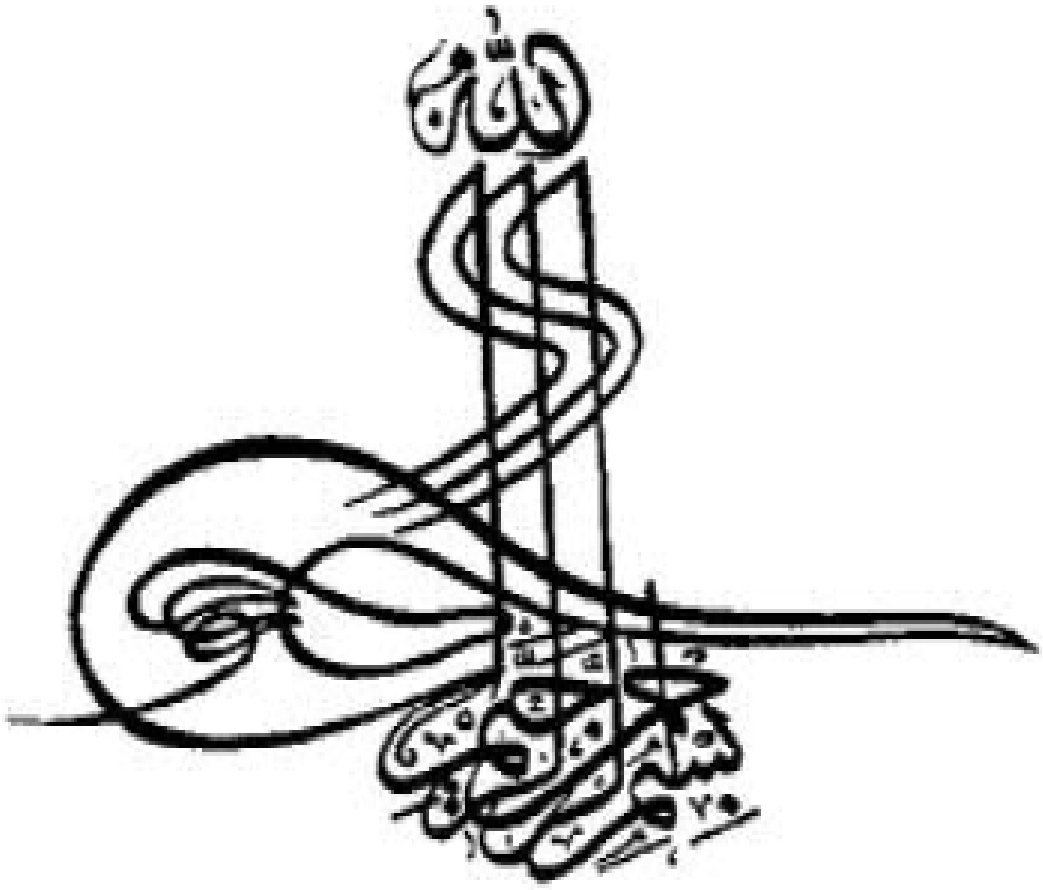


وزارت علوم، تحقیقات فناوری

دانشگاه تفرش

گروه مهندسی عمران

پایان نامه کارشناسی ارشد

بررسی اثر مدفون شدگی پی در تحلیل دینامیکی مخازن استوانه ای فولادی زمینی ذخیره سیال

با در نظر گرفتن اندرکنش خاک- سازه و اندرکنش سیال-سازه

استاد راهنما:

دکتر حمیدرضا صبا- دکتر اسداله نورزاد

استاد مشاور:

مهندس سید محمد تجویدی

دانشجو :

ندا ساسانی

تابستان 90

تاریخ: ۹۰/۷/۲۰
شماره: ۶۵۴۹/۱۶۰۷۷
پیوست: .....

دانشگاه تفرش

مدیریت تحصیلات تکمیلی

صورتجلسه دفاعیه پایان نامه کارشناسی ارشد

دانشکده : مهندسی عمران

نام و نام خانوادگی : ندا ساسانی شماره دانشجویی : ۸۷۳۱۴۱۰۰۴

رشته تحصیلی/گرایش : مهندسی عمران/ مکانیک خاک و پی

عنوان پروژه : بررسی اثر مدفون شدگی پی در تحلیل مخازن زمینی ذخیره سیال با در نظر گرفتن اندرکنش خاک-سازه-سیال

تاریخ تصویب : ۸۸/۱۲/۱۰ تاریخ دفاع : ۹۰/۰۶/۳۱

تعداد واحد : ۶

نمره نهایی : ۱۹ به عدد : نوزده ـ/۱۹ به حروف : نوزده

استاد راهنمای اول	دکتر حمید رضا صبا	استادیار	دانشگاه تفرش	
استاد راهنمای دوم	دکتر اسدالله نورزاد	استادیار	دانشگاه تهران	
استاد مشاور	مهندس سید محمد تجویدی	مربی	دانشگاه آزاد اسلامی واحد رباط کریم	—
داور خارجی	دکتر علی سنایی راد	استادیار	دانشگاه اراک	
داور داخلی	دکتر ناصر عرفاتی	استادیار	دانشگاه تفرش	—
نماینده تحصیلات تکمیلی	دکتر ناصر عرفاتی	استادیار	دانشگاه تفرش	

دانشکده : دکتر محمد قاسم سحاب

امضاء :

تاریخ :

مهر :

دانشگاه تفرش
گروه مهندسی عمران

مدیر تحصیلات تکمیلی دانشگاه : دکتر حمیدرضا دهقانپور

امضاء :

تاریخ : ۹۰/۷/۲۹

مهر :

دانشگاه تفرش
اداره کل تحصیلات تکمیلی

تقدیم به دو گوهر گران قدر هستی

پدر و مادر عزیزم

قدردانی

سپاس و ستایش خداوندی را که به بندگانش عزم و اراده بخشید تا به خواسته‌هایشان برسند و در این راه انسان‌هایی را برگزید تا رهنما و دستگیرشان باشند.

بر خود لازم می‌دانم از جناب آقای دکترحمیدرضا صبا استاد ارزشمند دانشگاه تفرش، که در طول تحصیل در محضر ایشان شاگردی نموده و در مدت این تحقیق از راهنمایی‌ها و رهنمون‌هایشان برخوردار بوده‌ام همچنین از زحمات بی‌دریغ جناب آقای مهندس سید محمد تجویدی، استاد ارجمند و عضو هیئت علمی دانشگاه آزاد رباط کریم، که در حین انجام این پایان نامه وقت گران بهای خویش را در اختیار بنده قرار دادند، و همچنین از آقای دکتر اسداله نورزاد که با وجود کمبود وقت و مشکلات قبول زحمت فرمودند، خالصانه تشکر و قدردانی نمایم. امیدوارم که همیشه افتخار شاگردی ایشان را داشته باشم.

همچنین لازم است از آقای دکتر رمضان لیوا اغلو و آقای مهندس فرجی به خاطرکمکهای ایشان در استفاده از نرم افزارANSYS تشکر نمایم.

و در نهایت از پدر و مادر گرانقدرم، که در تمامی مراحل صبورانه در کنار من بودند، سپاس‌گزارم. به ثمر رسیدن این تحقیق بیش از هر چیز وامدار همراهی و مساعدت آنهاست.

چکیده

رفتار مخازن حاوی مایعات تحت اثر زلزله با توجه به اهمیت آنها و نیز به دلیل وجود اندرکنش بین سیال و سیستم سازه ای و همچنین اندرکنش بین خاک و سازه مورد توجه و مطالعه بسیاری از مهندسین و محققین قرار گرفته است. در این تحقیق ضمن انتخاب یک مدل سه بعدی از مخزن-سیال-پی وخاک با در نظر گرفتن اندرکنش سیال – سازه و خاک – سازه رفتار استاتیکی و دینامیکی این مدل بررسی شده است.

برای مدل سازی اندرکنش خاک – سازه و پدیده انتشار امواج در خاک،از یک فضای نیمه بی نهایت ومرزهای جاذب ویسکوز استفاده شده است. رفتار غیرخطی خاک توسط مدل رفتاری دراکر-پراگر که وابسته به فشار همه جانبه می باشد مدل شده است. سیال درون مخزن تراکم ناپذیر و وسیکوز در نظر گرفته شده است.نتایج تحلیل های استاتیکی و دینامیکی درحالت مدفون شدگی پی 100% و حالت بدون مدفون شدگی در چهار نوع خاک ارائه شده است.

نتایج حاکی از آن است که مدفون شدگی پی می تواند انعطاف پذیری سازه را بهبود بخشد و در نتیجه رفتار لرزه ای کلی سازه را تغییر دهد و اثر مدفون شدگی در رفتار دینامیکی مخزن در خاکهای نرم قابل توجه است و مدفون شدگی پی بر پاسخ تغییر مکان های مواج بی اثر است.

کلمات کلیدی: مخازن استوانه ای زمینی ذخیره سیال، مدفون شدگی، اندرکنش خاک-سازه، اندرکنش سیال- سازه

عنوان		صفحه
فصل اول:	**مقدمه و کلیات**	1
1 – 1	مقدمه	1
1 – 2	عملکرد لرزه ای مخازن در زلزله های گذشته	4
1- 3	مودهای شکست لرزه ای مخازن	7
1-3-1	کمانش پوسته	7
1-3-2	صدمه دیدن سقفهای فولادی	9
1-3-3	شکست سیستم مهار مخزن	9
1-3-4	شکست پی مخزن	9
1-3-5	شکستهای ناشی از لغزش مخزن	10
1-3-6	صدمات وارده به سقف مخازن در اثر خالی شدن سریع محتویات مخزن	10
1-3-7	شکست ناشی از فشارهای هیدرودینامیکی	10
1-3-8	شکست لوله های متصل به مخزن	10
1- 4	اندرکنش سیال-سازه	11
1 – 4 – 1	اندرکنش سیال – سازه در مخازن ذخیره	11
1 – 5	اندرکنش خاک – سازه	12
1 – 6	شرح روش های اجزای محدود در تحلیل مسائل اندرکنش دوگانه	14
1 – 7	معادلات حرکت فونداسیون	15
1 – 8	معرفی روشهای آئین نامه ای	17
1 – 9	چهار چوبه پایان نامه	19
	نتیجه گیری	19
فصل دوم:	روابط تحلیلی حاکم بر مخازن فولادی	20
2- 1	معادله های حاکم	20
2-2	فشار هیدرودینامیک برمخازن استوانه ای انعطاف پذیر	21
2-3	فشار هیدرودینامیک برمخازن استوانه ای صلب	27
2 – 3 - 1	فشارهای هیدرودینامیکی بر روی دیواره مخزن	28
2 – 3 – 2	برش پایه هیدرودینامیکی	34
2 – 3 – 3	ممان ناشی از فشار هیدرو دینامیکی	34
2 – 4	پاسخ دینامیکی فونداسیون مدفون	37
2 – 4 – 1	معادلات حرکت درمحیط ویسکوالاستیک	38
2 – 4 – 2	ارتعاش دورانی فونداسیون	43
	نتیجه گیری	43

فصل سوم: مروری بر ادبیات فنی موجود 45

3 – 1 مروری بر مطالعات انجام شده در زمینه تحلیل لرزه ای مخازن مهار شده 45
3 – 2 مروری بر مطالعات انجام شده در زمینه تحلیل لرزه ای مخازن مهار نشده 48
فصل چهارم: توصیف مدل 55

4 – 1 مدل سازی با نرم افزار 55
4 – 1 - 1 معرفی مدل سه بعدی 56
4 – 1 – 1 – 1 المان Shell63 57
4 - 1 – 1 – 2 المان Fluid 80 59
4 – 1 – 1 – 3 المان Solid 45 61
4 – 1 – 1 -4 مدل رفتاری دراکر پراگر برای خاک 62
4 – 1 – 1 – 5 خاک های انتخاب شده برای مدل 64
4 – 1 – 1 – 6 المان combin14 65
4-2 شرایط مرزی مدل 66
4-3 نحوه شبکه بندی مدل 68
4 -4 تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی 70
4-5 صحت سنجی مدل سازی مخزن در نرم افزار 72
فصل پنجم: مطالعات عددی 74

5 – 1 مشخصات مدل های مورد مطالعه 74
5 - 2 نتایج تحلیل استاتیکی 77
5 -3 نتایج تحلیل دینامیکی 81
5 – 3 – 1 برش پایه 82
5 – 3 -2 ارتفاع موج ایجاد شده در سطح آب 89
فصل ششم نتیجه گیری و پیشنهادات 93

6-1 جمع بندی نتایج 93
6-2 پیشنهادات برای کارهای آینده 94

فصل اول

مقدمه

امروزه با توجه به پیشرفت شهرها و صنایع، مخازن جزء تاسیسات ضروری شهری و صنعتی محسوب می شود که می بایست تحت بار گذاری های مختلف پایداری آن بررسی شود . مخازن ذخیره آب آشامیدنی از نظر شهری اهمیت ویژه ای دارند و از سازه هایی هستند که در برابر زلزله و سوانح طبیعی دیگر باید پابرجا و بدون خسارت باقی بمانند.آسیب مخازن محتوی مواد نفتی در زمان وقوع زلزله می باید باعث فجایع اقتصادی و زیست محیطی بسیاری گردد که نمونه های متعدد آن در زلزله آلاسکا 1964 ، سن فرناندو 1971 ، نورثریج 1994 ، زلزله ترکیه 1999 ، دیده شده است.انتشار مواد آتش زا و آتش سوزی ،انتشار مواد سمی و خطر ناک منجر به آلودگی محیط زیست می شود و همچنین هدر رفتن سرمایه های ملی، نمونه هایی از اثرات جبران ناپذیر تخریب مخازن است. علاوه بر این در صورت پخش شدن هر یک از این مواد در محیط ، عملکرد قسمتهای دیگر پالایشگاه و حتی شهرهای اطراف ممکن است تحت الشعاع قرار بگیرد. ذخیره آب برای کنترل آتش ها ضروری است این آتش ها ممکن است هنگام زلزله اتفاق بیفتد و باعث مرگ و میر و خسارت های جبران ناپذیری به منابع شوند.صدمه دیدن مخازن محتوی آب در صنایع نفت و پتروشیمی باعث اختلال در احفاء حریق دیگر سازه ها و گسترش آتش سوزی ها می شود.بنا بر این رفتار و عملکرد این سازه ها در برابر بار های وارده بر آنها موضوع تحقیقات وسیع بوده است[1].

مخازن فولادی استوانه ای قائم محتوی مایعات به دو شکل مهار شده و مهار نشده در صنایع نفت و پتروشیمی مورد استفاده قرار می گیرند. در مخازن مهار شده دیوار مخزن با استفاده از تعدادی میله مهار که به صورت یکنواخت در محیط مخزن گسترده شده اند به شالوده متصل است. برش پایه ناشی از زلزله توسط میله مهارها و اصطکاک ورق کف و سطح شالوده به تکیه گاه منتقل میگردد. برش پایه مورد نظر ناشی از نیروهای اینرسی سقف، دیوار و کف مخزن و فشار هیدرودینامیکی وارد بر دیوار مخزن است. همچنین لنگر واژگونی وارد بر پای مخزن توسط این میله مهار ها به شالوده منتقل می شود. برای ممانعت از واژگونی وارد بر پای مخزن لازم است شالوده توانایی ایجاد لنگر مقاوم را دارا باشد. بدین منظور از شالوده ای با وزن زیاد و یا تعدادی شمع استفاده می شود. در مخازن مهار نشده هیچگونه اتصال مکانیکی بین مخزن و شالوده آن وجود ندارد و برش پایه مخزن تنها توسط اصطکاک کف مخزن و شالوده آن تحمل می گردد. در این مخازن لنگر مقاوم ناشی از وزن سقف و دیوار مخزن است. در صورت فزونی لنگر واژگونی نسبت به لنگر مقاوم، کف مخزن از سطح شالوده جدا گردیده و لذا وزن قسمتی از مایع مخزن در لنگر مقاوم در برابر واژگونی مشارکت می نماید [1].

در مخازن مهار شده دیوار مخزن به شالوده ای سنگین متصل می شود تا از بلند شدگی آن در زمان زلزله جلوگیری گردد. لذا میله مهار ها باید توانایی انتقال مناسب نیرو های کششی لرزه ای به شالوده را دارا باشند. در نتیجه، به منظور مهار مخازن، به تعداد زیادی میله مهار که به نحو مناسبی به دیوار مخزن و شالوده متصل شده اند نیاز است. در صورت نامناسب میله مهار به دیوار مخازن، به خصوص مخازن بزرگ، به صورت مهار نشده ساخته می شوند.

زمانی که مخزن مهار نشده تحت اثر زلزله ای قوی قرار می گیرد نیروهای جانبی ایجاد کننده لنگر واژگونی، که ناشی از فشار های هیدرودینامیکی وارد بر دیوار مخزن هستند، دارای بزرگی هم مرتبه وزن مایع داخل مخزن می باشند. از دیگر طرف، لنگر مقاوم تنها ناشی از وزن دیوار مخزن می باشد. با توجه به اینکه وزن دیوار و سقف بسیار کمتر از وزن مایع داخل مخزن می باشد مخزن دچار بلند شدگی گردیده و قسمتی از ورق کف آن از سطح شالوده جدا می گردد[1].

شکل 1-1 مخزن مهار نشده

اولین مطالعات با فرض دیواره صلب روی مخازن انجام شد که در دو حالت رفتار خطی و غیر خطی برای مایع صورت گرفت . پیشگامان این مبحث Hoshins و Jacobsen در سال 1934 بودند که اثر فشار هیدرودینامیکی را در مخازن مستطیلی در معرض تحریک افقی مطالعه کردند . بعد از آن در سال Jacobsen 1934 مطالعات خود را بر روی مخازن استوانه ای با دیواره صلب متمرکز کرد و در سال 1957 هاوسنر سیستم مخزن صلب استوانه ای و مستطیلی را به شکلی که کاربرد عملی برای مهندسین عمران داشته باشد مدلسازی کرد که بعدها در سال 1964 توسط Bauer تصحیحاتی روی آن انجام شد . در این مدل فشار مایع به دو بخش ضربه ای (Impulsive) که از حرکت قسمتی از مایع که شتابی معادل شتاب دیواره دارد و بخش انتقالی (Convective) که از حرکت لمبرزدن مایع حاصل میشود تقسیم شده است . در سال Epstein 1976 با ارایه یکسری معادلات و جداول با فرض اینکه مولفه انتقالی در بخش بالایی مایع اثر می کند به تعیین حداکثر نیروهای ناشی از زلزله پرداخت . فرض صلب بودن مخازن تنها توانست تا زلزله 1964 آلاسکا اعتبار خود را حفظ کند . از آن به بعد با مشاهده اثر انعطاف پذیری دیواره در پاسخ دینامیکی مخازن ، مطالعات بر روی این پدیده به سرعت گسترش پیدا کرد . همزمان با این ، ایده استفاده از برنامه های کامپیوتری عددی که توانایی حل مسایل پیچیده تر را ایجاد می کرد توسعه یافت [3].

شکل 1-2 مخزن مهار شده

بر این اساس مطالعات فراوانی روی تاثیر انعطاف پذیری دیواره بر پاسخ دینامیکی مخازن انجام شد که از جمله آنها Yang , Veletsos ، (1976) Yang ، (1976) Nash و Shaaban، (1974) Veletsos، (1964) Edwards (1976و1977) ، Balendra و Nash (1978) ، Fisher (1979) ، Balendra و همکاران (1982) و Kana (1979) می توان نام برد . تمامی این تحقیقات موید این حقیقت بود که انعطاف پذیری در حد بالایی بر فشارهای هیدرودینامیکی و در نتیجه نیروهای ایجاد شده در مخزن تاثیر می گذارد . Veletsos و Yang با ارایه یک حل تحلیلی با استفاده از روش Raleigh برای مخازن استوانه ای با فرض مورد دایره شکل $[n=1]\cos\theta$ در دیواره ، فرمول بندی معتبری برای طراحی مخازن انعطاف پذیر ارایه کردند . در این تحقیق استدلال شده است که اثرات انتقال مایع را میتوان با فرض صلب بودن جداره مخزن محاسبه کرد که صحت این ادعا توسط مطالعات تحلیلی و آزمایشگاهی به تایید رسیده است[3].

تا اواخر دهه 80 تصور بر این بود که تنها مود دایره شکل $\cos\theta$ در رفتار ارتعاشی مخزن اهمیت داشته و از اثر مودهای بالاتر نوع $\cos n\theta$ صرفنظر می شد . با وجود این ، آزمایشهایی که با میز لرزان روی مخازن آلومینیومی انجام شد نشان داد که این مودها $(n>1,\cos n\theta)$ در ارتعاش لرزه ای به شدت تحریک می شوند . در این آزمایشات مشاهده شد که تا وقتیکه دیواره مخزن استوانه سالم و بدون نقص است تنها مود $\cos\theta$ می تواند ظاهر شود . اما به علت وجود عیوب و ناهمواری در شکل استوانه ای مخزن مودهای بالاتر نیز در سیستم مشاهده میشوند[3] .

به این ترتیب در سالهای 1981 و 1982 Haroun و Housner با استفاده از روش اجزا محدود و حل مرزی و برنامه کامپیوتری ، مدل جدیدی از سیستم مخزن – مایع ارایه کردند . در این مدل علاوه بر اثر مود نوع $\cos\theta$ اثر مودهای بالاتر $\cos n\theta$ نیز مدنظر قرار گرفت . در سال 1984 ، Veletsos با جایگذاری تابع شبه شتاب به جای شتاب زمین در مولفه ضربه ای مخازن با دیواره صلب ، مخازن با دیواره انعطاف پذیر را مدل کرد و به دنبال آن در سال 1988 Rammerstrofer یک رویه طراحی برای مخازن با درنظر گرفتن هر دو مولفه لرزه ای زمین ارایه کرد . تلفیق رفتار دینامیکی مخازن نگهداری

مایعات و آسیب های وارده بر مخازن بخصوص اثر کمانش با پدیده Uplift به پیچیدگی مطالعه و بررسی رفتار مخازن در هنگام زلزله می افزاید[3].

بررسی های بسیاری با استفاده از مدل اجزا محدود و رفتار غیر خطی به همراه تحقیقات آزمایشگاهی روی این پدیده انجام شده است که از جمله آن میتوان کارهای آزمایشگاهی Clough (1977) ، Niwa (1978) ، Cambra (1982) ، Manos و Cliugh (1982) ، Shin (1981) و یا مطالعات تحلیلی Auli و همکاران (1985) ، Natisiavas(1987) و Bartor و Parker (1987) را نام برد . نتایج این تحقیقات درباره بلند شدگی کف نشان داده که این پدیده تاثیر بسیاری در پاسخ دینامیکی مخازن بخصوص در تنشهای محوری دیواره دار است . تحقیقات بیشتری روی این پدیده در سال 1994 توسط Malhotra و Veletsos و در سال 1995 توسط Malhotra انجام شده است . بررسی پدیده بلند شدگی به علت پیچیدگی مساله همچنان یکی از مباحث باز در تحلیل مخازن مهار نشده است و مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی درباره آن موضوع همچنان ادامه دارد . در این پژوهش سعی شده با استفاده از نتایج تحقیقات Housner، Veletsos ، Yang ، Wozniak ، Malhotra و ... آسیب پذیری مخازن بزرگ فولادی نفت مورد بررسی قرار گیرد[3] .

2-1 عملکرد لرزه ای مخازن در زلزله های گذشته

1-2-1 زلزله 1933 لانگ بیچ (MS = 6.3)

سه مخزن پرچی در این زلزله دچار شکست شدند . دو مخزن نفت در فاصله کمتر از 16 کیلومتری رو مرکز زمین قرار داشتند و یک مخزن آب حدوداً در فاصله 48 کیلومتری رومرکز زمین لرزه قرار داشت . فرض میشود که هر سه مخزن در زمان زلزله تقریبا پر از مایع بودند [3].

2-2-1 زلزله 1952 کرن کانتی (ML = 7.7)

با توجه به بزرگای زلزله و نزدیکی رومرکز زمین لرزه به محل مخازن ، جای تعجب است که تعداد کمی از مخازن دچار شکست شدند . به علت شکستی که در مهاربندی قطری سه مخزن کروی موجود در کارخانه بنزین اتفاق افتاد ، پالایشگاه دچار آتش سوزی تجهیزات موجود در آن ویران شدند . مخازن پیچی پر از مایع دچار شکست شدند در حالیکه مخازن مجاور آنها بدون خسارت باقی ماندند . همچنین در این زمین لرزه سقف شناور مخازن دچار صدمه شدند[3] .

3-2-1 زلزله 1964 آلاسکا (MS = 8.5)

این زلزله بزرگ صدمات قابل توجهی در مخازنی که حتی در فاصله 160-130 کیلومتری رومرکز زمین لرزه قرار داشتند ، بوجود آورد . مخازنی که در نزدیکی دریا قرار داشتند ، در اثر این زلزله دچار پدیده تسونامی شدند[3] .

4-2-1 زلزله 1971 سن فرناندو (ML = 6.4)

خسارت به مخازن واقع در قسمت شمالی سطح گسلش وارد شده مخازن صدمه دیده در شعاع 23 کیلومتری رومرکز زمین لرزه قرار داشتند . در یک مخزن آب $(30m(D)\times 7.3m(H))$ که در فاصله کمی از سطح گسلش قرار داشت قسمت بالایی پوسته دچار صدمه شده بود . قسمت پایینی پوسته و حلقه دور ورق کف در این مخزن دارای ضخامت برابر 24 میلی متر بود . این مقادیر خیلی بیشتر از مقادیری است که آئین نامه طراحی تعیین میکند و شاید علت عدم وقوع کمانش پافیلی در این مخزن ، همین موضوع باشد . کف یک مخزن آب با قطر برابر 30,5 متر و ارتفاع 11 متر واقع در مجاورت مخزن اول 33 سانتیمتر از زمین بلند شد ، اما در تکه پایینی پوسته کمانش پافیلی اتفاق نیفتاد . تعدادی از مخازن مجاور این دو مخزن دچار صدمه شده و تعدادی نیز بدون صدمه باقی ماندند . تعدادی از لوله های متصل به مخازن به علت کمبود شکل پذیری دچار شکست شدند[3].

5-2-1 زلزله 1979 امپریال والی (MS=6.9)

در جایگاه سوختی واقع در 5 کیلومتری اطراف گسل امپریال (که دارای یک آرایه از دستگاههای شتابنگار بود) شتاب افقی در این آرایه بین 0.6g تا 0.7g متغیر بوده شتاب قائم بین مقادیر 0.5g تا 1.7g تغییر می کرد . در محل ترمینال شتاب افقی حدود 5g . و شتاب قائم حدود 0.4g بوده است . از 18 مخزن موجود در این ترمینال ، چهار مخزن دچار صدمه شدند . در یکی از مخازن درز اتصال پوسته و کف دچار شکست شده ، در نتیجه آن محتویات مخزن به سمت بیرون جاری شدند . این مخزن مانند سه مخزن دیگر دچار کمانش پافیلی شد . اغلب مخازن موجود در این ترمینال جز مخازن بلند با نسبت قطر به ارتفاع کمتر از 1,5 بودند و ظرفیت آنها به طور متوسط برابر 2400 مترمکعب بود . چهار مخزن آسیب دیده در زمان زلزله تا حدود 70 تا 90 درصد ارتفاع خود محتوی مایع بودند . اعمال آئین نامه API650 بر این مخازن نشان داد که تنشهای پوسته از مقادیر مجاز بیشتر شده ، مقادیر گیرداری لازم نیز برآورد نمی شد . باید دقت شود که در این ساختگاه ، مخازن دیگری که دارای ابعاد و سطح مایع شبیه چهار مخزن آسیب دیده بودند خسارات سازه ای قابل توجهی را متحمل نشدند . در نزدیکی این مخازن دو مخزن بزرگ با نسبت قطر به ارتفاع 3 و 3,6 وجود داشت . هر دو مخزن در زمان زلزله پر یا نزدیک به پر بودند و در هر دو مخزن پوسته و سقف دچار صدمه شدند (سرریز شدن مقدار کمی از محتویات) اما شکست پوسته – کف یا کمانش پافیلی در انها اتفاق نیفتاد . مشاهده شد که کف مخزن بزرگتر دچار بلند شدگی (Uplift) شده است [3].

6-2-1 زلزله 1983 کالینگوآ (MS = 6.7)

وقوع این زلزله فرصتی شد تا عملکرد مخازن بزرگ و متوسط تحت اثر زلزله های بزرگ و در فاصله نزدیک رو مرکز زمین لرزه قابل مشاهده شود . تعداد زیادی از مخازن از نوع مخازن جوش شده بودند اما برای نیروهای ناشی از زلزله طراحی نشده بودند . چهار عدد مخزن خیلی بزرگ $(H_t > 14.6m, D > 61m)$ در 5 کیلومتری رومرکز زمین لرزه قرار داشتند . این چهار مخزن بر اساس API650 طراحی شده بودند . سه مخزن نفت تا ارتفاع 4-3 متری پر از مایع شده بودند و یکی از آنها تا ارتفاع 11,3 متر پر شده بود . مخزن با ارتفاع مایع برابر 11,3 متر دچار بلندشدگی شد . این مخزن دارای یک سیستم تخلیه آب تحتانی بود که وارد زمین می شد . زمانیکه مخزن از زمین بلند شد ، این سیستم از کف مخزن جدا شد و باعث جاری شدن مایع داخل مخزن شد . لمبرزدن مایع در هر چهار مخزن باعث صدمه دیدن سقف مخازن شد . درزگیر سقف شناور در هر چهار مخزن دچار شکست شد[3] .

مخازن موجود در این محل بر روی پی ساخته شده از سنگ شکسته قرار داشتند . در محلی واقع در 5 کیلومتری رومرکز زمین لرزه در شمال آن ، 6 مخزن کاملا مشابه با قطر برابر 36,3 متر و ارتفاع برابر 14,6 متر با سقف شناور بر روی پی حلقوی قرار داشتند . دو عدد از این مخازن در زمان زلزله کاملا پر بودند و در اثر زمین لرزه مایع داخل مخزن بر روی سقف آن جاری در 3 عدد از این مخازن درزگیر سقف شناور دچار صدمه شد . البته صدمه دیگری در این مخازن مشاهده نشد (کمانش پافیلی یا خسارت به لوله های متصل به مخازن) [3].

یک مخزن ساخته شده بر اساس AWWA D-100 در 30 کیلومتری رومرکز دچار صدمه نشد . این مخزن بر روی یک پی بتنی حلقوی قرار داشت و قطر آن برابر 36,6 متر و ارتفاع آن 12,2 متر بود. در محلی واقع در 6,5 کیلومتری غرب رومرکز زمین لرزه ، دو مخزن نفت خام (اتصالات از نوع پیچی) با قطر برابر 16,8 متر و ارتفاع 9,8 متر که تا حدود 3/4 ارتفاع از مایع پر شده بودند بخاطر پدیده کمانش پافیلی دچار شکست شدند . در نیروهای طراحی (Z =0.4) ، هیچگونه کمانشی پیش بینی نمی شد ، اما شتاب محل برابر 0.6g تا 0.8g برآورد شده بود و در این شتابها آئین نامه پدیده بلند شدگی و کمانش را پیش بینی میکرد.

بعضی از مخازن پرچمی قدیمی تر نیز در این زلزله دچار صدمه شدند . همچنین به علت شکست شیرها و آب بندها ، لوله های متصل دچار صدمه شدند [3] .

7-2-1 زلزله 1989 لوماپریتا (MS = 7.1)

محلی که خسارت در آن متمرکز شده بود حدوداً در 105 کیلومتری شمال رومرکز زمین لرزه قرار داشت . چهار عدد از مخازن دچار کمانش پافیلی شدند و در یکی از آنها تکیه گاه یک لوله بخشی از پوسته مخزن را به بیرون کشید . اما به علت آنکه تکیه گاه لوله در بالای مخزن قرار داشت محتویات مخزن به سمت بیرون جاری شدند . ابعاد دو عدد از مخزنی که دچار کمانش شده اند برابر با(D=9.1m H=12.2m) و دومخزن دیگر برابر با(D=12.8m H=12.2m) بوده و هر چهار مخزن در زمان زلزله تقریبا پر از مایع بودند.در مخازن ذخیره محصولات نفتی در 40 کیلومتری شمال رو مرکز زمین لرزه سقف شناور داخلی دو عدد از مخازن به علت پدیده امواج سطحی مایع دچار شکست گردید. یک مخزن آب با حجم برابر 2800متر مکعب در 24 کیلومتری جنوب رومرکز زمین لرزه دچاره شکست سقف پوسته گردید. مخازن آب در محدوده 15 کیلومتری رومرکزه زمین لرزه دچاره کمانش پافیلی قابل تعمیر شکست لوله ها و کمانش سقف - پوسته شدند. دیگر مخزنی که دراین ناحیه قرار داشتند خسارت خاصی را متحمل نشدند [3].

7-2-1 زلزله 1992 لندرز (MS = 7.4)

در این زلزله دو مخزن از سی مخزن موجود در نزدیکی محل وقوع زمین لرزه دچار دچار خسارت گردیدند.هر دو مخزن دچار بلند شدگی و کمانش پافیلی گردیدند . یک مخزن (از نوع جوش شده) دارای قطر برابر 6/5m و ارتفاع 7/3m و مخزن دیگر(دارای اتصالات پیچ شده) با قطر برابر 8m / 11 و ارتفاع برابر 3/ 7 m متر بود [3].

8-2-1 زلزله 1994 نورثریج (MS = 6.7)

در زلزله نورثریج خسارات وسیعی به مخازن وارد شد. مخازن صدمه دیده در فواصل نسبتا دور از رو مرکز زمین لرزه قرار داشتند . تعدادی از مخازن آب - آتش در نزدیکی رومرکز زمین لرزه دچار صدمه شدند و دیوار آنها دچاره کمانش پافیلی گردید . همچنین به علت کمبود شکل پذیری لوله های متصل به مخازن دچار شکست شدند . هشت مخزن محتوی نفت در مجاورت رو مرکز زمین لرزه قرار داشتند. هیچ شکستی در این مخازن اتفاق نیفتاد . اگر چه در دو عدد از آنها محتویات مخازن بر روی سقف های شناور داخلی ریخته شد.تعدادی مخزن ذخیره آب در 19 تا 16 کیلومتری شمال رومرکز زمین لرزه قرار داشتند که سقف آن ها و قسمت بالایی پوسته دچار کمانش شده و تیرهای سقف های شیبدار آن ها نیز دچار شکست شدند. شکست لوله های مکش نیز در این مخازن مشاهده شد . مخزنی که در زلزله 1971 سن فرناندو دچار بلندشدگی شده بود و میله مهار ها در آن از جای خود بلند شده بودند در این زلزله دچار خسارت نشد. مخزنی با قطر برابر8/3 و ارتفاع 12/2 متر دچار خسارات شدیدی گردید . بدین ترتیب که درقسمت پایینی پوسته مخزن کمانش پافیلی اتفاق افتاد، بست مهارها از جای خود بیرون آمد،پی مخزن از جای خود بلند شد و اتصالات لوله ها به مخزن دچار شکست شدند [3].

9-2-1 زلزله 1995 کوبه (MS = 6.9)

در این زلزله مخازن عملکرد مناسبی از خود نشان دادند. روانگرایی باعث کج شدن مخازن و شکست تعدادی از لوله های متصل به مخازن شد. به تعدادی از مخازن نفتی موجود در پالایشگاه های محلی نیز صدماتی جزئی وارد گردید [3].

9-2-1 زلزله 1999 ترکیه (MS = 7.4)

طبق گزارش گیل و همکاران (2001)، هنگام وقوع زلزله ازمیت ترکیه غالب مخازن موجود در واحد مخازن پالایشگاه توپراش PGA حدود 0/32 را تجربه نمودند. در این زلزله یکی از مخازن دارای سقف شناور حاوی نفت دچار حریق شد. با سرایت حریق به دیگر مخازن موجود، حدود 17 عدد از مخازن کاملا در آتش سوختند. به احتمال زیاد جرقه حاصل از اصطکاک میان سقف شناور و دیوار مخزن باعث آغاز حریق گردید. در اثر امواج سطحی مایع، در بیش از 50 عدد از مخازن ، مایع داخل مخزن بر روی سقف مخزن جاری شد.همچنین در یکی از مخازن کمانش پافیلی مشاهده گردید [4].

10-2-1 زلزله 2003 بم (MS = 6.6)

مطابق گزارش عشقی و همکاران(2003) در اثر وقوع زلزله بم در سه عدد از شش مخزن موجود در کارخانه روغن صنعتی جنوب واقع در این محل از نوع مخازن مهار نشده دارای سقف ثابت بودند. مخزنی واقع در کارخانه متروکه مجاور پست 230KV شهر بروات دچار صدمه گردید. شکست اتصالات لوله های متصل به مخزن باعث نشت مایع داخل آن شد. ترک های به جا مانده بر روی تکیه گاه مخزن مورد نظر نشان دهنده بلندشدگی آن در زمان وقوع زلزله است [6].

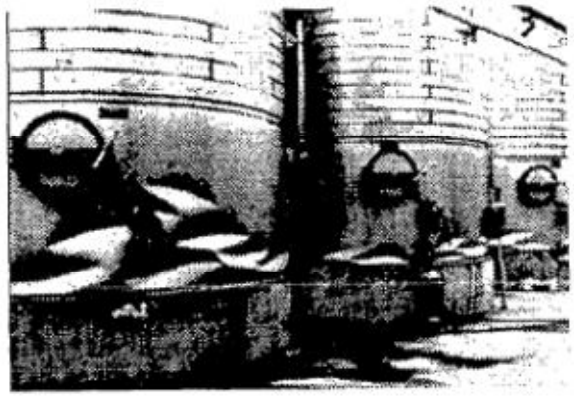
3-1 مودهای شکست لرزه ای مخازن

1-3-1 کمانش پوسته

یکی از معمولترین اشکال آسیب پذیری در مخازن فولادی، کمانش به سمت بیرون تکه پایینی پوسته است که به کمانش پافیلی مشهور است. شکل 1-4 نمونه ای از این کمانش را نشان می دهد. کمانش تکه پایینی پوسته گهگاه باعث خالی شدن محتویات مخزن می شود که این امر ناشی از شکست جوشها یا لوله های متصل به مخزن است. این نوع کمانش گاهی اوقات باعث تخریب کامل مخزن می شود[4].

شکل 1-4 کمانش پافیلی پوسته مخزن

نوع دیگر کمانش پوسته در مخازن ، کمانش الماسی شکل است. مخازن با پوسته خیلی نازک نظیر مخازن ساخته شده از فولاد ضد زنگ که برای نگهداری مایعات قابل آشامیدن از آنها استفاده می شود دچار این نوع کمانش می شوند.کمانش الماسی شکل همانطور که در شکل 1-5 نشان داده شده است، در فاصله ای بالاتر از کف مخزن ایجاد می شود[4].



شکل 1-5 کمانش الماسی شکل پوسته مخزن

2-3-1 صدمه دیدن سقفهای فولادی و قسمت بالایی دیواره مخزن

هنگام زلزله سطح مایع داخل مخزن شروع به لمبرزدن میکند . از اندازه گیری خراشهایی که سقفهای شناور بر وجه داخلی دیواره مخزن ایجاد میکند ، مشخص شده است که دامنه حرکت مایع در مجاورت دیواره در بعضی موارد به چندین متر می رسد . آئین نامه های معمول طراحی $[AWWA, API]$ برای طرح لرزه ای سقف مخازن در برابر لمبرزدن محتویات داخل مخزن راه حلی ارائه نمی دهند . مخازن ساخته شده پس از سال 1980 که برای مقاومت در برابر پدیده کمانش پافیلی و دیگر مودهای شکست طراحی شده اند ، ممکن است در برابر پدیده لمبرزدن آسیب پذیر باشند . نمونه ای از صدمات ایجاد شده در سقف به علت پدیده لمبرزدن قابل مشاهده است .در زلزله های گذشته اتصالات ترد میان دیواره و سقفهای مخروطی دچار آسیب شده اند و این امر باعث سرریز محتویات داخل مخزن به بیرون از آن شده است . همچنین در مخازن با سقف شناور بخاطر لمبرزدن محتویات داخل مخزن خسارات وسیعی در Support guides دیده شده است . سقفهای فلزی که دارای Curved knuckle joints هستند عملکرد بهتری از خود نشان داده اند ، اما تیرهای تکیه گاهی در اثر نیروهای ناشی از ضربه پدیده لمبرزدن دچار آسیب میشوند .حرکات جانبی و پیچشی که بخاطر حرکت زمین در مخزن ایجاد میشود ، باعث شکست Ladder و دیگر تجهیزاتی میشود که هم به سقف و هم به کف مخزن وصل هستند . صدمه دیدن سقف میتواند باعث گسترش آن به تکیه بالایی پوسته شود . اگرچه تعمیر سقف یا خسارات ایجاد شده در ملحقات آن گران قیمت می باشد ، اما معمولا منجر به خالی شدن کل محتویات داخل مخزن نمیشود[4].

3-3-1 شکست سیستم مهار مخزن

بعضی مواقع ظرفیت سیستمهای مهار استفاده شده در مخازن برای مقابله در برابر بارهای ناشی از زلزله کافی نبوده در نتیجه این مخازن از نظر لرزه ای آسیب پذیر می باشند . بارهای بزرگی ناشی از زلزله اغلب باعث بیرون کشیدگی ، کشیدگی یا شکست مهارها میشود . بیرون آمدگی میله مهار از پی باعث شکست بتن پی می شود[4].

4-3-1 شکست پی مخزن

در خیلی از موارد مخازن در محلهایی قرار دارند که از نظر ژئوتکنیکی محل مناسبی برای ساخت مخزن نمی باشد . در زلزله های گذشته نظیر زلزله 1964 نیگاتا ، پدیده روانگرایی با ممان ناشی از شتاب زلزله تلفیق شده باعث چرخش و نشستهای شدید در پایه مخزن شده است . این نشستها گاهی اوقات به چندین متر نیز رسیده اند .

در مخازن مهار نشده یا مخازنی که به طور ناقص مهار شده اند و دارای پی سخت می باشند ، امکان بوجود آمدن شکست در جوشهای ورق کف مخزن وجود دارد . شتاب زمین لرزه باعث بلند شدگی آن قسمتی از مخزن میشود که در آن نیروهای کششی ایجاد شده است . در زلزله 1971 سن فرناندو بیش از 35 سانتیمتر بلندشدگی (Uplift) در مخازن گزارش شده است . بل به علت اینکه صفحه کف مخزن تحت اثر فشارهای هیدرواستاتیکی ناشی از محتویات مخزن قرار دارد . جوشهای کف تحت تنشهای بزرگی قرار دارند و ممکن است دچار شکست شوند . بعضی مواقع ، خارج شدن مایع داخل مخزن باعث فرسایش پی مخزن شده در نتیجه مخزن در زمان زلزله رفتار نامطلوبتری از خود نشان میدهد . یک حالت معمول شکست ، اعوجاج کف مخزن در نزدیکی دیواره مخزن است . این مسئله میتواند بخاطر پدیده روانگرایی خاک ، ناپایداری شیبهای شیروانی یا نشستهای بیش از حد حادث شود . با متراکم کردن خاک محل قرار گرفتن مخزن و استفاده از پی گسترده مسلح در زیر مخزن میتوان از این مود شکست جلوگیری کرد[4] .

5-3-1 شکستهای ناشی از لغزش مخزن

یک حالت معمول دیگر خسارت که البته کمتر اتفاق می افتد ، لغزش مخزن می باشد . تاکنون در مخازن مهار نشده یا قطر بیش از 9 متر لغزش مشاهده نشده است . لغزش مخازن مهار نشده ای که دارای قطر کمی می باشند ، یک مسئله نگران کننده است . لغزش مخزن میتواند باعث شکست لوله های متصل به مخزن و در نتیجه خالی شدن محتویات آن شود [4].

6-3-1 صدمات وارده به سقف مخازن در اثر خالی شدن سریع محتویات مخزن

بعضی مواقع به علت شکست اتصال میان دیواره و کف یا شکست لوله های متصل به مخزن ، مایع داخل مخزن به سرعت تخلیه میشود . در نتیجه تخلیه سریع مایع داخل مخزن ، در بالای سطح مایع خلا نسبی ایجاد خواهد شد که این امر خود میتواند باعث صدمه دیدن قسمت بالایی پوسته شود[4] .

7-3-1 شکست ناشی از فشارهای هیدرودینامیکی

افزایش کشش حلقوی که بخاطر فشارهای هیدرودینامیکی ناشی از زلزله اتفاق می افتد ، میتواند باعث شکاف مخزن و جاری شدن محتویات داخل مخزن به بیرون از آن شود . این پدیده در قسمت بالایی پوسته مخازن پرچی در محلهای پرچ شده اتفاق می افتد[4] .

8-3-1 شکست لوله های متصل به مخزن

یکی از حالات بسیار معمولی که باعث خالی شدن محتویات مخزن میشود ، شکست اتصالات بین لوله ها و مخزن است این مود شکست عموماً در اثر تغییر مکانهای قائم ناشی از کمانش بدنه مخزن ، بلندشدگی دیواره یا شکست پی وجود می آید . در صورتی که لوله های متصل به مخازن از شکل پذیری کافی برخوردار باشند احتمال بروز این مود شکست کاهش می یابد.یک مود دیگر ، شکست لوله هایی است که از زیر به مخزن متصل میشوند . این مود شکست در زلزله 1985 به تعداد بسیار زیاد مشاهده شده است[4] .

شکل 1-6 شکست یکی از لوله های متصل به مخزن

4-1 اندرکنش سیال - سازه

مفهوم اندرکنش سیال و سازه در نتیجه حرکت سازه ای در مجاورت سیال در اثر تحریک پایه سازه و یا تحریک امواج سیال به وجود می آید . بیشترین توجه در این زمینه به یافتن فشار هیدرودینامیکی بر سدها و مخازن و ارتعاش سازه های مستغرق و نیمه مستغرق مثل موج شکنها و سکوهای دریائی و انتشار امواج می باشد . البته در اندرکنش سیال – سازه رفتار سازه نیز در اثر وجود آب تغییر می نماید . بارگذاری اساسی در این سازه ها نیروی موج و تحریک زلزله می باشد و چون سیال و سازه هر یک معادلات خود را دارا هستند ، اندرکنش سیال و سازه حل توام معادلات مذکور است[22] .

روش مناسب برای حل بستگی زیادی به هندسه مساله و نوع سازه دارد . در بسیاری موارد پاسخ سیال از پاسخ سازه قابل تفکیک است و به عنوان روش ساده و در عین حال دقیق اثر پایین سیال و اطراف سازه به شکل جرم متمرکز و یا میرائی اضافی در رفتار سازه قابل تقریب زدن است . فرضیات اساسی در تحلیل اندرکنش سیال – سازه عبارتند از :

1- صرفنظر کردن از ویسکوزیته سیال

2- تراکم ناپذیری سیال

3- تغییر مکانهای سطحی مایع کوچک است

4- اثر هوای محبوس در سیال درنظر گرفته نمیشود .

بعضی از فرضیات ساده کننده فوق (مثل فرض 2و3و4) را می توان تصحیح نمود و دقت را در جواب افزایش داد ولی ممکن است تاثیر یک فرض از مساله ای تا مساله ای دیگر تفاوت نماید . مثلا در سدهای بلند باید اثر تراکم پذیری آب را منظور نمود ولی در مخازن این کار لازم نیست[22] .

1-4-1 اندرکنش سیال – سازه در مخازن ذخیره

تلاش برای حل معادلات حاکم سیال و سازه برای مخازن توسط هاوسنر[1] (1957) و گراهام [2] و رودریگز[3] (1952) صورت گرفته است . تحقیقات وسیعی برای محاسبه پاسخ دینامیکی مخازن بتنی و فولادی در اثر زلزله انجام گرفته است و در این تحقیقات فرضیات اساسی مورد بازبینی ، بررسی و تصحیح قرار گرفته است . مخازن مورد بررسی استوانه ای ، مستطیلی ، مدفون ، سطحی یا نیمه مدفون بوده اند . آنچه که در تمام این مطالعات مشترک است دیدگاهی است که هاوسنر پایه گذار آن بوده و در آن فشار هیدرودینامیک سیال بر دیواره را به دو بخش از حرکت صلب یا مود ضربه ای[4] و اثر حرکت انعطاف پذیر یا مود مواج[5] تقسیم می نماید . به این ترتیب که مود ضربه ای شامل یک جرم است که به شکل صلب به مخزن متصل شده است و مود مواجی جرمی است که با فنری با سختی قابل تعیین به مخزن متصل شده است . جزئیات این روش در فصل آینده بررسی خواهد شد .

هاوسنر این روش را با استدلالی فیزیکی ابداع نمود و در این کار ، فرضیات وی عبارت بودند از :

1- مایع غیر چسبنده فرض میشود (ویسکوزیته = صفر)

2- موجهای سطحی در آب قابل اغماض می باشد .

3- مخزن تحت اثر حرکت افقی قرار دارد .

[1] - Housner
[2] - Graham
[3] - Rodriguez
[4] - Impulsive mode
[5] - Sloshing Mode

4- مایع درون مخزن غیر قابل تراکم است .

5- مخزن استوانه ای یا مستطیلی دارای دیواره های قائم و کف افقی صلب فرض می شود .

6- مخزن سطحی یا مرتفع می باشد و محیطی اطراف آن نیست .

فرض اول در تمام تحلیلهای بعدی در نظر گرفته شده است . هاوسنر و هارون[1] معادلات را برای مخازن انعطاف پذیر اصلاح نمودند و اثر حرکتهای قائم زلزله و اثر دوران پایه توسط هارون و ولتسوس[2] - یانگ [3] از دو روش متفاوت برای مخازن استوانه ای بررسی شده و جوابهای تحلیلی آن بدست آمد . هارون بر مبنای روش تفاضل محدود ، مساله موجهای سطحی و غیر خطی شدن معادله بر نولی در سطح را در حد اجمالی بررسی نمود . انعطاف پذیری خاک شالوده مخزن سطحی استوانه ای توسط ولتسوس در 1990 بررسی شده است . با این نکته که اثر مودهای بالاتر ارتعاشی و جرمهای مواج و اثر مدفون شدگی پی در این بررسی درنظر گرفته نشده است . تحقیقات جدیدی نیز با روش اجزاء مرزی برای بررسی پاسخ مخازن مستطیلی با فرض انعطاف پذیری دیواره صورت گرفته است[23] .

5-1 اندرکنش خاک – سازه

اگر از غیر همگنی و رفتارهای موضعی خاک چشم بپوشیم در وهله اول در بررسی مسائل نیروها ، از نظر مدل رفتار خاک به عنوان یک محیط ارتجاعی همگن ایزوتروپ در نظر گرفته میشود . مدلهای متعددی برای توصیف رفتار خاک از نظر استاتیکی و دینامیکی معرفی شده اند اما ساده ترین مدل مدل ارتجاعی می باشد که در محدوده کرنشهای کوچک نظیر 10^{-3} کاملا پذیرفتنی است .

با توجه به بحث فوق مطالعات وسیع گذشته نشان داده اند که رفتار انعطاف پذیر خاک در اطراف پایه سازه دارای تاثیرات زیر است:

1- کاهش فرکانسهای تشدید سیستم در مقایسه با سازه دارای پایه صلب

2- اتلاف جزئی انرژی ارتعاشی سازه از طریق تشعشع موج به جسم خاک

3- تغییر در حرکت واقعی فونداسیون ناشی از حرکت میدان آزاد[4]

عوامل موثر بر شدت اثر اندرکنش عبارتند از :

1- شدت امواج زلزله انتشار و طول موجهای حاکم

2- لایه بندی خاک و خصوصیات سختی خاک

3- ابعاد و سختی خمشی پی

4- عمق و نسبت مدفون شدگی پی

5- مقادیر ویژه سازه (فرکانسهای طبیعی)

به دلیل اینکه بیشترین مباحث اندرکنش حل معادله مشتق جزئی می باشد . در این معادله ها ما مجبور به دخالت دادن اثر تشعشع در بینهایت می باشیم بنابراین حل آن در حوزه فرکانس انجام می گیرد . به این ترتیب که با یک تبدیل مناسب (معمولا

[1] - Haroun
[2]- Veletsos
[3] - Yang
[4] - Free field motion